

Жилые
и общественные
здания.
Краткий
справочник
инженера-конструктора

Под редакцией проф. Ю. А. Дыховичного

3-е издание, переработанное и дополненное



МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1991

ББК 38.5
Ж 72
УДК 624.04 : 725/728 (035.5)

Рецензент — д-р техн. наук, профессор **В. И. Травуш**

Редактор — **Н. Б. Либман**

Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора/Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко, А. Н. Кондратьев и др.; Под ред. Ю. А. Дыховичного. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991. — 656 с.: ил.

ISBN 5-274-01058-X

Приведены данные для расчета и конструирования железобетонных, в том числе панельных и каркасно-панельных, каменных, металлических, деревянных конструкций гражданских зданий, оснований и фундаментов, представлены нагрузки и воздействия для расчета конструкций, статические расчеты наиболее массовых конструкций, в том числе с применением ЭВМ, рекомендации по расчетам теплотехнических и звукоизолирующих свойств ограждающих конструкций. Изд. 2-е вышло в 1975 г. под назв.: Справочник инженера-конструктора жилых и общественных зданий.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Ж $\frac{3305000000-505}{047(01)-91}$ 102—91

ББК 38.5

ISBN 5-274-01058-X

© Стройиздат, 1975
© Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко,
А. Н. Кондратьев, В. Т. Крейтан, А. Н. Сканави,
М. С. Вайнштейн, 1991

ПРЕДИСЛОВИЕ

На основе многолетнего опыта работы в проектных организациях авторы настоящего Справочника систематизировали обширный материал, регламентирующий вопросы проектирования, отобрали наиболее необходимые сведения и излагают их в предельно сжатом виде, однако достаточно полно отражая основные вопросы расчета и конструирования жилых и общественных зданий.

Справочник охватывает широкий круг вопросов, с которыми приходится сталкиваться проектировщику при разработке жилых и общественных зданий — выбор конструктивных схем, статические расчеты, проектирование конструкций из различных материалов — железобетонных, металлических, каменных, деревянных, расчеты оснований и фундаментов, освещаются основные вопросы строительной теплофизики и звукоизоляции. В Справочнике приведены указания по расчету и конструированию современных типов панельных и каркасно-панельных зданий, рассмотрены основы применения электронной вычислительной техники для расчетов строительных конструкций.

В разделе «Строительная механика» приведены приближенные методы расчета рам, ферм, пространственных конструкций, предназначенные для использования на стадии эскизного проектирования, поисковых разработок.

В Справочнике не рассматриваются вопросы проектирования и строительства в особых условиях (районах вечной мерзлоты, сейсмических районах, на горных выработках и т. д.).

При подготовке Справочника использованы последние достижения в области учета пространственной работы зданий, расчета с учетом пластических деформаций материалов, расчета современных пространственных конструкций, многослойных конструкций, теплотехнических расчетов панельных стен, а также новые нормативные документы.

Систематизация материала, отбор самого необходимого и сжатая форма изложения должны свести к минимуму использование многочисленных руководств, норм, инструкций и справочных пособий и способствовать повышению производительности труда проектировщика, дальнейшему улучшению качества и сокращению сроков проектирования.

Разделы 1 и 6 написаны Ю. А. Дыховичным и В. А. Максименко, разделы 2 и 9 — В. А. Максименко, разделы 3, 4, 5, 8 — Ю. А. Дыховичным, глава 3.4 — Н. В. Канчели, глава 6.3 — М. С. Вайнштейном, раздел 7 — А. Н. Кондратьевым, раздел 10 — А. Н. Сканави, раздел 11 — В. Г. Крейтаном.

*Редактор Справочника,
проф. Ю. А. Дыховичный*

РАЗДЕЛ 1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

ГЛАВА 1.1. НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При проектировании конструкций и оснований зданий и сооружений следует соблюдать требования Строительных норм и правил, обеспечивающие необходимую надежность, капитальность, долговечность и заданные условия эксплуатации зданий в целом, а также отдельных элементов и соединений конструкций. При этом необходимо предусматривать наиболее эффективное использование капитальных вложений путем применения соответствующих строительных материалов, рациональных конструктивных решений и максимального использования свойств материалов и несущей способности оснований, а также экономное расходование основных строительных материалов при максимальном сокращении трудовых затрат и сроков строительства.

Нормы проектирования строительных конструкций обязывают предусматривать при проектировании зданий и сооружений максимально возможное применение унифицированных типовых конструкций, более совершенную технологию изготовления конструкций и методов их возведения, широкую индустриализацию строительства с использованием современных средств комплексной механизации.

Особое внимание конструктора должно быть обращено на прочность и долговечность сооружения и отдельных его частей, пространственную жесткость и устойчивость конструкций на всех стадиях их возведения и при эксплуатации. Если в принятом конструктивном решении на прочность и устойчивость конструкций влияет способ возведения, то в проектах зданий должны содержаться указания о порядке их возведения. Эти указания необходимо учитывать в последующем при разработке проекта производства работ.

В проектах зданий и сооружений должны предусматриваться мероприятия, обеспечивающие требуемую долговечность конструкций и оснований (соответствующий выбор материалов, конструктивные и специальные защитные меры в целях повышения огнестойкости, морозостойкости, коррозионной стойкости, защиты от конденсационного увлажнения и гниения, для отвода воды, проветривания и т. п.) и снижающие возможное отрицательное влияние дополнительных местных и внутренних напряжений (например, сварочные, усадочные, температурные напряжения, концентрация на-

пряжений в местах резкого изменения размеров сечений элементов конструкций, в том числе вблизи отверстий, а также в местах резкого изменения характеристик грунтов основания и т. д.).

Строительные конструкции и основания следует рассчитывать на силовые воздействия по методу предельных состояний, при которых конструкция, основание, здание или сооружение перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям при силовых или других возможных воздействиях. Предельные состояния разделяются на две группы: по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации и по непригодности к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы относятся: общая потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; хрупкое, вязкое, усталостное или иного характера разрушение; разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды; качественное изменение конфигурации; резонансные колебания; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести или чрезмерного раскрытия трещин.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций и оснований или снижающие долговечность из-за появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т. п.

Цель метода расчета по предельным состояниям — не допустить наступления предельных состояний при эксплуатации в течение всего срока службы конструкции, здания или сооружения, а также при их возведении.

Нормы расчета регламентируют усилия, напряжения, деформации, перемещения, величины раскрытия трещин и др., которые не должны превышать предельных значений, устанавливаемых нормами проектирования.

Расчет конструкций и оснований должен учитывать возможные неблагоприятные характеристики материалов и возможные невыгодные нагрузки и сочетания нагрузок и воздействий, а также условия эксплуатации и особенности работы конструкций и оснований. При этом должны быть соблюдены требования нормативных документов и государственных стандартов (или технических условий), предъявляемые к качеству материалов, изделий и производству работ, а также к эксплуатации зданий и сооружений.

Расчетные схемы и основные предпосылки расчета конструкций и оснований должны учитывать факторы, определяющие напряженное и деформированное состояние, а также особенности взаимодей-

ствия элементов конструкций между собой и с основанием. В необходимых случаях учитываются пространственная работа, геометрическая и физическая нелинейность, пластические свойства материалов и грунтов. Расчетные схемы должны отражать действительные условия работы сооружений и ориентировать на использование электронно-вычислительных машин.

Основными параметрами сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления R_n , устанавливаемые нормами проектирования строительных конструкций с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений. Нормативное сопротивление материала может определяться соответствующими государственными стандартами на материалы.

Возможные отклонения сопротивлений (и других характеристик) материалов и грунтов в неблагоприятную сторону от нормативных значений учитываются коэффициентами надежности по материалу и грунту γ_m , вводимыми в виде делителя к нормативным значениям. Численные значения коэффициентов γ_m устанавливаются нормами проектирования конструкций и оснований в зависимости от свойств материалов и грунтов, их статистической изменчивости.

Расчетным сопротивлением материала R (или расчетной характеристикой грунта) называется сопротивление, принимаемое при расчетах конструкций или оснований и получаемое делением нормативного сопротивления R_n (характеристики) на коэффициент надежности по материалу (грунту) γ .

Особенности действительной работы (и предельных состояний) материалов, элементов соединений конструкций, оснований, а также конструкций зданий и сооружений, имеющие систематический характер, но не отражаемые в расчетах прямым путем, учитываются в необходимых случаях коэффициентом условий работы γ_c : влияние температуры, влажности, агрессивности среды и т. д.; приближенность расчетных схем и принятых в расчете предпосылок; перераспределение силовых факторов и деформаций. Численные значения коэффициентов γ_c устанавливаются нормативными документами на основе теоретических и экспериментальных данных о действительной работе материалов, конструкций и оснований в условиях строительства и эксплуатации.

Степень ответственности зданий и сооружений учитывается коэффициентом надежности по назначению γ_n .

На коэффициент надежности по назначению γ_n делят предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций и раскрытия трещин или умножают расчетные значения нагрузок, усилий или иных воздействий.

Значения коэффициента надежности по назначению γ_n уста-

Т а б л и ц а 1.1. Коэффициент надежности v_n

Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению v_n	Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надежности по назначению v_n
Класс I Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение: крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. д.	1	Класс II Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение (объекты жилищно-гражданского назначения и связи, не вошедшие в I и III классы)	0,95
		Класс III Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение: теплицы, одноэтажные жилые дома, ограды, временные здания и сооружения ¹ и т. д.	0,9

¹ Для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет допускается принимать $v_n = 0,8$.

Примечание. Для несущих кирпичных стен, самонесущих панелей, перегородок, перемычек над проемами в стенах из штучных материалов, фундаментных балок, заполнений оконных проемов, переплетов светоаэрационных фонарей, конструкций ворот, вентиляционных шахт и коробов, полов на грунте, сборных конструкций в процессе перевозки и монтажа, всех видов конструкций при расчете в стадии монтажа следует все значения коэффициента v_n , приведенные в таблице, умножать на 0,95.

навливают в зависимости от класса ответственности зданий и сооружений по табл. 1.1.

Нормативные значения нагрузок, а также их классификация устанавливаются СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» и приведены в разд. 2. Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается коэффициентом надежности

по нагрузке v_f , устанавливаемым с учетом назначения зданий и условий их эксплуатации.

Нагрузки, принимаемые в расчетах конструкций или оснований и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующий коэффициент v_f , называются расчетными.

Конструкции и основания рассчитывают с учетом возможных (для сечений элементов, конструкций и их соединений или для всего здания) неблагоприятных сочетаний нагрузок по СНиП 2.01.07—85 (см. разд. 2 Справочника).

ГЛАВА 1.2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ

При выборе конструктивной схемы здания необходимо учитывать: архитектурно-планировочные требования; наличие индустриальной базы промышленности строительных материалов и изделий; наличие местных материалов; природные условия района строительства (сейсмичность, вечная мерзлота, просадочные грунты, подрабатываемые территории и т. д.); этажность (высоту) здания.

При проектировании кирпичных зданий или зданий из местных материалов высотой до 9 этажей возможны конструктивные схемы с тремя продольными несущими стенами или с несущими поперечными стенами, расположенными с большим шагом (6 м и более), которые принимаются на основании технико-экономических сравнений указанных вариантов. Пространственная жесткость обеспечивается совместной работой поперечных и продольных стен. Перекрытия выполняются из железобетонных настилов или плит.

При наличии соответствующей индустриальной базы жилые дома следует проектировать крупнопанельными, а общественные здания — каркасными сборными железобетонными с навесными панелями. Наиболее рациональны следующие конструктивные схемы панельных домов: *при этажности 9—16 этажей* — с поперечными несущими стенами из панелей, расположенных с узким шагом (до 3,6 и 4,2 м) или с широким шагом (6 м и более); пространственная жесткость зданий обеспечивается системой поперечных и продольных внутренних стен в сочетании с перекрытиями, которые принимаются из сплошных железобетонных плит, отдельных плит размером на конструктивный модуль или из железобетонных настилов; *при этажности 16—25 этажей* — крупнопанельные с узким шагом поперечных несущих стен (до 4,2 м) или при расположении в первых этажах помещений общественного назначения — каркасно-панельные сборные железобетонные; пространственная жесткость обеспечивается связевыми железобетонными диафрагмами и перекрытиями; *при этажности зданий 25 и более этажей* — каркасные

решения; пространственная жесткость обеспечивается диафрагмами жесткости и железобетонными дисками перекрытий.

Для многоэтажных каркасных зданий целесообразна связевая система с пространственным ядром жесткости, что освобождает план здания от часто расположенных вертикальных диафрагм. В пределах ядра жесткости сосредоточивают лестничные клетки, лифтовые шахты и холлы, вертикальные коммуникации инженерного оборудования.

Наружные ограждающие конструкции рекомендуется проектировать несущими в панельных домах до 9 этажей и навесными для зданий большей этажности.

Исходя из технико-экономической целесообразности рекомендуется возводить многоэтажные жилые и общественные здания с несущими конструкциями из монолитного железобетона с применением инвентарной скользящей или переставной опалубки.

Для зданий, возводимых способом подъема этажей или перекрытий, целесообразно применять сборный железобетонный каркас и монолитные железобетонные ядра жесткости и перекрытия.

Рациональными являются сборно-монолитные конструкции, в которых логично сочетаются монолитный железобетон (например, для несущих стен) и сборные железобетонные конструкции (для перекрытий и наружных стен).

Несущие конструкции покрытий залов больших пролетов в общественных зданиях следует выполнять с учетом архитектурно-планировочного решения и технико-экономических обоснований предпочтительно в виде пространственных конструкций.

ГЛАВА 1.3. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫБОРУ МАТЕРИАЛОВ КОНСТРУКЦИЙ

Для фундаментов на естественном основании и для стен подвалов и технических подполий в целях снижения трудоемкости возведения целесообразно использовать сборные железобетонные и бетонные изделия, а также монолитный железобетон.

Для стен в зданиях до 9 этажей могут применяться кирпич, блоки из местных материалов, бетонные или железобетонные многослойные панели, панели из легких бетонов — керамзитобетона, пемзобетона, перлитобетона, ячеистых бетонов, газо- или пенобетона, газослакобетона, пеносиликатобетона, а также монолитный бетон. Для зданий выше 9 этажей рекомендуются стены панельные или в виде кирпичного заполнения. Наружные стены следует проектировать с долговечной отделкой.

Перекрытия выполняются преимущественно из сборных железобетонных изделий или из монолитного железобетона.

При наличии местных легких наполнителей и соответствующем технико-экономическом обосновании целесообразно применение легких бетонов и для стен, и для перекрытий.

Для районов, где имеются природные пористые заполнители, обеспечивающие получение бетонов класса В 15 и выше, сборные железобетонные, в том числе предварительно напряженные, несущие конструкции зданий и сооружений целесообразно проектировать из легкого бетона.

При изготовлении сборных железобетонных предварительно напряженных конструкций широкое применение находят эффективные виды арматуры: высокопрочная арматурная проволока, проволочные пряди и канаты, а также стержневая горячекатаная арматурная сталь периодического профиля.

При проектировании и возведении монолитных бетонных и железобетонных конструкций, к бетону которых предъявляются только требования по прочности, класс бетона назначают с учетом возможного реального срока загрузения конструкций нагрузками, принятыми в проекте. В частности, если известно, что конструкция будет загружена принятыми в проекте нагрузками не ранее чем через 2 мес, класс бетона и соответственно состав бетонной смеси следует назначать с учетом прироста прочности бетона во времени и фактических сроков загрузения конструкций.

Для покрытий общественных зданий используют легкие эффективные металлические конструкции, в частности трубчатые, из стального профилированного оцинкованного настила или асбестоцементных панелей с эффективным утеплителем, а также алюминиевые.

При проектировании стальных конструкций следует предусматривать применение: высокопрочных, низколегированных, а также углеродистых термически упроченных сталей; эффективных профилей, в том числе тонкостенных электросварных труб, открытых гнутых и замкнутых гнутосварных профилей, профилированного настила, широкополосных двутавров, широкополосной универсальной стали; пространственных предварительно напряженных конструкций, висячих покрытий и др.

Для зданий и сооружений, возводимых в многолесных районах, целесообразны несущие и ограждающие деревянные конструкции, преимущественно клееные. В качестве покрытий рекомендуются клееные, а также клефанерные конструкции из водостойкой фанеры.

ГЛАВА 1.4. ПРЕДЕЛЫ ОГНЕСТОЙКОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ГРУППЫ ВОЗГОРАЕМОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ¹

Здания, сооружения, а также части зданий и сооружений², выделенные противопожарными стенами I типа (пожарные отсеки), подразделяются по степеням огнестойкости. Степень огнестойкости зданий определяется минимальными пределами огнестойкости строительных конструкций (табл. 1.2) и максимальными пределами распространения огня по этим конструкциям.

Пределы огнестойкости самонесущих стен, учитываемых при расчете жесткости и устойчивости здания, принимают по графе 2 табл. 1.2.

В случаях, когда в табл. 1.2 минимальный предел огнестойкости конструкции равен 0,25 ч, допускается применять незащищенные стальные конструкции, а в труднодоступных пунктах строительства, кроме того, наружные ограждающие конструкции из алюминиевых листов независимо от их фактического предела огнестойкости.

В зданиях II степени огнестойкости производственного и складского назначения допускается применять колонны с пределом огнестойкости 0,75 ч.

Допускается в зданиях всех степеней огнестойкости применять гипсокартонные листы по ГОСТ 6266—89 для облицовки металлических конструкций с целью повысить их предел огнестойкости.

В зданиях всех степеней огнестойкости для выделения рабочих мест в пределах помещения допускается использовать перегородки (остекленные или с сеткой при высоте глухой части не более 1,2 м, сборно-разборные и раздвижные) с ненормируемыми пределами огнестойкости и пределами распространения огня.

Примерные конструктивные характеристики зданий в зависимости от их степени огнестойкости приведены в табл. 1.3.

Пределы огнестойкости строительных конструкций определяют по СТ СЭВ 1002—78.

Пределы распространения огня по строительным конструкциям определяются также по табл. 1.2.

Строительные материалы по горючести подразделяются на три группы: негорючие (несгораемые), трудногорючие (трудносгораемые) и горючие (сгораемые)³. Группы горючести строительных материалов определяются по СТ СЭВ 382—76 и СТ СЭВ 2437—80.

¹ При подготовке главы использован СНиП 2.01.02—85 «Противопожарные нормы».

² Далее по тексту — «здания».

³ Далее по тексту — «горючесть», «негорючие», «трудногорючие», «горючие».

Таблица 1.2. Минимальные пределы огнестойкости строительных конструкций, ч (над чертой) и максимальные пределы распространения огня по ним, см (под чертой)

Степень огнестойкости	Стены				Колонны	Лестничные площадки, козоуры, ступени, балки и марши лестничных клеток	Плиты, настилы (в том числе с утелителем) и другие несущие конструкции перекрытий	Элементы покрытий	
	несущие и лестничных клеток	самонесущие	наружные несущие (в том числе из навесных панелей)	внутренние несущие (перегородки)				плиты, настилы (в том числе с утелителем) и прогоны	балки, фермы, арки, рамы
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	$\frac{2,5}{0}$	$\frac{1,25}{0}$	$\frac{0,5}{0}$	$\frac{0,5}{0}$	$\frac{2,5}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,5}{0}$	$\frac{0,5}{0}$
II	$\frac{2}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{2}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,75}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{0}$
III	$\frac{2}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,25}{0}; \frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{2}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,75}{25}$	Не нормируется	
IIIa	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,5}{0}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{25}$	$\frac{0,25}{0}$

Продолжение табл. 1.2

Степень огнестойкости	Стены				Колонны	Лестничные площадки, косоуры, ступени, балки и марши лестничных клеток	Плиты, настилы (в том числе с утеплителем) и другие несущие конструкции перекрытий	Элементы покрытий	
	несущие и лестничных клеток	самоносущие	наружные несущие (в том числе из навесных панелей)	внутренние несущие (перегородки)				плиты, настилы (в том числе с утеплителем) и прогоны	балки, фермы, арки, рамы
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
IIIб	$\frac{1}{40}$	$\frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{0}; \frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{0,75}{0}$	$\frac{0,75}{25}$	$\frac{0,25}{0}; \frac{0,5}{25 (40)}$	$\frac{0,75}{25 (40)}$
IV	$\frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{25}$	$\frac{0,25}{25}$	Не нормируется	
IVа	$\frac{0,5}{40}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{\text{не нормируется}}$	$\frac{0,25}{40}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{0}$	$\frac{0,25}{\text{не нормируется}}$	$\frac{0,25}{0}$
V	Не нормируется								

13 **Примечание.** В скобках приведены пределы распространения огня для вертикальных и наклонных участков конструкций.

Таблица 1.3. Примерные характеристики зданий в зависимости от их степени огнестойкости

Степень огнестойкости	Конструктивные характеристики
I	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из естественных или искусственных каменных материалов, бетона или железобетона с применением листовых и плитных негорючих материалов
II	То же. В покрытиях зданий допускается применять незащищенные стальные конструкции
III	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из естественных или искусственных каменных материалов, бетона или железобетона. Для перекрытий допускается использование деревянных конструкций, защищенных штукатуркой или трудногорючими листовыми, а также плитными материалами. К элементам покрытий не предъявляются требования по пределам огнестойкости и пределам распространения огня, при этом элементы чердачного покрытия из древесины подвергаются огнезащитной обработке.
IIIа	Здания с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса — из стальных незащищенных конструкций. Ограждающие конструкции — из стальных профилированных листов или других негорючих материалов листовых с трудногорючим утеплителем
IIIб	Здания преимущественно одноэтажные с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса — из цельной или клееной древесины, подвергнутой огнезащитной обработке, обеспечивающей требуемый предел распространения огня. Ограждающие конструкции — из панелей или поэлементной сборки, выполненные с применением древесины или материалов на ее основе. Древесина и другие горючие материалы ограждающих конструкций должны быть подвергнуты огнезащитной обработке или защищены от воздействия огня и высоких температур таким образом, чтобы обеспечить требуемый предел распространения огня
IV	Здания с несущими и ограждающими конструкциями из цельной или клееной древесины и других горючих или трудногорючих материалов, защищенных от воздействия огня и высоких температур штукатуркой или другими листовыми или плитными материалами. К элементам покрытий не предъявляются требования по пределам огнестойкости и пределам распространения огня, при этом элементы чердачного покрытия из древесины подвергаются огнезащитной обработке.
IVа	Здания преимущественно одноэтажные с каркасной конструктивной схемой. Элементы каркаса — из стальных незащищенных конструкций. Ограждающие конструкции — из стальных профилированных листов или других негорючих материалов с горючим утеплителем

Степень огнестойкости	Конструктивные характеристики
V	Здания, к несущим и ограждающим конструкциям которых не предъявляются требования по пределам огнестойкости и пределам распространения огня

Каркасы подвесных потолков следует выполнять из негорючих материалов. Заполнения подвесных потолков допускается выполнять из горючих материалов, за исключением заполнений подвесных потолков в общих коридорах, на лестницах, в лестничных клетках, вестибюлях, холлах и фойе зданий I—IVa степеней огнестойкости.

В пространстве за подвесным потолком не допускается размещение каналов и трубопроводов для транспортирования горючих газов, пылевоздушных смесей, жидкостей и материалов.

Предел огнестойкости перекрытия или покрытия с подвесными потолками следует определять как для единой конструкции, а предел распространения огня — отдельно для перекрытия или покрытия и для подвесного потолка. При этом предел распространения огня по такому подвесному потолку должен быть не более установленного для защищаемого перекрытия или покрытия. Подвесные потолки не должны иметь проемов, а коммуникации, расположенные над подвесными потолками, следует выполнять из негорючих материалов.

В зданиях I и II степеней огнестойкости допускается применять перегородки из гипсокартонных листов по ГОСТ 6266—89 с каркасом из негорючих материалов с пределами огнестойкости соответственно не менее I и 0,5 ч. При этом в общих коридорах, лестничных клетках, вестибюлях, холлах и фойе указанные перегородки не допускается окрашивать горючими красками.

Конструкции, образующие уклон пола в зальных помещениях, должны соответствовать нормам, установленным в табл. 1.2 для плит, настилов и других несущих конструкций перекрытий.

В зданиях всех степеней огнестойкости кровлю, стропила и обрешетку чердачных покрытий, полы, двери, ворота, переплеты окон и фонарей, а также отделку (в том числе облицовку) стен и потолков независимо от нормируемых пределов распространения огня не допускается выполнять из горючих материалов. При этом стропила и обрешетку чердачных покрытий (кроме зданий V степени огнестойкости) следует подвергать огнезащитной обработке. Качество огнезащитной обработки должно быть таким, чтобы потеря массы

огнезащищенной древесины при испытании по СТ СЭВ 4686—84 не превышала 25 %.

В зданиях с чердаками (за исключением зданий V степени огнестойкости) при устройстве стропил и обрешетки из горючих материалов не допускается применять кровли из горючих материалов.

В зданиях всех степеней огнестойкости, кроме V, не допускается выполнять облицовку из горючих материалов и оклейку горючими пленочными материалами стен и потолков в общих коридорах, в лестничных клетках, вестибюлях, холлах и фойе, а также устраивать из горючих материалов полы в вестибюлях, лестничных клетках и лифтовых холлах.

В зданиях I—III степеней огнестойкости не допускается облицовка внешних поверхностей наружных стен из горючих материалов и трудногорючих материалов.

Дверцы встроенных шкафов для размещения пожарных кранов допускается выполнять из горючих материалов.

В стенах, перегородках, перекрытиях и покрытиях зданий не допускается предусматривать пустоты, ограниченные горючими материалами, за исключением пустот: в деревянных конструкциях перекрытий и покрытий, разделенных глухими диафрагмами на участки площадью не более 54 м², а также по контуру внутренних стен; между стальным или алюминиевым профилированным листом и пароизоляцией при условии, что за пароизоляцией расположен утеплитель из негорючего или трудногорючего материала. При утеплителе из горючих материалов (в том числе без пароизоляции) эти пустоты по торцам листов должны быть заполнены негорючим или трудногорючим материалом на длину не менее 25 см; между не распространяющими огонь конструкциями и их облицовками из горючих материалов со стороны помещений при условии разделения этих пустот глухими диафрагмами на участки площадью не более 3 м²; между облицовками из горючих материалов и наружными поверхностями стен одноэтажных зданий высотой от уровня земли до карниза не более 6 м и площадью застройки не более 300 м² при условии разделения этих пустот глухими диафрагмами на участки площадью не более 7,2 м².

При прокладке кабелей и трубопроводов через ограждающие конструкции с нормируемыми пределами огнестойкости и пределами распространения огня зазоры между ними следует заполнять строительным раствором на всю толщину.

Типы противопожарных преград и их минимальные пределы огнестойкости принимают по табл. 1.4.

Т а б л и ц а 1.4. Типы противопожарных преград и пределы огнестойкости

Противопожарные преграды	Тип противопожарных преград или их элементов	Минимальный предел огнестойкости противопожарных преград или их элементов, ч
Противопожарные стены	1	2,5
	2	0,75
Противопожарные перегородки	1	0,75
	2	0,25
Противопожарные перекрытия	1	2,5
	2	1
	3	0,75
Противопожарные двери и окна	1	1,2
	2	0,6
	3	0,25
Противопожарные ворота, люки, клапаны	1	1,2
	2	0,6
Тамбуры-шлюзы		
Элементы шлюзов:		
противопожарные перегородки	1	0,75
» перекрытия	3	0,75
» двери	2	0,6
Противопожарные зоны	1	—
Элементы противопожарных зон:		
противопожарные стены, отделяющие зону от помещений пожарных отсеков	2	0,75
противопожарные перегородки внутри зоны	2	0,25
колонны	—	2,5
противопожарные перекрытия	3	0,75
элементы покрытия	—	0,75
наружные стены	—	0,75
Противопожарные зоны	2	—
Элементы противопожарных зон:		
элементы покрытия	—	0,75
наружные стены	—	0,75
колонны	—	0,75
ребри	—	0,75
диафрагмы	—	Не нормируется

РАЗДЕЛ 2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ¹

ГЛАВА 2.1. ВИДЫ НАГРУЗОК И ИХ СОЧЕТАНИЯ

2.1.1. Общие положения

Основные характеристики нагрузок — их нормативные значения. Нагрузка определенного вида характеризуется, как правило, одним нормативным значением. Для нагрузок от людей, оборудования на перекрытиях жилых и общественных зданий, снеговых, от температурных климатических воздействий устанавливаются два нормативных значения: полное и пониженное. Расчетное значение нагрузки определяют как произведение ее нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

В зависимости от продолжительности действия нагрузок различают постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки. Нагрузки, возникающие при изготовлении, хранении и перевозке конструкций, а также при возведении сооружений, учитывают в расчетах как кратковременные нагрузки.

К постоянным нагрузкам относят: вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок). Сохраняющиеся в конструкции усилия от предварительного напряжения учитывают в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

Длительные нагрузки: вес временных перегородок; вес стационарного оборудования; нагрузки на перекрытия от складированных материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, книгохранилищах, архивах и др.; вес слоя воды на водоизоляционных плоских покрытиях; нагрузки от людей, оборудования на перекрытия жилых и общественных зданий; снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения на коэффициент: 0,3 — для III снегового района; 0,5 — для IV района; температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями при условии

$$\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta_5 = 0, \quad \Delta_1 = \Delta_{VII} = 0,$$

где $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от суточных колебаний температуры наружного воздуха; θ_4, θ_5 — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от солнечной радиации; Δ_1, Δ_{VII} — отклонения средних суточных температур от средних месячных;

¹ При подготовке раздела использован СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия». Далее термин «воздействие» заменен термином «нагрузка», слова «здания и сооружения» заменены словом «сооружения». Для определения прогибов и перемещений строительных конструкций следует пользоваться дополнением к СНиП 2.01.07—85 (Доп. Разд. 10. Прогибы и перемещения).

воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

Кратковременные нагрузки: от оборудования, возникающие при его перестановке или замене; вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования; полные нормативные нагрузки от людей, оборудования на перекрытия жилых и общественных зданий; полные нормативные нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, подвесных кранов); полные нормативные снеговые нагрузки;

температурные климатические воздействия (полные нормативные значения); ветровые нагрузки; гололедные нагрузки.

Особые нагрузки: сейсмические воздействия; взрывные воздействия; воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых породах.

2.1.2. Сочетания нагрузок

Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп выполняют с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Различают основные сочетания нагрузок, — постоянных, длительных и кратковременных, а также особые сочетания нагрузок — постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Временные нагрузки с двумя нормативными значениями включают в сочетания как длительные — при учете пониженного нормативного значения и как кратковременные — при учете полного нормативного значения.

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий умножают на коэффициенты сочетаний, равные: в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0,95$; для кратковременных $\psi_2=0,9$; в особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0,95$; для кратковременных $\psi_2=0,8$. При учете основных сочетаний, включающих постоянные нагрузки и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_1 , ψ_2 вводить не следует.

В основных сочетаниях при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения допускается умножать на коэффициент сочетания ψ_2 , принимаемый для первой (по степени влияния) кратковременной нагрузки — 1, для второй — 0,8, для остальных — 0,6.

При учете сочетаний нагрузок за одну временную нагрузку принимают: нагрузку от одного источника (снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного погрузчика, электрокара); нагрузку от нескольких источников, если их совместное действие учтено в нормативном и расчетном значениях нагрузки (нагрузку от оборудования, людей и складываемых материалов на одно или несколько перекрытий с учетом коэффициентов ψ_A и ψ_n , определяемых по формулам (2.1)—(2.4), гололедно-ветровую нагрузку принимают равной 25 % нормативного значения ветрового давления w_0 .

2.1.3. Нагрузки и коэффициенты надежности для зданий и сооружений

Постоянные нагрузки. Нормативное значение веса конструкций заводского изготовления определяют на основании стандартов; рабочих чертежей или паспортных данных заводов-изготовителей, других строительных конструкций и грунтов — по проектным размерам и удельному весу материалов и грунтов с учетом их влажности в условиях возведения и эксплуатации сооружений.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для веса строительных конструкций и грунтов приведены в табл. 2.1.

Т а б л и ц а 2.1. Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
Конструкции:	
металлические	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3
Грунты:	
в природном залегании	1,1
насыпные	1,15

Примечания: 1. При проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций, производят расчет, принимая для веса конструкций или ее части коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=0,9$. 2. При определении нагрузок от грунта учитывают нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт.

Т а б л и ц а 2.2. Нормативные значения нагрузок

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок <i>p</i> , кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
1. Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала; классные помещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные)	2 (200)	0,7 (70)
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения для электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2 (200)	Не менее 1 (100)
4. Залы:		
а) читальные	2 (200)	0,7 (70)
б) обеденные (в кафе, ресторанах)	3 (300)	1 (100)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4 (400)	1,4 (140)
г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4 (400)	Не менее 1,4 (140)
5. Книгохранилища, архивы	Не менее 5 (500)	Не менее 5 (500)
6. Сцены зрелищных предприятий	Не менее 5 (500)	Не менее 1,8 (180)
7. Трибуны:		
с закрепленными сиденьями для стоящих зрителей	4 (400) 5 (500)	1,4 (140) 1,8 (180)
8. Чердачные помещения	0,7 (70)	—
9. Покрытия на участках:		
а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. д.)	4 (400)	1,4 (140)
б) используемых для отдыха	1,5 (150)	0,5 (50)
в) прочих	0,5 (50)	—

Продолжение табл. 2.2

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок, p, кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
10. Балконы (лоджии) с учетом нагрузки:		
а) полосовой равномерной на участке шириной 0,8 м вдоль ограждения балкона (лоджии)	4 (400)	1,4 (140)
б) сплошной равномерной на площади балкона (лоджии), воздействие которой неблагоприятнее, чем определяемое по поз. 10а	2 (200)	0,7 (70)
11. Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	Не менее 1,5 (150)	—
12. Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях:		
а) 1, 2 и 3	3 (300)	1 (100)
б) 4, 5, 6 и 11	4 (400)	1,4 (140)
в) 7	5 (500)	1,8 (180)
13. Перроны вокзалов	4 (400)	1,4 (140)

Примечания: 1. Нагрузки, указанные в поз. 8, следует учитывать на площади, не занятой оборудованием и материалами. 2. Нагрузки, указанные в поз. 9, следует учитывать без снеговой нагрузки. 3. Нагрузки, указанные в поз. 10, следует учитывать при расчете несущих конструкций балконов (лоджий) и участков стен в местах защемления этих конструкций. При расчете нижележащих участков стен, фундаментов и оснований нагрузки на балконы (лоджии) следует принимать равными нагрузкам примыкающих основных помещений зданий и снижать их с учетом коэффициентов, определяемых по формулам (2.3) и (2.4). 4. Нормативные значения нагрузок для зданий и помещений, указанных в поз. 3, 4г, 5, 6 и 11, принимают по технологическому проекту.

Временные нагрузки. При расчете конструкций и оснований рассматривают следующие варианты загрузки отдельных перекрытий: сплошное загрузке принятой нагрузкой; неблагоприятное частичное загрузке при расчете конструкций и оснований, чувствительных к такой схеме загрузки; отсутствие временной нагрузки. Суммарная временная нагрузка на перекрытия многоэтажного здания при неблагоприятном частичном их загрузке не должна превышать нагрузки при сплошном загрузке перекрытий, опреде-

ленную с учетом коэффициентов сочетаний ψ_n , значения которых вычисляются по формулам (2.3) и (2.4).

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в табл. 2.2.

Нормативные значения нагрузок на ригели и плиты перекрытий от веса временных перегородок принимают в зависимости от их конструкции, расположения и характера опирания на перекрытия и стены. Указанные нагрузки допускается учитывать как равномерно распределенные добавочные нагрузки, но не менее 0,5 кПа.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок принимают: 1,3 — при полном нормативном значении менее 2 кПа, 1,2 — при полном нормативном значении 2 кПа и более.

При расчете балок, ригелей, плит, а также колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок, указанные в табл. 2.2, снижают в зависимости от грузовой площади A , м^2 , рассчитываемого элемента умножением на коэффициент сочетаний ψ_A , равный:

для помещений, указанных в табл. 2.2, поз. 1, 2, 12а (при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$).

$$\psi_{A_1} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{\frac{A}{A_1}}; \quad (2.1)$$

для помещений, указанных в табл. 2.2, поз. 4, 11, 12б (при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$),

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5 / \sqrt{\frac{A}{A_2}}. \quad (2.2)$$

При расчете стен, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, значения нагрузок снижают в зависимости от грузовой площади A рассчитываемых элементов (плит, балок), опирающихся на стены.

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок, указанные в табл. 2.2, снижают умножением на коэффициент сочетания ψ_n :

для помещений, указанных в табл. 2.2, поз. 1, 2, 12а,

$$\psi_{n_1} = 0,4 + (\psi_{A_1} - 0,4) / \sqrt{n}; \quad (2.3)$$

для помещений, указанных в табл. 2.2, поз. 4, 11, 12б,

$$\psi_{n_2} = 0,5 + (\psi_{A_2} - 0,5) / \sqrt{n}, \quad (2.4)$$

где n — общее число перекрытий (для помещений, указанных в табл. 2.2, поз. 1, 2, 4, 11, 12а, б), нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

При определении изгибающих моментов в колоннах и стенах учитывают снижение нагрузок для примыкающих к ним балок и ригелей с учетом коэффициентов, определяемых по формулам (2.1) и (2.2).

Сосредоточенные нагрузки и нагрузки на перила. Несущие элементы перекрытий, покрытий, лестниц и балконов (лоджий) должны быть проверены на сосредоточенную вертикальную нагрузку, приложенную к элементу в неблагоприятном положении на квадратной площадке со сторонами не более 10 см (при отсутствии других временных нагрузок): для перекрытий и лестниц — 1,5 кН; для чердачных перекрытий, покрытий, террас и балконов — 1 кН; для покрытий, по которым можно передвигаться только с помощью трапов и мостиков, — 0,5 кН.

Элементы, рассчитанные на возможные при возведении и эксплуатации местные нагрузки от оборудования и транспортных средств, допускается не проверять на указанную сосредоточенную нагрузку.

Нормативные значения горизонтальных нагрузок на поручни перил лестниц и балконов принимают равными: для жилых зданий, дошкольных учреждений, домов отдыха, санаториев, больниц и других лечебных учреждений — 0,3 кН/м; для трибун и спортивных залов — 1,5 кН/м; для других зданий и помещений при отсутствии специальных требований — 0,8 кН/м; для обслуживающих площадок, мостиков, ограждений крыш, предназначенных для непродолжительного пребывания людей, нормативное значение горизонтальной сосредоточенной нагрузки на поручни перил принимают 0,3 кН (в любом месте по длине поручня).

Для нагрузок на перила коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

ГЛАВА 2.2. СНЕГОВЫЕ И ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ

2.2.1. Снеговые нагрузки

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S определяют по формуле

$$S = S_0 \mu, \quad (2.5)$$

где S_0 — нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли; μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

**Нормативные значения веса снегового покрова S_0 на 1 м^2
горизонтальной поверхности земли**

Снеговые рай- оны СССР (при- нимаются по рис. 2.1)	I	II	III	IV	V	VI
S_0 , кПа (кгс/м ²)	0,5(50)	0,7(70)	1(100)	1,5(150)	2(200)	2,5(250)

Примечание. Нормативное значение веса снегового покрова в горных и малоизученных районах, обозначенных на карте, а также в пунктах с высотой над уровнем моря более 1500 м и в местах со сложным рельефом устанавливают на основании данных Госкомгидромета.

Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициентов μ принимают по табл. 2.3, при этом промежуточные значения коэффициентов μ определяют линейной интерполяцией.

В тех случаях, когда более неблагоприятные условия работы элементов конструкций возникают при частичном загрузении, следует рассматривать схемы со снеговой нагрузкой, действующей на половине или четверти пролета (для покрытий с фонарями — на участках шириной b). В необходимых случаях снеговые нагрузки определяют с учетом предусмотренного дальнейшего расширения здания.

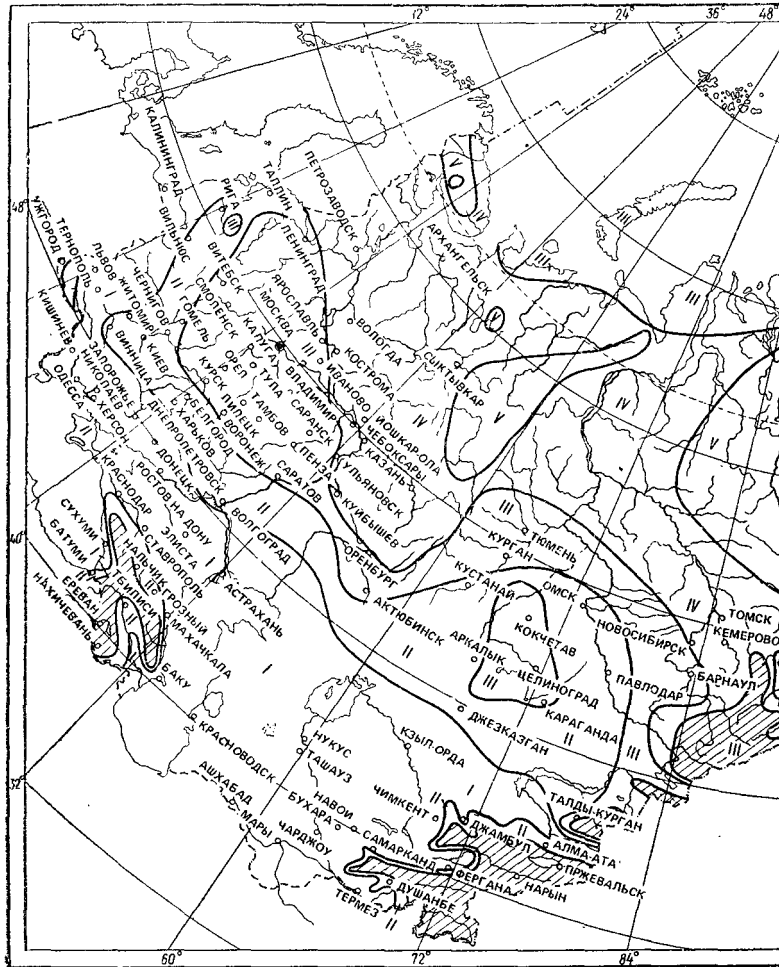
Варианты с повышенными местными снеговыми нагрузками, приведенными в табл. 2.3, необходимо учитывать при расчете плит, настилов и прогонов покрытий, а также при расчете тех элементов несущих конструкций (ферм, балок, колонн и т. п.), для которых указанные варианты определяют размеры сечений.

При расчетах конструкций допускается применение упрощенных схем снеговых нагрузок, эквивалентных по воздействию схемам нагрузок, приведенным в табл. 2.3. При расчете рам и колонн производственных зданий допускается учет только равномерно распределенной снеговой нагрузки, за исключением мест перепадов покрытий, где необходимо учитывать повышенную снеговую нагрузку.

Коэффициенты μ , устанавливаемые в соответствии с указаниями схем 1, 2, 5 и 6 табл. 2.3 для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v \geq 2$ м/с, следует снижать умножением на коэффициент $k=1,2-0,1 v$.

Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с $v \geq 4$ м/с, коэффициенты μ , установленные в соответствии с указаниями схем 1 и 5 табл. 2.3, снижают умножением на коэффициент 0,85.

Среднюю скорость ветра v за три наиболее холодных месяца принимают по табл. 2.2.



В указанных случаях для зданий шириной b до 90 м и высотой $h > 10$ м коэффициент k необходимо дополнительно снижать умножением на коэффициент $k_1 = 1 - 0,2(1 - b/90)(h/10 - 1)$, но не менее 0,7.

Снижение снеговой нагрузки не распространяется: на покрытия зданий в районах со средней месячной температурой воздуха в январе выше -5°C ; на покрытия зданий, защищенных от прямого

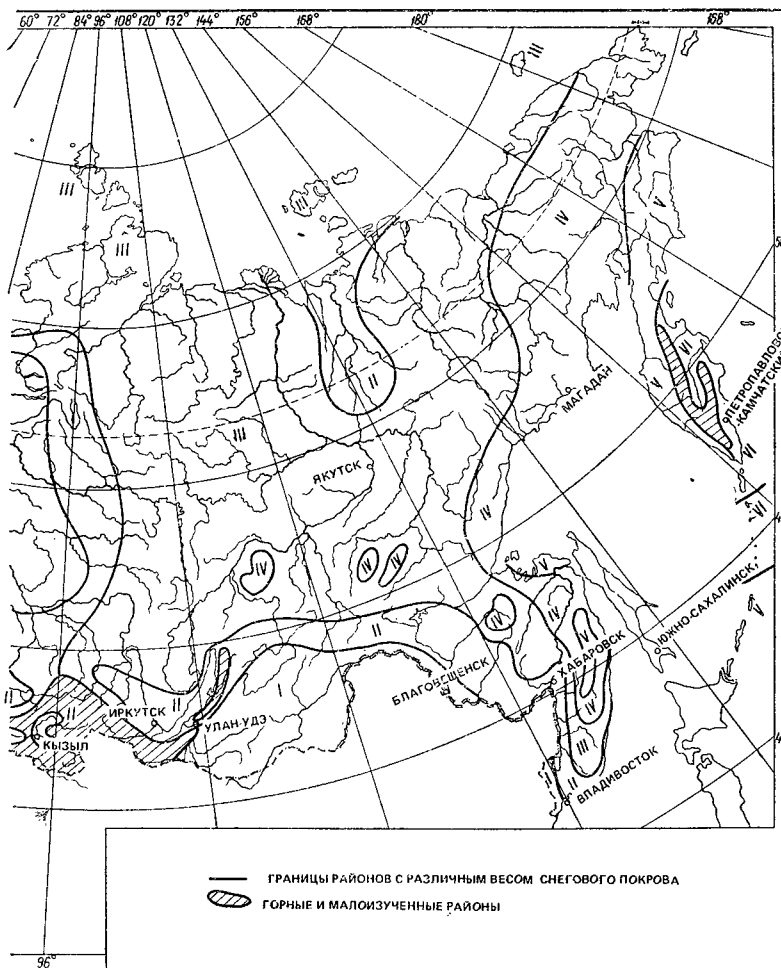


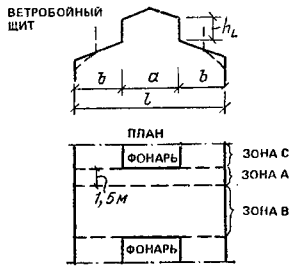
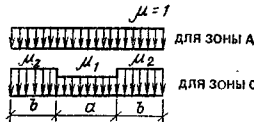
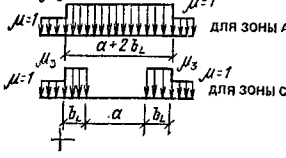
Рис. 2.1. Карта районирования территории СССР по весу снегового покрова

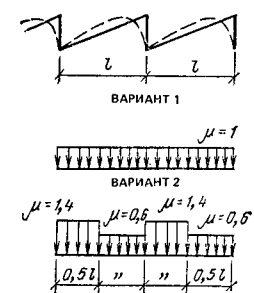
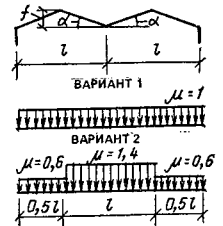
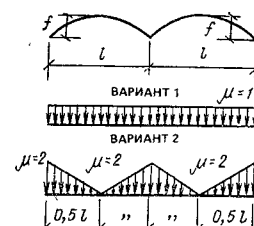
воздействия ветра соседними более высокими зданиями, удаленными менее чем на $10h_1$ (где h_1 — разность высот соседнего и проектируемого здания); на участки покрытий длиной b , b_1 и b_2 у перепадов высот зданий и парапетов (см. схемы 8—11 табл. 2.3).

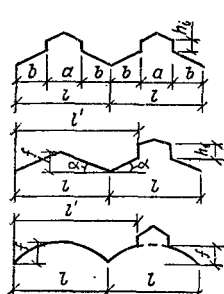
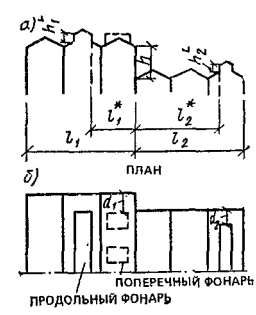
Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки принимают равным 1,4. При расчете элементов конструкции покрытия, для которых отношение учитываемого нормативного значения

Таблица 2.3. Схемы снеговых нагрузок и коэффициенты

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
1	<p>Здания с односкатными и дву- скатными покрытиями</p>	<p>$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 0$ » $\alpha \geq 60^\circ$. Варианты 2 и 3 следует учитывать для зданий с двускатными покрытия- ми (профиль б), при этом вариант 2 — при $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$; вариант 3 — при $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ только при наличии ходовых мо- стиков или аэрационных устройств по коньку по- крытия</p>
2	<p>Здания со сводчатым и близким к ним по очертанию покрытиями</p>	<p>$\mu_1 = 1/8f$, но не более 1 и не менее 0,4 Вариант 2 следует учи- тывать при $f/L \geq 1/8$: $f/L \dots 1/8 \quad 1/6 \quad 1/5$ $\mu_2 \dots 1,6 \quad 2 \quad 2,2$ Для железобетонных плит покрытий коэффи- циент μ принимают не более 1,4</p>
2а	<p>Покрытия в виде стрельчатых арок</p>	<p>При $\beta \geq 15^\circ$ необходимо использовать схему 1, б, принимая $l = l'$ при $\beta <$ $< 15^\circ$ — схему 2</p>

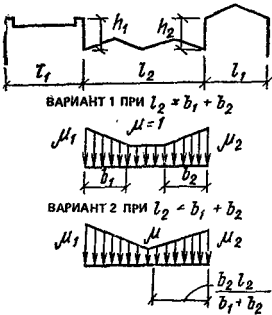
Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
3	<p data-bbox="427 633 762 667">Здания с продольным фонарем</p>  <p data-bbox="555 1218 635 1240">ВАРИАНТ 1</p>  <p data-bbox="555 1361 635 1384">ВАРИАНТ 2</p> 	<p data-bbox="858 633 1129 1070"> $\mu_1=0,8$; $\mu_2=1+0,1a/b$; $\mu_3=1+0,5 a/b_L$, но не бо- лее: 4 — для ферм и ба- лок при нормативном значении веса покрытия 1,5 кПа и менее; 2,5 — для ферм и балок при нормативном значении веса покрытия свыше 1,5 кПа; 2 — для железобе- тонных плит покрытий пролетом 6 м и менее и для стального профили- рованного настила; 2,5 — для железобетонных плит пролетом свыше 6 м, а также для прогонов не- зависимо от пролета; $b_1=h_L$, но не более b </p> <p data-bbox="858 1128 1129 1653"> При определении нагруз- ки у торца фонаря для зоны <i>B</i> значение коэффи- циента μ в обоих вари- антах принимают рав- ным 1 Примечания: 1. Схе- мы вариантов 1, 2 следу- ет также применять для двускатных и сводчатых покрытий двух-, трехпро- летных зданий с фона- рями в середине зданий. 2. Влияние ветроотбой- ных щитов на распреде- ление снеговой нагрузки возле фонарей не учиты- вать. 3. Для плоских ска- тов при $b > 48$ м следует учитывать местную по- вышенную нагрузку у фонаря, как у перепадов (см. схему 8) </p>

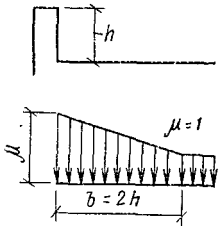
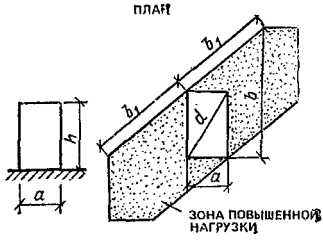
Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
4	<p>Шедовые покрытия</p> 	<p>Схемы применяют для шедовых покрытий, в том числе с наклонным остеклением и сводчатым очертанием кровли</p>
5	<p>Двух- и многопролетные здания с двускатными покрытиями</p> 	<p>Вариант 2 учитывают при $\alpha \geq 15^\circ$</p>
6	<p>Двух- и многопролетные здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями</p> 	<p>Вариант 2 учитывают при $f/l > 0,1$ Для железобетонных плит покрытий значения коэффициентов μ принимают не более 1,4</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
7	<p>Двух- и многопролетные здания с двускатными и сводчатыми покрытиями с продольным фонарем</p> 	<p>Коэффициент μ принимают для пролетов с фонарем в соответствии с вариантами 1 и 2 схемы 3, для пролетов без фонаря — с вариантами 1 и 2 схем 5 и 6.</p> <p>Для плоских двускатных ($\alpha < 15^\circ$) и сводчатых ($f/l < 0,1$) покрытий при $l' > 48$ м учитывают местную повышенную нагрузку, как у перепадов (см. схему 8)</p>
8	<p>Здания с перепадом высоты</p> 	<p>Снеговую нагрузку на верхнее покрытие принимают в соответствии со схемами 1—7, а на нижнее — как наиболее неблагоприятную из схем 1—7 и схемы 8</p> <p>Коэффициент μ следует принимать равным: $\mu_0 = 1 + 1/h(m_1 l_2' + m_2 l_1')$, но он не должен превышать: $2h/S_0$ (где h — в м; S_0 — в кПа); 4 — для зданий (профиль а); 6 — для навесов (профиль б)</p>

Номер схема	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
	<p>а)</p> <p>б)</p> <p>ПЛАН</p> <p>ВАРИАНТ 1 ПРИ $l_2' [l_2] \approx b$ $\mu = 0,5$ ПРИ $m_2 = 0,5$ $\mu = 0,7$ ПРИ $m_2 = 0,3$</p> <p>ВАРИАНТ 2 ПРИ $l_2' [l_2] = b$ $\mu = 0,5$ ПРИ $m_2 = 0,5$ $\mu = 0,7$ ПРИ $m_2 = 0,3$</p>	<p>Значения $m_1(m_2)$ для верхнего (нижнего) покрытия в зависимости от его профиля принимают равными: 0,5 — для плоских покрытий с $\alpha \leq 20^\circ$ и сводчатых — с $f/l \leq 1/8$; 0,3 — для плоских покрытий с $\alpha > 20^\circ$, сводчатых — с $f/l > 1/8$ и покрытий с поперечными фонарями</p> <p>Для нижних покрытий шириной $a < 21$ м (профиль б) значение m_2 определяют по формуле $m_2 = 0,5k_1k_2k_3$, но не менее 0,1, где $k_1 = \sqrt{a/21}$; $k_2 = 1 - \beta/35$; $k_3 = 1 - \alpha/30$, но менее 0,3 (a — в м; α, β — в град)</p> <p>Высоту перепада h отсчитывают от карниза нижнего покрытия в месте его примыкания к стене</p> <p>Значения $l_1'(l_2')$ для верхнего (нижнего) покрытия в зависимости от наличия и ориентации фонарей принимают равными:</p> <p>с продольными фонарями:</p> $l_1' = l_1^* - 2h_1'$ $l_2' = l_2^* - 2h_2' - 2h;$ <p>без продольных фонарей или с поперечными фонарями:</p> $l_1' = l_1; \quad l_2' = l_2 - 2h,$ <p>при этом l_1' и l_2' необходимо принимать не менее 0.</p>

Продолжение табл. 2.3

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
9	<p>Здания с двумя перепадами вы- соты</p> 	<p>Длину зоны b принимают равной: при $\mu_0 \leq 2h/S_0$ $b = 2h$, но не более 15 м; при $\mu_0 > 2h/S_0$ $b = \frac{\mu_0 - 1}{2h/S_0 - 1} 2h$, но не более $5h$ и 15 м</p> <p>Примечания: 1. При $d_1(d_2) > 12$ м значение μ для участка перепада длиной $d_1(d_2)$ определяют без учета влияния фонарей на повышенном (пониженном) покрытии.</p> <p>2. Если пролеты верхнего (нижнего) покрытия имеют разный профиль, то при определении μ необходимо принимать соответствующее значение $m_1(m_2)$ для каждого пролета в пределах $l_1(l_2)$</p> <p>3. Местную нагрузку у перепада не следует учитывать, если высота перепада, м, между двумя смежными покрытиями менее $S_0/2$ (где S_0 — в кПа)</p> <p>Снеговую нагрузку на верхнее и нижнее покрытие принимают по схеме 8. Значения μ_1, b_1, μ_2, b_2 определяют для каждого перепада независимо, при этом:</p> <p>для левого $l_2^* = l_2 - 2h_1 - 5h_2$;</p> <p>для правого $l_2' = l_2 - 2h_2 - 5h_1$</p> <p>Если $l_2 < b_1 + b_2$, то $\mu = [(\mu_1 b_1 + \mu_2 b_2) \times (1 - \frac{l_2}{b_1 + b_2}) - (b_1 + b_2)] / l_2$,</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
10	<p>Покрытие с парапетами</p> 	<p>но не более</p> $\frac{\mu_1 b_2 + \mu_2 b_1}{b_1 + b_2}$ <p>Схему применяют при $h > S_0/2$ (h — в м; S_0 — в кПа); $\mu = 2h/S_0$, но не более 3</p>
11	<p>Участки покрытий, промывающие к возвышающимся над кровлей вентиляционным шахтам и другим надстройкам</p> 	<p>Схема относится к участкам с надстройками с диагональю основания не более 15 м. В зависимости от рассчитываемой конструкции (плит покрытия, подстропильных и стропильных конструкций) учитывают самое неблагоприятное положение зоны повышенной нагрузки (при произвольном угле β). Коэффициент μ, постоянный в пределах указанной зоны, принимают равным: 1 при $d \leq 1,5$ м; $2h/S_0$ при $d > 1,5$ м, но не менее 1 и не более 1,5 при $1,5 < d \leq 5$ м; 2 при $5 < d \leq 10$ м; 2,5 при $10 < d \leq 15$ м; $b_1 = 2h$, но не более $2d$</p>

Номер схемы	Профили покрытий и схемы снеговых нагрузок	Коэффициенты и область применения схем
12	<p>Висячие покрытия цилиндрической формы</p> <p>$\mu_1 = 1; \mu_2 = 1/b$</p>	

равномерно распределенной нагрузки от веса покрытия (включая вес стационарного оборудования) к нормативному значению веса снегового покрова S_0 менее $0,8v_f$ принимают равным 1,6.

2.2.2. Ветровые нагрузки

Ветровую нагрузку на сооружение рассматривают как совокупность: нормального давления w_n , приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента; сил трения w_f , направленных по

касательной к внешней поверхности и отнесенных к площади ее горизонтальной (для шедовых или волнистых покрытий, покрытий с фонарями) или вертикальной проекции (для стен с лоджиями и подсобных конструкций); нормального давления w_i , приложенного к внутренним поверхностям зданий с проицаемыми ограждениями, с открывающимися или постоянно открытыми проемами; либо как нормальное давление w_x, w_y , обусловленное общим сопротивлением сооружения в направлении осей x и y и условно приложенное к проекции сооружения на плоскость, перпендикулярную соответствующей оси.

Ветровую нагрузку определяют как сумму средней и пульсационной составляющих.

При определении внутреннего давления w_i , а также при расчете многоэтажных зданий высотой до 40 м и одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5 размещаемых в местностях типов А и В, пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле

$$w_m = w_0 kc, \quad (2.6)$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления; k — коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте; c — аэродинамический коэффициент.

Нормативное ветровое давление w_0 в зависимости от ветрового района СССР

Ветровые районы СССР (принимаются по рис. 2.2)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
	$w_0, \text{кПа (кгс/м}^2\text{)}$	0,17 (17)	0,23 (23)	0,3 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,6 (60)	0,73 (73)

Для горных и малоизученных районов, обозначенных на рис. 2.2, нормативное ветровое давление w_0 допускается устанавливать на основе данных метеостанций Госкомгидромета, а также результатов обследования районов строительства с учетом опыта эксплуатации сооружений. При этом $w_0, \text{Па}$, определяют по формуле

$$w_0 = 0,61v_0^2, \quad (2.7)$$

где v_0 — скорость ветра на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А, соответствующая 10-минутному интервалу осреднения и превышаемая в среднем 1 раз в 5 лет.

Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте z , определяется по табл. 2.4 в зависимости от типа местности: А — открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пусты-

Таблица 2.4. Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте z

Высота z , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1
80	1,85	1,45	1,15
100	2	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
> 480	2,75	2,75	2,75

Примечание. При определении ветровой нагрузки типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

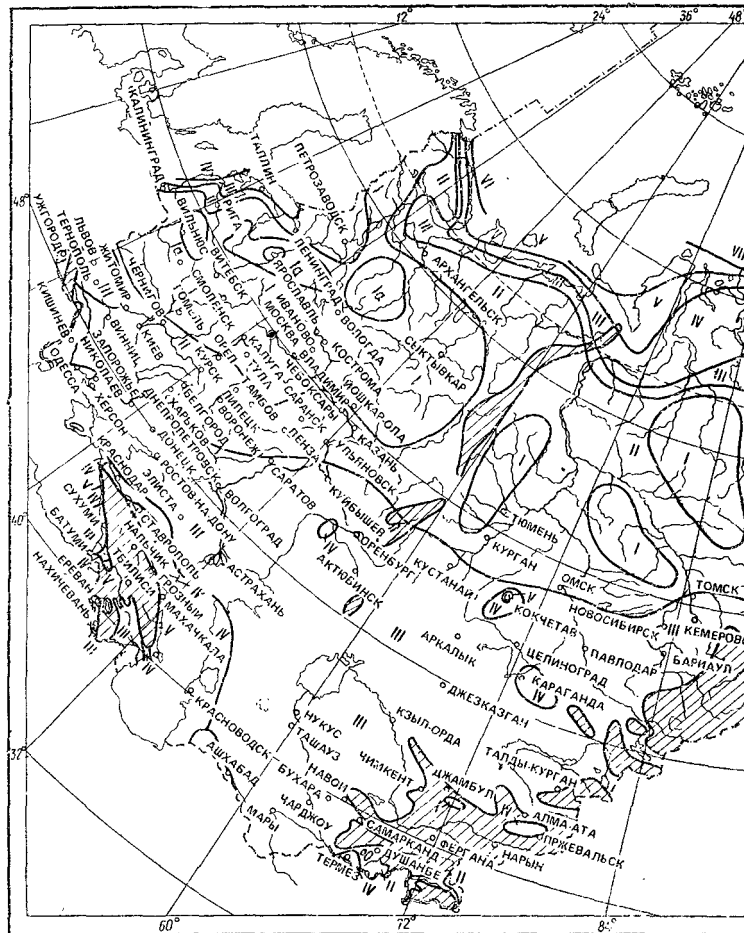
ни, степи, лесостепи, тундра; B — городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м; C — городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ — при высоте h сооружения до 60 м и 2 км — при большей высоте.

При определении компонентов ветровой нагрузки w_e , w_f , w_i , w_x , w_y используют соответствующие значения аэродинамических коэффициентов: внешнего давления c_e , трения c_f , внутреннего давления c_i и лобового сопротивления c_x или c_y , принимаемых по табл. 2.5, где стрелками \rightarrow показано направление ветра. Знак «плюс» у коэффициентов c_e или c_i при давлении ветра на соответствующую поверхность, знак «минус» — от поверхности (промежуточные значения определяют по линейной интерполяции).

При расчете креплений элементов ограждения к несущим конструкциям учитывают местное отрицательное давление ветра с аэродинамическим коэффициентом $c_e = -2$, распределенное вдоль поверхностей на ширине 1,5 м (рис. 2.3).

При случаях, не предусмотренных табл. 2.5, аэродинамические коэффициенты принимают по экспериментальным данным или на основе результатов продувок моделей конструкций в аэродинамических трубах.



При определении ветровой нагрузки на поверхности внутренних стен и перегородок при отсутствии наружного ограждения (на стадии монтажа здания) используют аэродинамические коэффициенты внешнего давления c_e или лобового сопротивления c_x .

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на высоте z определяют:

для сооружений и их конструктивных элементов, у которых первая частота собственных колебаний f_1 , Гц, больше предельного

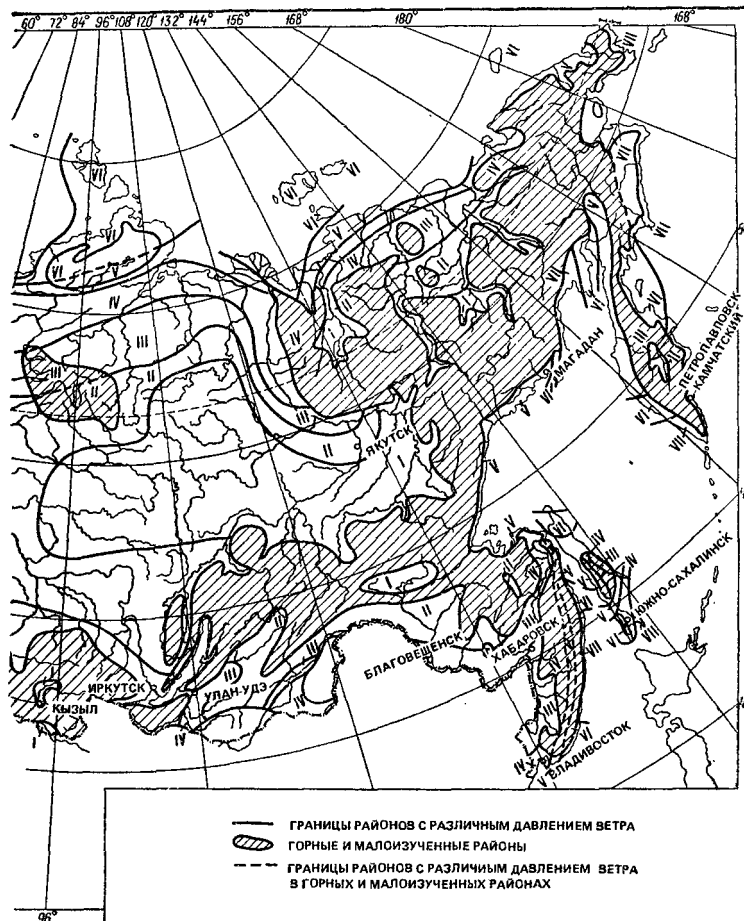


Рис. 2.2. Карта районирования территории СССР по давлению ветра

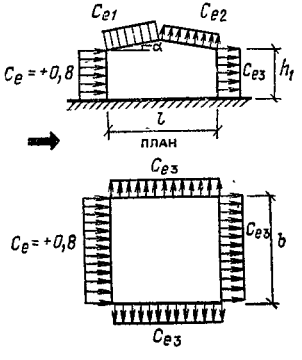
значения собственной частоты f_i по формуле

$$\omega_p = \omega_m \zeta \nu, \quad (2.8)$$

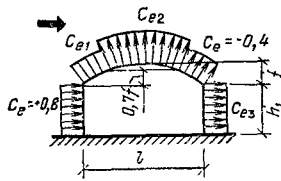
где ω_m — определяется по формуле (2.6); ζ — коэффициент пульсаций давления ветра на уровне z , принимаемый по табл. 2.6; ν — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра;

для сооружений и их конструктивных элементов, которые можно рассматривать как систему с одной степенью свободы (поперечные рамы одноэтажных зданий, башни и т. д.), при $f_1 < f_i$ — по

Таблица 2.5. Схемы ветровых нагрузок и аэродинамические коэффициенты

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания																																																													
1	Отдельно стоящие плоские сплошные конструкции. Вертикальные и отклоняющиеся от вертикальных не более чем на 15° поверхности: наветренные подветренные	$c_e = +0,8$ $c_e = -0,6$	—																																																													
2	Здания с двускатными покрытиями 	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Коэффициент</th> <th rowspan="2">α, град</th> <th colspan="4">Значения c_{e1} и c_{e2} при h_1/l</th> </tr> <tr> <th>0</th> <th>0,5</th> <th>1</th> <th>≥ 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">c_{e1}</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0,6</td> <td>-0,7</td> <td>-0,8</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+0,2</td> <td>-0,4</td> <td>-0,7</td> <td>-0,8</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>+0,4</td> <td>+0,3</td> <td>-0,2</td> <td>-0,4</td> </tr> <tr> <td></td> <td>60</td> <td>+0,8</td> <td>+0,8</td> <td>+0,8</td> <td>+0,8</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">c_{e2}</td> <td>≤ 60</td> <td>-0,4</td> <td>-0,4</td> <td>-0,5</td> <td>-0,8</td> </tr> <tr> <td>b/l</td> <th colspan="4">Значения c_{e3} при h_1/l</th> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <th>$\leq 0,5$</th> <th>1</th> <th>≥ 2</th> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>≤ 1</td> <td>-0,4</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>≥ 2</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> <td>-0,6</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Коэффициент	α , град	Значения c_{e1} и c_{e2} при h_1/l				0	0,5	1	≥ 2	c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4		60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	b/l	Значения c_{e3} при h_1/l						$\leq 0,5$	1	≥ 2			≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6			≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6		1. При ветре, перпендикулярном торцу зданий, для всей поверхности покрытия $c_t = -0,7$. 2. При определении коэффициента ν $h = h_1 + 0,2l \operatorname{tg} \alpha$
Коэффициент	α , град	Значения c_{e1} и c_{e2} при h_1/l																																																														
		0	0,5	1	≥ 2																																																											
c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8																																																											
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8																																																											
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4																																																											
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8																																																											
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8																																																											
	b/l	Значения c_{e3} при h_1/l																																																														
		$\leq 0,5$	1	≥ 2																																																												
	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																												
	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																												

3 Здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями

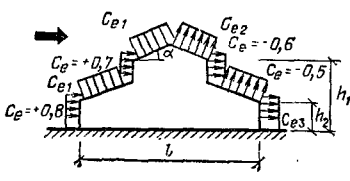


Коэффициент	h_1/l	Значения c_{e1}, c_{e2} при f/l				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
c_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7
c_{e2}	Произвольное	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2

Значение c_{e3} принимается по схеме 2

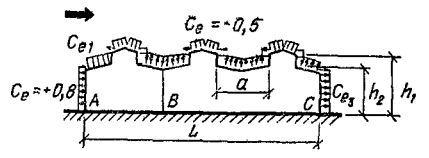
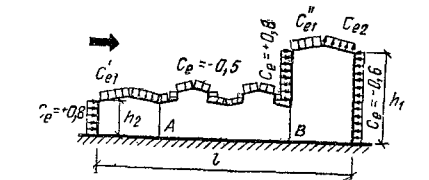
- См. примеч. 1 к схеме 2.
- При определении коэффициента ν $h = h_1 + 0,7f$

4 Здания с продольным фонарем



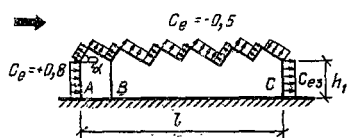
Коэффициенты c_{e1}, c_{e2} и c_{e3} определяют в соответствии с указаниями к схеме 2

При определении коэффициента $\nu, h = h_1$

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания
5	<p>Здания с продольными фонарями</p> 	<p>Для покрытия здания на участке AB коэффициенты c_e принимают по схеме 4. Для фонарей участка BC при $\lambda \leq 2c_x = 0,2$; при $2 \leq \lambda \leq 8$ для каждого фонаря $c_x = 0,1\lambda$; при $\lambda > 8$ $c_x = 0,8$, здесь $\lambda = a/(h_1 - h_2)$. Для остальных участков покрытия $c_e = -0,5$</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Для наветренной, подветренной и боковых стен зданий коэффициенты давления следует определять в соответствии с указаниями к схеме 2. 2. При определении коэффициента c $h = h_1$
6	<p>Здания с продольными фонарями различной высоты</p> 	<p>Коэффициенты c_{e1}^*, c_{e1}'' и c_{e2} определяют в соответствии с указаниями к схеме 2, где при определении c_{e1} за h_1 принимают высоту наветренной стены здания. Для участка AB c_e определяют так же, как для участка BC схемы 5, где за $h_1 - h_2$ принимают высоту фонаря</p>	<p>См. примеч. 1 и 2 к схеме 5</p>

7

Здания с шедовыми покрытиями

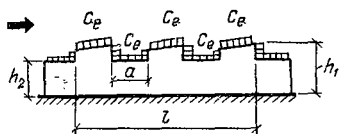


Для участка AB c_{e2} определяют в соответствии с указаниями к схеме 2. Для участка BC $c_{e2} = -0,5$

1. Силу трения учитывают при произвольном направлении ветра, при этом $c_f = 0,04$.
2. См. примеч. 1 и 2 к схеме 5

8

Здания с зенитными фонарями

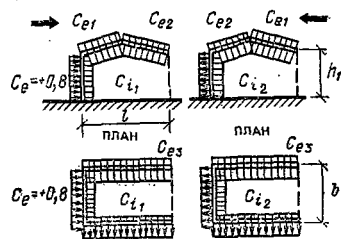


Для наветренного фонаря коэффициент c_{e2} определяют в соответствии с указаниями к схеме 2, для остальной части покрытия — как для участка BC схемы 5

- См. примеч. 1 и 2 к схеме 5

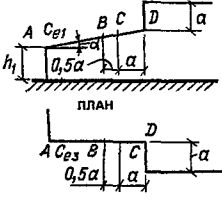
9

Здания, постоянно открытые с одной стороны

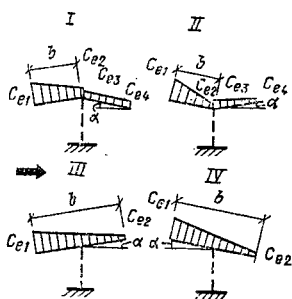


При $\mu \leq 5\%$ $c_{i1} = c_{i2} = \pm 0,2$; при $\mu \geq 30\%$ c_{i1} принимают равным c_{e3} , определенному в соответствии с указаниями к схеме 2; $c_{i2} = +0,8$

1. Коэффициенты c_{e2} на внешней поверхности принимают в соответствии с указаниями к схеме 2.
2. Проницаемость ограждения μ определяют как отношение суммарной площади имеющихся в нем проемов к полной площади

Номер схема	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания
	—	—	<p>ограждения. Для герметичного здания принимают $c_i=0$</p> <p>3. Для каждой стены здания знак «плюс» или «минус» для коэффициента c_i при $\mu \leq 5\%$ определяют исходя из условия реализации наиболее неблагоприятного варианта нагружения</p>
10	<p>Уступы зданий при $\alpha < 15^\circ$</p> 	<p>Для участка CD $c_e=0,7$. Для участка BC c_i определяют линейной интерполяцией значений, принимаемых в точках B и C. Коэффициенты c_{e1} и c_{e2} на участке AB принимают в соответствии с указаниями к схеме 2 (где b и l — размеры в плане всего здания)</p> <p>Для вертикальных поверхностей коэффициенты c_e определяют в соответствии с указаниями к схемам 1 и 2</p>	

11 Навесы

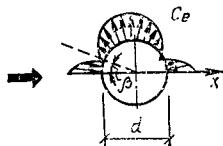


Тип схемы	α , град	Значения коэффициентов			
		c_{e1}	c_{e2}	c_{e3}	c_{e4}
I	10	+0,5	-1,3	-1,1	0
	20	+1,1	0	0	-0,4
	30	-2,1	+0,9	+0,6	0
II	10	0	-1,1	-1,5	0
	20	+1,5	+1,5	0	0
	30	+2	+0,8	+0,4	+0,4
III	10	+1,4	+0,4	—	—
	20	+1,8	+0,5	—	—
	30	+2,2	+0,6	—	—
IV	10	+1,3	+0,2	—	—
	20	+1,4	+0,3	—	—
	30	+1,6	+0,4	—	—

1. Коэффициенты c_{e1} , c_{e2} , c_{e3} , c_{e4} следует относить к сумме давлений на верхнюю и нижнюю поверхности навесов. Для отрицательных значений c_{e1} , c_{e2} , c_{e3} , c_{e4} направление давления на схемах следует изменять на противоположное

2. Для навесов с волнистыми покрытиями $c_f=0,04$

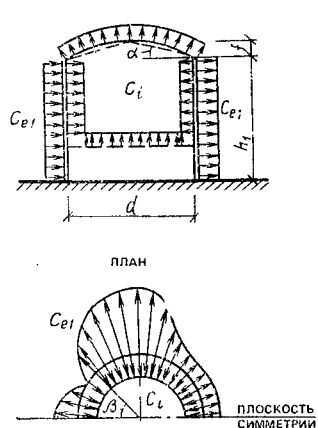
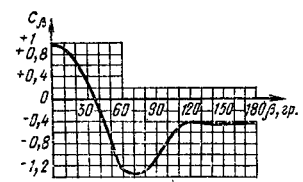
12a Сфера



β , град	0	15	30	45	60
c_e	+1	+0,8	+0,4	-0,2	-0,8
<i>Продолжение</i>					
β , град	75	90	105	120	
c_e	-1,2	-1,25	-1,0	-0,6	
<i>Продолжение</i>					
β , град	135	150	175	180	
c_e	-0,2	+0,2	+0,3	+0,4	
$c_x=1,3$ при $Re < 10^5$ $c_x=0,6$ » $2 \cdot 10^5 \leq Re \leq 3 \cdot 10^5$ $c_x=0,2$ » $4 \cdot 10^5 > Re$					

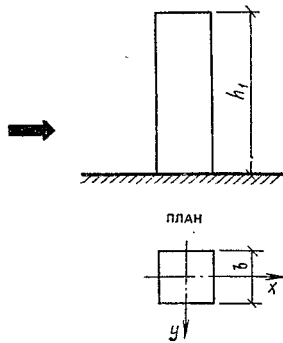
1. Коэффициенты c_e приведены при $Re > 4 \cdot 10^5$.

2. При определении коэффициента v принимают $b=h=0,7d$

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания																											
126	<p>Сооружения с круговой цилиндрической поверхностью</p>  <p>план</p> <p>плоскость симметрии</p>	<p>где Re — число Рейнольдса; $Re = 0,88d \times \sqrt{w_0 k(z) v_f} \cdot 10^5$; d — диаметр сферы, м; z — расстояние, м, от поверхности земли до центра сферы</p> $c_{e1} = k_1 c_{\beta}$ <p>где $k_1 = 1$ при $c_{\beta} > 0$;</p> <table border="1" data-bbox="686 1019 1189 1108"> <tr> <td>h_1/d</td> <td>0,2</td> <td>0,5</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>5</td> <td>10</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>k_1 при $c_{\beta} < 0$</td> <td>0,8</td> <td>0,9</td> <td>0,95</td> <td>1</td> <td>1,1</td> <td>1,15</td> <td>1,2</td> </tr> </table> <p>c_{β} принимают при $Re > 4 \cdot 10^5$ по графику</p>  <table border="1" data-bbox="686 1310 1189 1500"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Покрытие</th> <th colspan="3">Значение c_{e2} при h_1/d</th> </tr> <tr> <th>1/6</th> <th>1/3</th> <th>>1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Плоское, коническое при $\alpha = 5^\circ$, сферическое при $f/d \leq 0,1$</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> <td>-0,8</td> </tr> </tbody> </table>	h_1/d	0,2	0,5	1	2	5	10	25	k_1 при $c_{\beta} < 0$	0,8	0,9	0,95	1	1,1	1,15	1,2	Покрытие	Значение c_{e2} при h_1/d			1/6	1/3	>1	Плоское, коническое при $\alpha = 5^\circ$, сферическое при $f/d \leq 0,1$	-0,5	-0,6	-0,8	<ol style="list-style-type: none"> 1. Re определяют по формуле к схеме 12а, принимая $z = h_1$. 2. При определении коэффициента v принимают $b = 0,7d$; $h = h_1 + 0,7f$. 3. Коэффициент c_i учитывают при опущенном покрытии («плавающая кровля»), а также при отсутствии его.
h_1/d	0,2	0,5	1	2	5	10	25																							
k_1 при $c_{\beta} < 0$	0,8	0,9	0,95	1	1,1	1,15	1,2																							
Покрытие	Значение c_{e2} при h_1/d																													
	1/6	1/3	>1																											
Плоское, коническое при $\alpha = 5^\circ$, сферическое при $f/d \leq 0,1$	-0,5	-0,6	-0,8																											

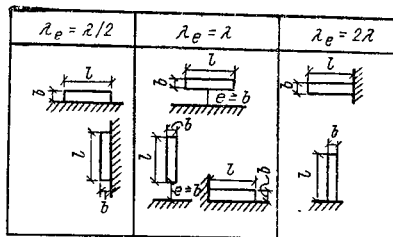
h_1/d	1/6	1/4	1/2	1	2	≥ 5
c_i	-0,5	-0,55	-0,7	-0,8	-0,9	-1,05

13 Призматические сооружения



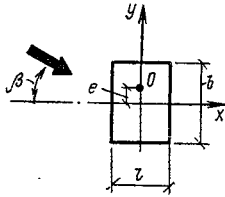
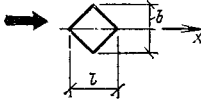
$$c_x = kc_{x\infty}; c_y = kc_{y\infty}$$

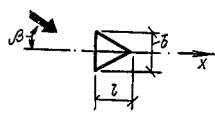
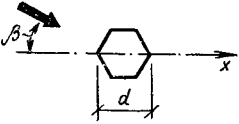
λ_e	5	10	20	35	50	100	∞
k	0,6	0,65	0,75	0,85	0,9	0,95	1

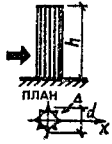
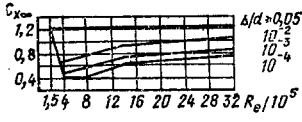


$\lambda = l/b$, где l , b — соответственно максимальный и минимальный размеры сооружения или его элемента в плоскости, перпендикулярной направлению ветра

1. Для стен с лоджиями при ветре, параллельном этим стенам, $c_f = 0,1$; для волнистых покрытий $c_f = 0,04$
2. Для прямоугольных в плане зданий при $l/b = 0,1 - 0,5$ и $\beta = 40 - 50^\circ$ $c_{y\infty} = 0,75$; равнодействующая ветровой нагрузки приложена в точке 0, при этом эксцентриситет $e = 0,15b$.
3. Ре определяют по формуле к схеме 12а, принимая $z = -h_1$, d — диаметр описанной окружности
4. При определении коэффициента v h — высота сооружения, b — размер в плане по оси y

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c			Примечания
		Эскизы сечений и направлений ветра	β , град	$\frac{l}{b}$	
		<p>ПРЯМОУГОЛЬНИК</p> 	0	$\leq 1,5$ ≥ 3	2,1 1,6
			40—50	$\leq 0,2$ $\geq 0,5$	2 1,7
		<p>РОМБ</p> 	0	$\leq 0,5$ 1 ≥ 2	1,9 1,6 1,1

<p>ПРАВИЛЬНЫЙ ТРЕУГОЛЬНИК</p> 	<p>0 180</p>	<p>— —</p>	<p>2 1,2</p>
<p>Эскизы сечений в направлении ветра</p>	<p>β, град</p>	<p>n (число сторон)</p>	<p>$c_{x\text{ср}}$ При $Re > 4 \cdot 10^5$</p>
<p>ПРАВИЛЬНЫЙ МНОГОУГОЛЬНИК</p> 	<p>Пронз- воль- ный</p>	<p>5 6—8 10 12</p>	<p>1,8 1,5 1,2 1</p>

Номер схемы	Схемы зданий, сооружений, элементов конструкций и ветровых нагрузок	Определение аэродинамических коэффициентов c	Примечания
14	<p>Сооружения и их элементы с круговой цилиндрической поверхностью, провода и тросы, а также круглые трубчатые и сплошные элементы сквозных сооружений</p> 	<p>$c_x = kc_{x\infty}$, где k — определяется по схеме 13; $c_{x\infty}$ — определяется по графику:</p>  <p>Для проводов и тросов (в том числе и покрытых гололедом) $c_x = 1,2$</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ре определяют по формуле к схеме 12а, принимая $z = h$, d — диаметр сооружения. Для деревянных конструкций $\Delta = 0,005$ м; для кирпичной кладки $\Delta = 0,01$ м; для бетонных конструкций $\Delta = 0,005$ м; для стальных конструкций $\Delta = 0,001$ м; для проводов и тросов диаметром d $\Delta = 0,01$; для ребристых поверхностей с ребрами высотой b $\Delta = b$ 2. Для волнистых покрытий $c_f = 0,04$ 3. Для проводов и тросов $d \geq 20$ мм, свободных от гололеда, значение c_x допускается снижать на 10 %

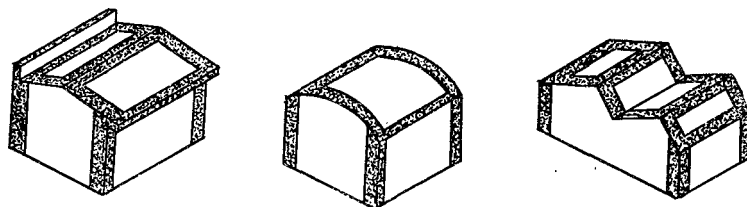


Рис. 2.3. Участки конструкций с повышенным отрицательным давлением ветра

Т а б л и ц а 2.6. Коэффициенты пульсации давления ветра

Высота z , м	Коэффициенты пульсации давления ветра ξ для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78
20	0,69	0,92	1,5
40	0,62	0,8	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1
150	0,51	0,62	0,9
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,8
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
≥ 480	0,46	0,5	0,68

формуле

$$w_p = w_m \xi \xi v, \quad (2.9)$$

где ξ — коэффициент динамичности, определяемый по рис. 2.4 в зависимости от $\epsilon = \sqrt{v_f w_0 / 940 f_1}$ и логарифмического декремента колебаний δ ; v_f — коэффициент надежности по нагрузке; w_0 — нормативное значение ветрового давления, Па;

для зданий, симметричных в плане, у которых $f_1 < f_1$, а также для всех сооружений, у которых $f_1 < f_1 < f_2$ (где f_2 — вторая частота собственных колебаний сооружения), по формуле

$$w_p = m \xi \psi y, \quad (2.10)$$

где m — масса сооружения на уровне z , отнесенная к площади поверхности, к которой приложена ветровая нагрузка; ξ — коэффициент динамичности; y — горизонтальное перемещение сооружения на уровне z по первой форме собственных колебаний (для симметричных в плане зданий постоянной высоты в качестве y принимают пе-

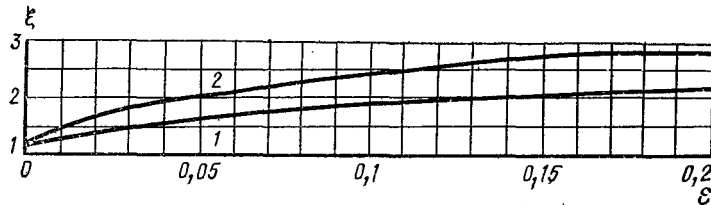


Рис. 2.4. Коэффициенты динамичности
 1 — для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta=0,3$); 2 — для стальных башен, мачт ($\delta=0,15$)

ремещение от равномерно распределенной горизонтально приложенной статической нагрузки; ψ — коэффициент, определяемый посредством разделения сооружения на r участков, в пределах которых ветровая нагрузка принимается постоянной, по формуле

$$\psi = \frac{\sum_{k=1}^r y_k w_{pk}}{\sum_{k=1}^r y_k^2 M_k}, \quad (2.11)$$

где M_k — масса k -го участка сооружения; y_k — горизонтальное перемещение центра k -го участка; w_{pk} — равнодействующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки, определяемой по формуле (2.8), на k -й участок сооружения.

Для многоэтажных зданий с постоянными по высоте жесткостью, массой и шириной наветренной поверхности нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на уровне z допускается определять по формуле

$$w_p = 1,4(z/h)^{\xi} w_{pk}, \quad (2.12)$$

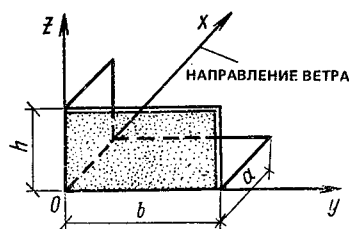
где w_{pk} — нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на высоте h верха сооружения, определяемое по формуле (2.8).

Предельное значение частоты собственных колебаний f_b , Гц, при котором допускается не учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по соответствующей собственной форме, определяют по табл. 2.7.

Значение логарифмического декремента колебаний δ принимают: а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций $\delta=0,3$; б) для стальных башен $\delta=0,15$.

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν следует определять для расчетной поверхности сооружения, на которой учитывается корреляция пульсаций. Расчетная поверхность включает в себя те части поверхности наветренных, подветренных,

Рис. 2.5. Основная схема координат при определении коэффициента корреляции



Т а б л и ц а 2.7. Предельные значения частоты собственных колебаний

Ветровые районы СССР (принимаются по рис. 2.2)	f_1 , Гц, при δ	
	0,3	0,15
Ia	0,85	2,5
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения.

Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рис. 2.5), то коэффициент ν определяют по табл. 2.8 в зависимости от параметров p и χ , принимаемых по табл. 2.9.

При расчете сооружения размеры расчетной поверхности определяют с учетом указаний табл. 2.5, при этом для решетчатого сооружения принимают размеры расчетной поверхности по его внешнему контуру.

Т а б л и ц а 2.8. Коэффициенты ν

p , м	Коэффициенты ν при χ , м						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,8	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,8	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,7	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,5	0,47	0,44	0,38

Т а б л и ц а 2.9. Параметры ρ и χ

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	ρ	χ
z_{oy}	b	h
z_{ox}	$0,4 a$	h
x_{cy}	b'	a

Для сооружений, у которых $f_2 < f_1$, производят динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний. Число s определяют из условия $f_s < f_1 < f_{s+1}$.

Коэффициент надежности по ветровой нагрузке v_f принимают равным 1,4.

ГЛАВА 2.3. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ КЛИМАТИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ¹

В случаях, предусмотренных нормами проектирования конструкций, учитывают изменение во времени Δt средней температуры и перепад температуры θ по сечению элемента.

Нормативные значения изменений средних температур по сечению элемента соответственно в теплое Δt_w и холодное Δt_c время года определяют по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - t_{oc}; \quad (2.13)$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{ow}, \quad (2.14)$$

где t_w, t_c — нормативные значения средних температур по сечению элемента в теплое и холодное время года определяют по табл. 2.10; t_{ow}, t_{oc} — начальные температуры в теплое и холодное время года.

Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года определяют по формулам:

$$t_{ew} = t_{VII} + \Delta_{VII}; \quad (2.15)$$

$$t_{ec} = t_I - \Delta_I, \quad (2.16)$$

где t_I, t_{VII} — многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле; Δ_I, Δ_{VII} — отклонения средних суточных температур от средних месячных.

Приращения θ_4 и $\theta_5, ^\circ\text{C}$, определяют по формулам:

$$\theta_4 = 0,05 \rho s_{\max} h k_1; \quad (2.17)$$

$$\theta_5 = 0,05 \rho s_{\max} k (1 - k_1), \quad (2.18)$$

¹ Климатические показатели по некоторым пунктам СССР приведены в табл. 10.3.

Т а б л и ц а 2.10. Нормативные значения средних температур

Конструкции зданий	Здания и сооружения в стадии эксплуатации		
	неотапливаемые здания (без технологических источников тепла) и открытые сооружения	отапливаемые здания	здания с искусственным климатом или с постоянными источниками тепла
Не защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе наружные ограждающие)	$t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4$		$t_w = t_{iw} + 0,6(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_2 + \theta_4$
	$\vartheta_w = \theta_5$		$\vartheta_w = 0,8(t_{ew} - t_{iw}) + \theta_3 + \theta_5$
	$t_c = t_{ec} - 0,5\theta_1$		$t_c = t_{ic} + 0,6(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_2$
	$\vartheta_c = 0$		$\vartheta_c = 0,8(t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_3$
Защищенные от воздействия солнечной радиации (в том числе внутренние)	$t_w = t_{ew}$		$t_w = t_{iw}$
		$\vartheta_w = 0$	
	$t_c = t_{ec}$		$t_c = t_{ic}$
		$\vartheta_c = 0$	

t_{ew} , t_{ec} — средние суточные температуры наружного воздуха соответственно в теплое и холодное время года; t_{iw} , t_{ic} — температуры внутреннего воздуха помещений соответственно в теплое и холодное время года, принимаемые по ГОСТ 12.1.005—76 или по строительному заданию на основании технологических решений; θ_1 , θ_2 , θ_3 — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от суточных колебаний температуры наружного воздуха, см. табл. 2.11; θ_4 , θ_5 — приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от солнечной радиации.

Т а б л и ц а 2.11. Приращение температуры

Конструкции зданий	Приращения температуры θ , °С		
	θ_1	θ_2	θ_3
Металлические	8	6	4
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:			
до 15	8	6	4
от 15 до 39	6	4	6
св. 40	2	2	4

где p — коэффициент поглощения солнечной радиации материалом наружной поверхности конструкции, принимаемый по СНиП II-3-79**;
 s_{\max} — максимальное значение суммарной (прямой и рассеянной) солнечной радиации, Вт/м², принимаемое по СНиП 2.01.01—82; k и k_1 — коэффициенты.

Значения коэффициента k

Вид и ориентация поверхности (поверхностей)	Коэффициент k
Горизонтальная	1
Вертикальные, ориентированные на:	
юг	1
запад	0,9
восток	0,7

Значения коэффициента k_1

Конструкции зданий	Коэффициент k_1
Металлические	0,7
Железобетонные, бетонные, армокаменные и каменные толщиной, см:	
до 15	0,6
от 15 до 39	0,4
свыше 40	0,3

Начальную температуру, соответствующую замыканию конструкции или ее части в законченную систему, в теплое t_{ow} и холодное t_{oc} время года определяют по формулам:

$$t_{ow} = 0,8t_{VII} + 0,2t_I; \quad (2.19)$$

$$t_{oc} = 0,2t_{VII} + 0,8t_I. \quad (2.20)$$

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для температурных климатических воздействий Δt и Φ принимают равным 1,1.

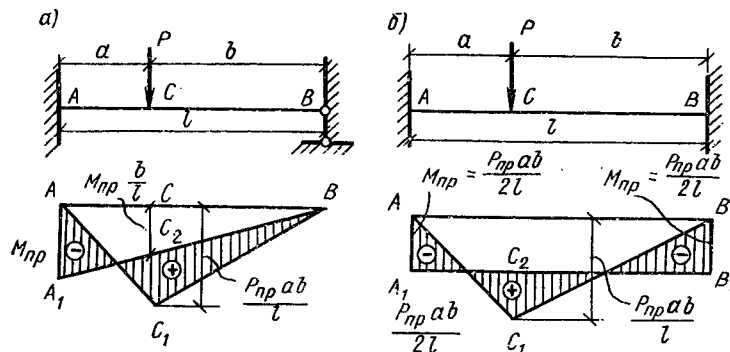


Рис. 3.1

РАЗДЕЛ 3. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА

ГЛАВА 3.1. БАЛКИ

3.1.1. Однопролетные статически определимые балки

Расчет однопролетных статически определимых балок выполняется по формулам, приведенным: для свободно опертых балок — в табл. 3.1; для балок с одним заделанным и другим свободным концом — в табл. 3.2; для консольных балок — в табл. 3.3.

3.1.2. Однопролетные статически неопределимые балки

Расчет по упругой стадии. Расчет однопролетных статически неопределимых балок по упругой стадии выполняется по формулам, приведенным: для балок с одним заделанным, другим шарнирно опертым концом в табл. 3.4, для балок с обоими заделанными концами в табл. 3.5; для балок с заделанными концами и изогнутой в плане осью в табл. 3.6.

Расчет по предельным состояниям при помощи выравнивания моментов. Определение предельного момента $M_{пр}$. Балки с одним заделанным, другим шарнирно опертым концом. Приравняв моменты сечения C под грузом и в заделанном конце балки (рис. 3.1, а), получим

$$M_{пр} = P_{пр} \frac{ab}{l} - M_{пр} \frac{b}{l}, \quad \text{откуда } P_{пр} = M_{пр} \frac{l+b}{ab} = \\ = \sigma_T W_{пл} \frac{l+b}{ab}.$$

Таблица 3.1. Формулы для определения M , Δ , $\varphi_{\text{л}}$, $\varphi_{\text{пр}}$ в свободно опертых балках

Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние x	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$EJ\varphi_{\text{л}}$	$EJ\varphi_{\text{пр}}$
	$Pl/4$	$l/2$	$Pl^3/48$	$\frac{l}{2}$	$\frac{Pl^2}{16}$	$-\frac{Pl^2}{16}$
	$\frac{Pab}{l}$	a	$\frac{Pb}{3l} \times \left(\frac{a^2 + 2ab}{3}\right)^{3/2}$	$\sqrt{\frac{a^2 + 2ab}{3}}$	$\frac{Pab(l+b)}{6l}$	$-\frac{Pab(l+a)}{6l}$
	Pa	От $x = a$ до $x = l - a$	$\frac{Pa}{24} (3l^2 - 4a^2)$	$\frac{l}{2}$	$\frac{Pa(l-a)}{2}$	$-\frac{Pa(l-a)}{2}$
	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{19}{384} Pl^3$	$\frac{l}{2}$	—	—


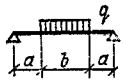
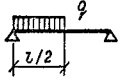
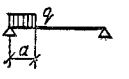
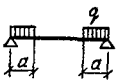
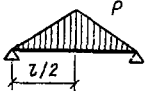
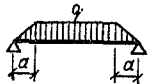

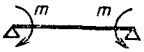
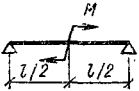
	$\frac{ql^2}{8}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{5ql^4}{384}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{ql^3}{24}$	$-\frac{ql^3}{24}$
	$\frac{q}{8} (l^2 - 4a^2)$	$\frac{l}{2}$	$\frac{ql^4}{24} \left(\frac{5}{16} - \frac{3a^2}{2l^2} + \frac{a^4}{l^4} \right)$	$\frac{l}{2}$	$\pm \frac{qb(l^2 + 2al - 2a^2)}{24}$	
	$\frac{9}{128} ql^2$	$\frac{3}{8} l$	$\begin{cases} 0,006565ql^4* \\ \frac{5}{768} ql^4 \end{cases}$	$\begin{matrix} 0,46l \\ 0,5l \end{matrix}$	$\frac{3}{128} ql^3$	$-\frac{7}{384} ql^3$
	$\frac{q}{8} \left[\frac{a}{l} (2l - a) \right]^2$	$a \left(1 - \frac{a}{2l} \right)$	$\frac{qa^3 l}{24} \left(4 - \frac{3a}{l} \right)$	a	$\frac{qa^2 l}{24} \left(2 - \frac{a}{l} \right)^2$	$-\frac{qa^2 l}{24} \left(2 - \frac{a}{l} \right)$

Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние λ	Прогнб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$EJ\varphi_{\text{л}}$	$EJ\varphi_{\text{пр}}$
	$\frac{qa^2}{2}$	—	$\frac{ql^2 a^2}{24} \left(3 - \frac{a^2}{l^2} \right)$	$\frac{l}{2}$	—	—
	$\frac{pl^2}{12}$	$\frac{l}{2}$	$\frac{pl^4}{120}$	$\frac{l}{2}$	$\pm \frac{5}{192} pl^3$	
	$\frac{ql^2}{8} - \frac{qa^2}{6}$	—	—	—	—	—
	$0,0642pl^2$	$0,577l$	$0,00652pl^4$	$0,5193l$	$\frac{7}{360} pl^3$	$-\frac{1}{45} pl^3$

	$\frac{pb^2}{6l} x_0 - \frac{p(x_0 - a)^2}{6b}$	$x_0 = a + b \sqrt{\frac{b}{2l}}$	$\frac{pab^2 l}{360} \left(20 \times \frac{b}{l} - 13 \times \frac{b^2}{l^2} \right)$	a	$\frac{pb^2 l}{360} \left(10 - 3 \frac{b^2}{l^2} \right)$	$\frac{-pb^2 l}{360} \left(20 + \frac{3b^2}{l^2} - 15 \frac{b}{l} \right)$
	M	l	$-\frac{Ml^2}{9\sqrt{3}} = 0,0641Ml^2$	$\frac{l}{\sqrt{3}}$	$-\frac{Ml}{6}$	$+\frac{Ml}{3}$
	$\frac{Ma}{l}$	a	$\frac{-Mlx_0}{6} \left(2 - \frac{6a}{l} + \frac{3a^2}{l^2} + \frac{x^2}{l^2} \right)$	$l \sqrt{\frac{2a}{l}} - \frac{2}{3} \frac{a^2}{l^2}$	$\frac{Ma}{6} \left(6 - \frac{2l}{a} - \frac{3a}{l} \right)$	$\frac{Mb}{6} \left(6 - \frac{2l}{6} - \frac{3b}{l} \right)$

Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние x	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$EJ\varphi_{\text{л}}$	$EJ\varphi_{\text{пр}}$
	m	От $x = 0$ до $x = l$	$\frac{ml^2}{8}$	$\frac{l}{2}$	$+\frac{ml}{2}$	$-\frac{ml}{2}$
	$\frac{M}{2}$	$\frac{l}{2}$	$\pm \frac{Ml^2}{72\sqrt{3}}$	$\frac{l}{2\sqrt{3}}$ от каждой опоры	$-\frac{Ml}{24}$	$-\frac{Ml}{24}$

* Приведенные значения прогиба не являются максимальными.

Таблица 3.2. Формулы для определения M , Δ , $\varphi_{\text{л}}$, $\varphi_{\text{пр}}$ в балках с одним заделанным, другим свободным концом

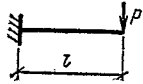
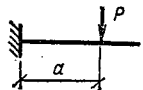

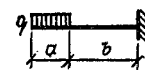
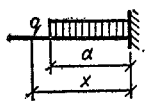


Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние x	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$EJ\varphi_{\text{л}}$	$EJ\varphi_{\text{пр}}$
	$-Pl$	0	$\frac{Pl^3}{3}$	l	0	$\frac{Pl^2}{2}$
	$-Pa$	0	$\frac{Pa^2}{2} \left(l - \frac{a}{3} \right)$	l	0	$\frac{Pa^2}{2}$
	$-\frac{ql^2}{2}$	0	$\frac{ql^4}{8}$	l	0	$\frac{ql^3}{6}$

Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние x	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$EJ\varphi_{л}$	$EJ\varphi_{пр}$
	$\frac{qa(l+b)}{2}$	0	$\frac{ql^4}{24} \left(3 - \frac{4b^3}{l^3} - \frac{b^4}{l^4} \right)$	l	0	$-\frac{ql^3}{6} \left(1 - \frac{b^3}{l^3} \right)$
	$\frac{qa^2}{2}$	0	$\frac{qa^4}{8}$	l	0	$\frac{Pa^3}{6}$
	$-\frac{ql^2}{6}$	0	$\frac{ql^4}{30}$	l	$-\frac{ql^3}{24}$	0
	$\frac{ql^2}{3}$	0	$\frac{11}{120} ql^4$	l	$-\frac{ql^2}{8}$	0

Продолжение табл. 3.2

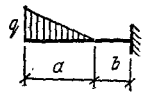

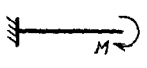
Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Расстояние x	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x	Углы поворота опорных сечений	
					$\Delta J\Phi_{\text{л}}$	$\Delta J\Phi_{\text{пр}}$
	$-\frac{qa}{6}(2l+b)$	0	$\frac{qa^3}{120} \left(20 - 10 \times \right.$ $\left. \times \frac{a}{l} + \frac{a^3}{l^3} \right)$	l	$-\frac{qa^3}{24} \left(1 - \right.$ $\left. - 4 \frac{l}{a} + 6 \times \right.$ $\left. \times \frac{l^2}{a^2} \right)$	0
	$-\frac{ql^2}{4}$	0	$\frac{11}{192} ql^3$	l	$\frac{7}{96} ql^3$	0
	$-M$	По всей балке	$\frac{Ml^2}{2}$	l	0	Ml

Таблица 3.3. Формулы для определения M , Δ , $\Phi_{л}$, $\Phi_{пр}$ в консольных балках

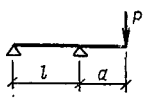
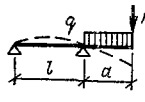
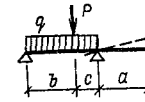
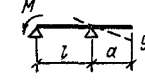
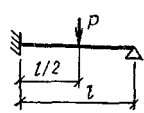
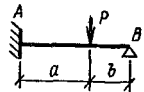


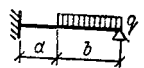
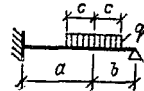
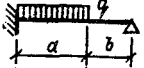

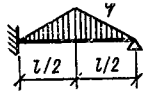
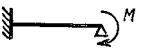
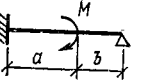
Схема нагрузки	Изгибающий момент M	Прогиб $EJ\Delta$	Углы поворота опорных сечений	
			$EJ\Phi_{л}$	$EJ\Phi_{пр}$
	$-Pa$	$\frac{Pa^2(l+a)}{3}$	На опорах $-\frac{Pal}{6}$ $+\frac{Pal}{3}$	
	См. табл. 3.2	$\frac{Pa^2}{3}(l+a) + \left[\frac{qa^3}{24}(4l+3a) \right]$	См. табл. 3.2	
	См. табл. 3.1	$\left[\frac{Pabc}{6l}(2b+c) \right] + \frac{qa^3}{24}$	См. табл. 3.1	
	См. табл. 3.1	$\frac{Mla}{6}$	См. табл. 3.1	

Таблица 3.4. Формулы для определения M_A и Δ_{max} по упругой стадии в балках с одним заделанным, другим шарнирно опертым концом

Схема нагрузки	Момент M_A	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x
	$-\frac{3}{16} Pl$	$\frac{Pl^3}{48\sqrt{5}}$	$\frac{l}{\sqrt{5}} = 0,447l$
	$-\frac{Pab(l+b)}{2l^2}$	$\frac{Pa^3b^2}{12l^3}(4l - a)^2$	a
	$-\frac{ql^2}{8}$	$\frac{ql^4}{185}$	$0,4215l$
	$-\frac{ql^2}{15}$	$\frac{2ql^4}{375\sqrt{5}}$	$\frac{l}{\sqrt{5}}$
	$-\frac{qa^2}{2l^2}\left(l - \frac{a}{2}\right)^2$	-	-
	$-\frac{qbc}{l^2}(al + ab - c^2)$	-	-
	$-\frac{qb}{4l}\left(l^2 - \frac{b^2}{2}\right)$	-	-
	$-\frac{7}{120} ql^2$	$\frac{ql^4}{328}$	$0,598l$

Продолжение табл. 3.4

Схема нагрузки	Момент M_A	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x
	$-\frac{5}{64} ql^2$	$\frac{ql^4}{290}$	$\frac{l}{2}$
	$\frac{M}{2}$	$\frac{Ml^3}{27}$	$\frac{2}{3} l$
	$\frac{M}{2} \left(1 - 3 \frac{b^2}{l^2} \right)$	$\frac{x^2}{6} (3M_A + Ax);$ $\frac{x^3}{6} \left[(3M_A + Ax) + \frac{M}{2} (x - a)^2 \right]$	$x < a;$ $x > a$

* Значения прогиба не являются максимальными.

Балки с обоими заделанными концами. Из равенства моментов в сечении C и в заделке (рис. 3.1, б) получаем

$$P_{пр} = M_{пр} \frac{2l}{ab} = \sigma_T W_{пл} \frac{2l}{ab}.$$

Аналогично определяется $P_{пр}$ при других видах нагрузок.

Пластические моменты сопротивления $W_{пл}$ определяются по табл. 3.7.

Т а б л и ц а 3.5. Формулы для определения M_A , M_B и Δ_{\max} по упругой стадии в балках с обоими заделанными концами

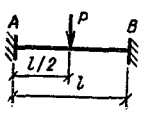
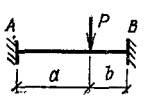
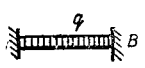
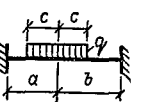
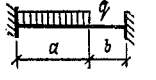
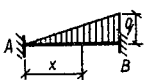

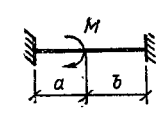
Схема нагрузки	M_A	M_B	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x
	$-\frac{Pl}{8}$	$-\frac{Pl}{8}$	$\frac{Pl^3}{192}$	$0,5l$
	$-\frac{Pab^2}{l^2}$	$-\frac{Pa^2b}{l^2}$	$\frac{Pa^3b^3}{3l^3}$	a
	$-\frac{ql^2}{12}$	$-\frac{ql^2}{12}$	$\frac{ql^4}{384}$	$0,5l$
	$-\frac{2qc}{3l^2} [abl + (2b - a)(ab - c^2)]$	$-\frac{2qc}{3l^2} [abl + (2a - b) \times (ab - c^2)]$	—	—

Схема нагрузки	M_A	M_B	Прогиб $EJ\Delta$	Расстояние x
	$-\frac{qal}{12} \left(6 + 3 \frac{a^2}{l^2} - 8 \frac{a}{l} \right)$	$\frac{qa^2}{12l} (4l - 3a)$	—	—
	$-\frac{ql^2}{30}$	$-\frac{ql^2}{20}$	$\frac{ql^4}{764}$	$0,525l$
	$-\frac{5}{96} ql^2$	$-\frac{5}{96} ql^2$	$\frac{7ql^4}{3840}$	$0,5l$
	$\frac{Mb^2}{l^2} (2a - b)$	$-\frac{Ma}{l^2} (2b - a)$	$\frac{Mb}{l^2} \left[(2a - b) \frac{x^2}{2} - \frac{ax^3}{l} \right]$	$x \geq a$

* Значения прогиба не являются максимальными.

Таблица 3.6. Формулы для определения изгибающих моментов и поперечных сил в балках с заделанными концами и изогнутой в плане осью (изгибающие моменты M_C — в середине пролета; M_x — в любом сечении; $M_{кр}$ — крутящий момент; Q — поперечные силы)

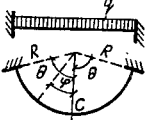
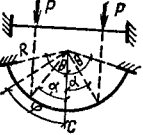
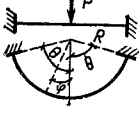
Схема	M_C, M_x	$M_{кр}$
	$M_C = \left(\frac{2 \sin \theta - \theta \cos \theta}{\theta} - 1 \right) q R^2;$ $M_x = M_C \cos \varphi - (1 - \cos \varphi) q R^2$	$M_{кр} = M_C \sin \varphi - (\varphi - \sin \varphi) q R^2$
	$M_C = \frac{\cos \alpha - \cos \theta - (\theta - \alpha) \sin \alpha}{\theta} PR;$ $M_x = M_C \cos \varphi \text{ при } \varphi \leq \alpha;$ $M_x = M_C \cos \varphi - PR \sin (\varphi - \alpha) \text{ при } \varphi > \alpha$	$M_{кр} = M_C \sin \varphi \text{ при } \varphi \leq \alpha;$ $M_{кр} = M_C \sin \varphi - [1 - \cos (\varphi - \alpha)] PR \text{ при } \varphi > \alpha$
	$M_C = \frac{1 - \cos \theta}{2\theta} PR;$ $M_x = M_C \cos \varphi - 0,5 PR \sin \varphi$	$M_{кр} = M_C \sin \varphi - 0,5 PR (1 - \cos \varphi)$

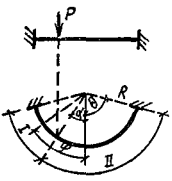
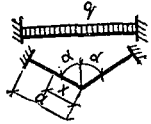
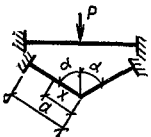
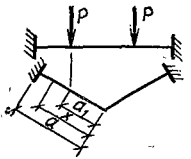
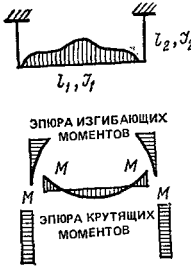
Схема	M_C, M_x	$M_{кр}$
	$M_C = \frac{\cos \alpha - \cos \theta - (\theta - \alpha) \sin \alpha}{2\theta} PR;$ $Q_C = p \frac{(\theta - \alpha) (\cos \alpha + 1) - \sin (\theta - \alpha) - \sin \theta + \sin \alpha}{4(\theta - \sin \theta)};$ $M_x = M_C \cos \varphi + RQ \sin \varphi - PR \sin (\varphi - \alpha)$ <p style="text-align: center;">на участке I</p> $M_x = M_C \cos \varphi \pm RQ \sin \varphi \quad \text{на участке II}$ <p style="text-align: center;">(см. примечание)</p>	$M_{кр} = M_C \sin \varphi + RQ (1 - \cos \varphi) - PR [1 - \cos (\varphi - \alpha)]$ <p style="text-align: center;">на участке I;</p> $M_{кр} = M_C \sin \varphi \pm RQ (1 - \cos \varphi)$ <p style="text-align: center;">на участке II</p>
	$M_x = - \left(\frac{x^2}{2} - \frac{a^2 \sin^2 \alpha}{6} \right) q$	$M_{кр} = \frac{a^2 \sin \alpha \cos \alpha}{6} q$
	$M_x = \left(\frac{a \sin^2 \alpha}{4} - \frac{x}{2} \right) P$	$M_{кр} = \frac{a \sin \alpha \cos \alpha}{4} P$

Схема	M_C, M_x	$M_{кр}$																
	$M_a = P \frac{(a - a_1)^2}{2a} \sin^2 \alpha;$ $M_x = \left[\frac{(a - a_1)^2}{2a} \sin^2 \alpha - (x - a) \right] P$	$M_{кр} = P \frac{(a - a_1)^2}{2a} \sin \alpha \cos \alpha$ <p>в любом сечении</p>																
		$M_{кр} = \frac{2\varphi EJ_1}{2\lambda_2 \mu_2 l_2 + l_1},$ <p>где $\lambda_2 = \frac{J_1}{J_2}$; $\mu_2 = \frac{EJ_2}{GJ_{02}}$;</p> $J_{02} = kbh^3,$ <p>φ — угол поворота свободно опертой балки от заданной нагрузки; J_{02} — момент инерции при кручении;</p> <table border="0"> <tr> <td>h/b</td> <td>...</td> <td>1</td> <td>1,2</td> <td>1,5</td> <td>2</td> <td>4</td> <td>∞</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>...</td> <td>0,14</td> <td>0,17</td> <td>0,2</td> <td>0,23</td> <td>0,28</td> <td>0,33</td> </tr> </table>	h/b	...	1	1,2	1,5	2	4	∞	k	...	0,14	0,17	0,2	0,23	0,28	0,33
h/b	...	1	1,2	1,5	2	4	∞											
k	...	0,14	0,17	0,2	0,23	0,28	0,33											

Примечание. Знак «+» действителен от груза до середины пролета (от $\varphi=0$ до $\varphi=\theta$); знак «-» — на ненагруженной половине балки (от $\varphi=0$ до $\varphi=\theta$). Приведенные формулы действительны от $\theta \leq 90^\circ$, h — высота сечения; b — ширина сечения.

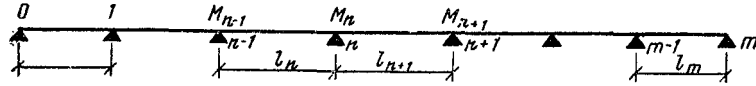


Рис. 3.2

Таблица 3.7. Пластические моменты сопротивления различных сечений

Форма сечения	I	II	III	IV	V	VI
$W_{пл}/W$	1	1,15—1,17	1,27	1,5	1,7	2

3.1.3. Многопролетные неразрезные балки

Расчет по упругой стадии. Уравнение трех моментов для расчета на внешнюю нагрузку (рис. 3.2).

$$l'_n M_{n-1} + 2(l'_n + l'_{n+1}) M_n + l'_{n+1} M_{n+1} = - \left(\frac{J_0}{J_n} B_n^\Phi + \frac{J_0}{J_{n+1}} A_{n+1}^\Phi \right),$$

где $l'_n = \frac{J_0}{J_k} l_n$.

При постоянном моменте инерции всех пролетов

$$l_n M_{n-1} + 2(l_n + l_{n+1}) M_n + l_{n+1} M_{n+1} = - (B_n^\Phi + A_{n+1}^\Phi).$$

Уравнение трех моментов составляется для каждого двух смежных пролетов (см. рис. 3.2). В балках с шарнирно опертными концами опорные моменты в концах балок M_0 и M_{n+1} принимаются равными нулю.

В балках с заделанными концами составляются дополнительно два уравнения:

$$2l_1 M_0 + l_1 M_1 = - A_1^\Phi;$$

$$l_{n+1} M_n + 2l_{n+1} M_{n+1} = - B_{n+1}^\Phi.$$

Правило знаков: 1) опорный момент считается положительным, если он изгибает примыкающие к опоре пролеты выпуклостью вниз; 2) грузовой член считается положительным, если нагрузка пролета, рассматриваемого как простая балка, вызывает отклонения упругой

линии около опор вниз. Уравнение трех моментов для расчета на смещение опор

$$l'_n M_{n-1} + 2(l'_n + l'_{n+1}) M_n + l'_{n+1} M_{n+1} = -6EJ_0 (\theta_{n+1} - \theta_n),$$

где θ_n и θ_{n+1} — углы наклона пролета l , возникающие от заданного смещения опор и определяемые по заданным осадкам опор $y_{n-1} \dots y_{n+1}$ по формулам:

$$\theta_n = \frac{y_n - y_{n-1}}{l_n}; \quad \theta_{n+1} = \frac{y_{n+1} - y_n}{l_{n+1}}.$$

Такие уравнения составляются для каждого двух смежных пролетов.

Для балки с шарнирно опертыми концами M_0 и M_{n+1} принимаются равными нулю, а для балки с защемленными концами составляются дополнительно два уравнения:

$$2l_1 M_0 + l_1 M_1 = -6EJ_0 \theta_1;$$

$$l_{n+1} M_n + 2l_{n+1} M_{n+1} = -6EJ_0 \theta_{n+1}.$$

Формулы для определения опорных моментов неразрезных балок с равными приведенными пролетами при любой нагрузке: двухпролетная балка

$$M_1 = -\frac{1}{4} (B_1^\Phi + A_2^\Phi);$$

трехпролетная балка

$$M_1 = -\frac{1}{15} [4(B_1^\Phi + A_2^\Phi) - B_2^\Phi - A_3^\Phi];$$

$$M_2 = -\frac{1}{15} [-B_1^\Phi - A_2^\Phi + 4(B_2^\Phi + A_3^\Phi)];$$

четырёхпролетная балка

$$M_1 = -\frac{1}{56} [15(B_1^\Phi - A_2^\Phi) - 4(B_2^\Phi + A_3^\Phi) + B_3^\Phi + A_4^\Phi];$$

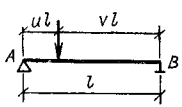

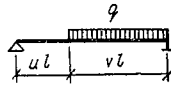
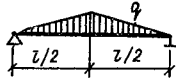

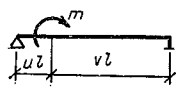
$$M_2 = -\frac{1}{14} [-B_1^\Phi + A_2^\Phi + 4(B_2^\Phi + A_3^\Phi) - B_3^\Phi - A_4^\Phi];$$

$$M_3 = -\frac{1}{56} [B_1^\Phi + A_2^\Phi - 4(B_2^\Phi + A_3^\Phi) + 15(B_3^\Phi + A_4^\Phi)].$$

Грузовые члены A^Φ и B^Φ приведены в табл. 3.8.

Формулы для определения опорных моментов неразрезных балок с разными пролетами и неодинаковой жесткости при любой нагрузке:

Т а б л и ц а 38. Грузовые члены A^Φ и B^Φ

Схема нагрузки	A^Φ	B^Φ
	$Pl^2 uv (1 + v)$	$Pl^2 uv (1 + u)$
	$\frac{ql^3}{4}$	$\frac{ql^3}{4}$
	$\frac{ql^3}{4} v^2 (2 - v^2)$	$\frac{ql^3}{4} v^2 (2 - v)^2$
	$\frac{5}{32} ql^3$	$\frac{5}{32} ql^3$
	$\frac{7}{60} ql^3$	$\frac{8}{60} ql^3$
	$-ml(1 - 3v^2)$	$ml(1 - 3u^2)$

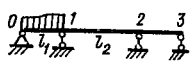
двухпролетная балка

$$M_I = -\frac{\alpha B_1^\Phi + A_2^\Phi}{2\alpha + 1}, \text{ где } \alpha = \frac{l_1}{l_2} \cdot \frac{J_2}{J_1};$$

трехпролетная балка — см. табл. 3.9.

Значения изгибающих моментов в неразрезных балках с равными пролетами, загруженных моментами на опорах, приведены на рис. 3.3.

Таблица 3.9. Опорные моменты M_1 и M_2

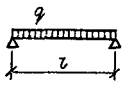
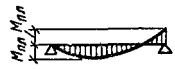

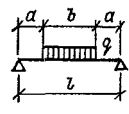
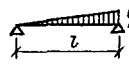
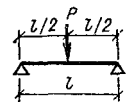
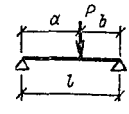
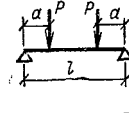
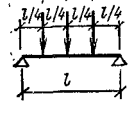
Схема нагрузки	Нагрузка, симметричная относительно середины пролета		Нагрузка, несимметричная относительно середины пролета	
	M_1	M_2	M_1	M_2
	$+\frac{2\alpha_1(1+\alpha_3)}{N} A_1^\Phi$	$+\frac{\alpha_1}{N} A_1^\Phi$	$\frac{-2\alpha_1(1+\alpha_3)}{N} B_1^\Phi$	$\frac{\alpha_1}{N} B_1^\Phi$
	$-\frac{2\alpha_3+1}{N} A_2^\Phi$	$-\frac{2\alpha_1+1}{N} A_2^\Phi$	$\frac{-2(1+\alpha_3)A_2^\Phi - B_2^\Phi}{N}$	$\frac{2(1+\alpha_1)B_2^\Phi - A_2^\Phi}{N}$
	$+\frac{\alpha_3}{N} A_3^\Phi$	$-\frac{2\alpha_3(1+\alpha_1)}{N} A_3^\Phi$	$+\frac{\alpha_3}{N} A_3^\Phi$	$-\frac{2\alpha_3(1+\alpha_1)}{N} A_3^\Phi$

$$\alpha_1 = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$$

$$\alpha_3 = \frac{J_2 l_3}{J_3 l_2}$$

$$N = 4(\alpha_1 + 1)(\alpha_3 + 1) - 1$$

Таблица 3.10. Изгибающие моменты (пролетные и опорные) при расчете плит и балок с учетом перераспределения моментов

Схема нагрузки	Крайний пролет	Средний пролет
	 $\frac{ql^2}{11}$	 $\frac{ql^2}{16}$
	$\frac{q(3l^2 - 2l\sqrt{2b^2 + a^2})}{2}$	$\frac{q(l^2 - 4a^2)}{16}$
	$\frac{ql^2}{24}$	$\frac{4}{125} ql^2$
	$\frac{Pl}{6}$	$\frac{Pl}{8}$
	$\frac{Pa(l-a)}{l+a}$	$\frac{Pab}{2l}$
	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl}{6}$
	$\frac{Pal}{l+a}$	$\frac{Pa}{2}$
	$\frac{Pl}{3}$	$\frac{Pl}{4}$

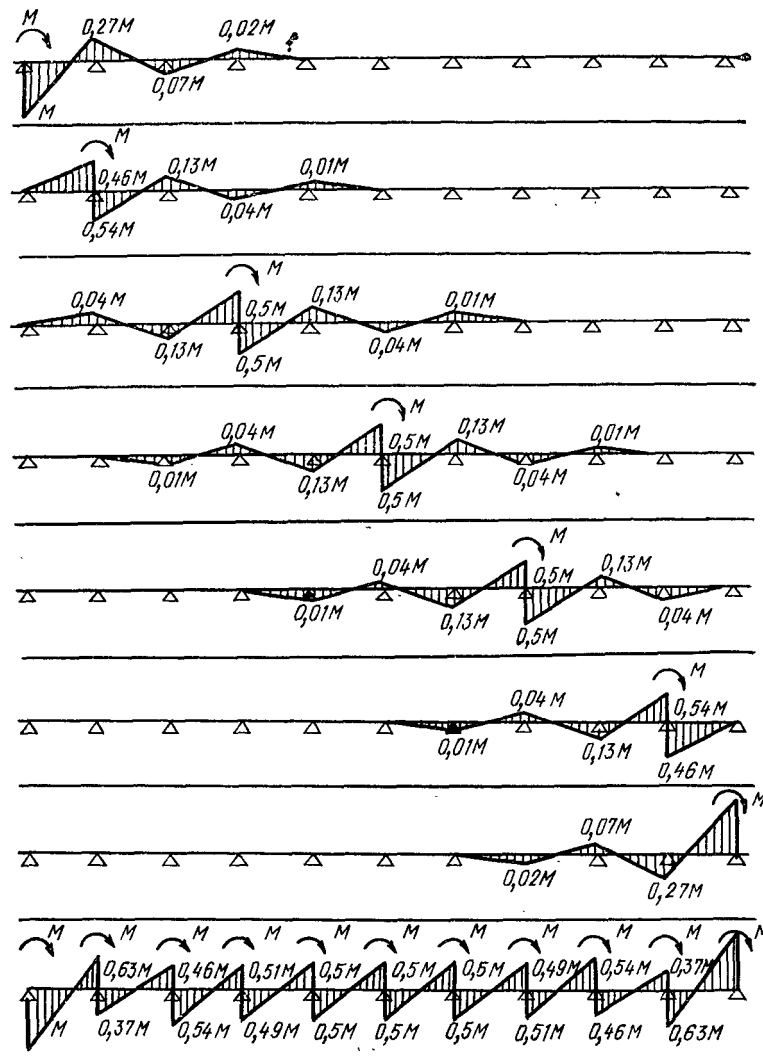


Рис. 3.3

Расчет с учетом пластических деформаций. Изгибающие моменты в пролете и на опоре при расчете плит и балок с учетом перераспределения моментов определяются по формулам табл. 3.10.

Таблицы применимы при расчете железобетонных плит или балок с равными пролетами или пролетами, отличающимися друг от

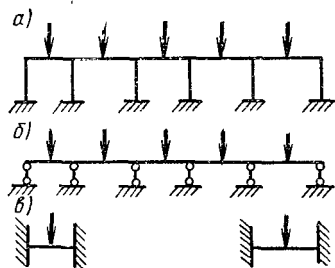


Рис. 3.4

друга не более чем на 10 %; металлических балок с равными пролетами или с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 20 %, закрепленных от потери общей устойчивости, и при действии лишь статической нагрузки.

Более подробные сведения об учете пластических деформаций в железобетонных конструкциях см. в главе 4.14.

ГЛАВА 3.2. РАМЫ

3.2.1. Приближенные методы расчета рам

Расчет на вертикальную нагрузку. Одноэтажные рамы с горизонтальным ригелем и зашечленными вертикальными стойками. При расчете ригеля однопролетных рам момент посередине принимается равным моменту простой балки с поправочным коэффициентом 0,6—0,8.

Расчет стоек выполняется на центральное сжатие при условии повышения заданной нагрузки на 20—40 %.

Изгибающие моменты в ригелях и на промежуточных опорах многопролетных рам (рис. 3.4), а также вверху средних стоек принимаются равными соответственным пролетным и опорным моментам неразрезной балки со свободным опиранием с поправочным коэффициентом α .

Изгибающие моменты ригелей на крайних опорах, а также вверху крайних стоек принимаются равными опорному моменту однопролетной балки с зашечленными концами с поправочным коэффициентом β . Изгибающие моменты стоек принимаются равными $1/2$ соответственно момента вверху стоек. Коэффициенты α и β , зависящие от соотношения коэффициентов жесткости ригеля и стоек i_r/i_c приведены в табл. 3.11.

Многоэтажные многопролетные рамы (рис. 3.5, а). Рамы разчленяют на одноэтажные рамы с упругозаделанными стойками (рис. 3.5, б). Упругие заделки учитываются тем, что моменты в концах стоек, противоположных рассматриваемому ригелю, принимаются

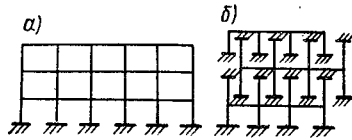


Рис. 3.5

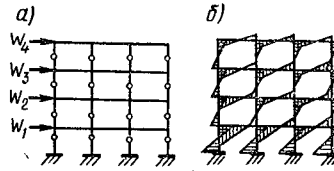


Рис. 3.6

Таблица 3.11. Коэффициенты α и β

l_p/l_c	α	β
≥ 4	0,1	0,2
≤ 1	0,2	0,33

равными $1/3$ момента на концах стоек, примыкающих к ригелю.

Расчет полученных после расчленения рам можно производить методом перемещений без учета горизонтальных смещений.

Расчетные моменты ригелей во всех средних пролетах принимаются по моменту среднего пролета трехпролетной рамы, а в крайних пролетах — по моменту в крайнем пролете.

Расчетные моменты стоек, входящих в состав двух рам, получаются алгебраическим суммированием моментов соответственных стоек двух смежных по высоте рам. Расчет этот условный, поэтому окончательные моменты в каждом узле не должны уравниваться.

Расчет на горизонтальную нагрузку. Рамы относительно небольшой этажности. Метод нулевых моментных точек. Принимается, что при относительно равных высотах этажей нулевые моментные точки в стойках первого этажа находятся на расстоянии $2/3$ высоты, считая от места заделки стоек, а в стойках всех остальных этажей — посередине их высоты.

За расчетную схему принимается рама с шарнирами в нулевых моментных точках (рис. 3.6, а). Сумма поперечных сил ΣQ , возникающая в шарнирах стоек каждого этажа, определяется приравнением ее к сумме всех горизонтальных сил, приложенных к узлам вышележащих этажей. Например, в шарнирах третьего этажа

$$\Sigma Q = W_4 + W_3.$$

Определенная таким образом ΣQ распределяется по отдельным стойкам пропорционально отношению моментов инерции стоек к ку-

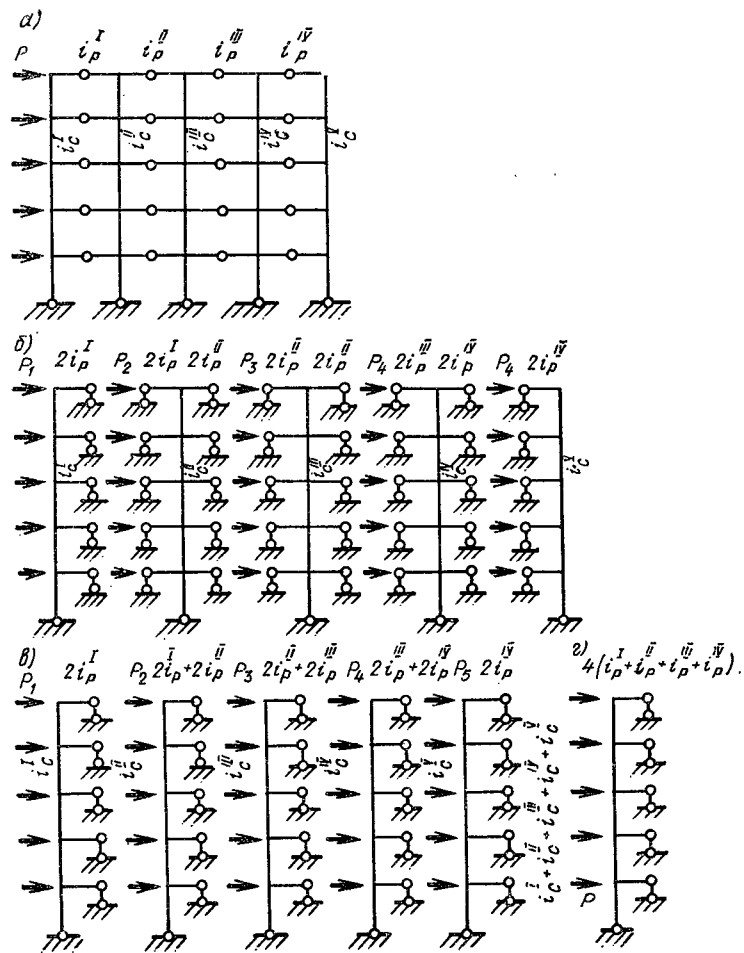


Рис. 3.7

бу их высоты, т. е.

$$Q_n = \frac{J_n / h_n^3}{\sum \frac{J}{h^3}} \Sigma Q.$$

Вычислив поперечные силы, определяют моменты вверху и внизу стоек по формулам: на первом этаже вверху стоек $M = Q_n \cdot 1/3 h$, внизу $M = Q_n \cdot 2/3 h$, в остальных этажах $M = Q_n \cdot 1/2 h$.

Моменты в ригелях на крайних опорах определяются как сумма моментов в примыкающих концах стоек.

На средних опорах сумма моментов в примыкающих к ригелю концах стоек распределяется пропорционально коэффициентам левого и правого пролетов ригеля.

На рис. 3.6, б приведена эпюра моментов, определенных таким образом.

Рамы большой этажности (рис. 3.7). Заданная рама при расчете на горизонтальные нагрузки заменяется расчетной схемой по рис. 3.7, а. Расчленив эту раму на несколько полурам, получают схему по рис. 3.7, б. Заменяя далее средние полурамы с двумя ригелями, примыкающими к стойкам, одним ригелем суммарной жесткости, получают расчетную схему по рис. 3.7, в. Далее все полурамы заменяют одной эквивалентной рамой по рис. 3.7, г с коэффициентами жесткости и узловыми нагрузками. Расчет эквивалентной рамы может быть произведен методом сил или методом деформаций.

Число уравнений равно числу этажей. Полученные при таком расчете уравнения представляют собой систему трехчленных уравнений. Определив лишние неизвестные, вычисляют моменты в стойках и ригелях соответствующего этажа полурамы.

ГЛАВА 3.3. ФЕРМЫ

3.3.1. Статически определимые фермы

Условие геометрической неизменяемости и в то же время статической определимости

$$C = 2Y - 3,$$

где C — общее число стержней; Y — то же, узлов.

Это условие является лишь необходимым, но недостаточным. Необходимо еще, чтобы кинематическая или геометрическая структура фермы обеспечивала неизменяемость.

Наиболее простой способ определения мгновенной изменяемости ферм — способ нулевой нагрузки: система мгновенно изменяема, если при принятой структуре возможны отличные от нуля значения усилий при отсутствии внешней нагрузки.

Аналитические способы определения усилий в фермах. Способ вырезания узлов. Последовательно вырезают узлы, в которые входят неизвестные усилия двух стержней, и рассматривают равновесие этих узлов. Для получения уравнений, в которые входит лишь по одному неизвестному, следует приравнять нулю или сумму проекций всех усилий на ось, перпендикулярную одному из усилий, или сумму моментов всех сил относительно любой точки, расположенной на линии действия одного из усилий.

Наличие нулевых стержней, т.е. стержней, в которых при заданной нагрузке усилие равно нулю, можно установить на основании следующих положений: а) в ненагруженном двухстержневом узле оба стержня нулевые; б) в ненагруженном трехстержневом узле, в котором оси двух стержней расположены на одной прямой, третий стержень, так называемый «одиоочный», — нулевой; в) в двухстержневом узле, в котором нагрузки действуют по направлению одного из стержней, другой стержень нулевой.

Пользуясь этими положениями, в некоторых случаях можно значительно упростить решение.

Способ сечения фермы. Проводят разрез таким образом, чтобы перерезанные стержни, кроме одного, пересекались в одной точке; затем заменяют действие перерезанных стержней внутренними усилиями и применяют условия статики к той из отрезанных частей, в которой имеется меньшее число сил или в виде уравнения моментов, приравнявая нулю сумму моментов относительно точки, в которой пересекаются все остальные неизвестные (способ моментных точек), или в виде уравнений проекций, приравнявая нулю сумму проекций всех сил на ось, перпендикулярную одному из неизвестных усилий (способ проекций).

В необходимых случаях проводят замкнутое сечение таким образом, чтобы лишь три стержня пересекались по одному разу, а остальные — по два раза, и рассматривают равновесие отрезанной части внутри замкнутого контура. Усилия стержней, перерезанных дважды, взаимно уничтожаются; остаются только усилия трех стержней, которые могут быть определены способом моментных точек. После этого усилия остальных стержней могут быть определены обычным путем.

Способ замены стержней. Заданную ферму преобразуют: удаляют один из стержней (так называемый заменяемый) и вставляют вместо него в новом месте другой стержень (так называемый заменяющий).

Усилие X заменяющего стержня определяется по формуле

$$X = S_p / S_i,$$

где S_p , S_i — усилия заменяющего стержня в замененной форме соответственно при действии заданной нагрузки и при действии взаимно противоположных сил X , равных 1, по направлению заменяемого стержня.

Определив X , можно найти все усилия обычным путем — способом вырезания узлов и способом сечения.

Можно также вычислить усилия $S^{(i)}$ в любом стержне заданной фермы по формуле

$$S^{(i)} = S_p^{(i)} + S_1^{(i)} X,$$

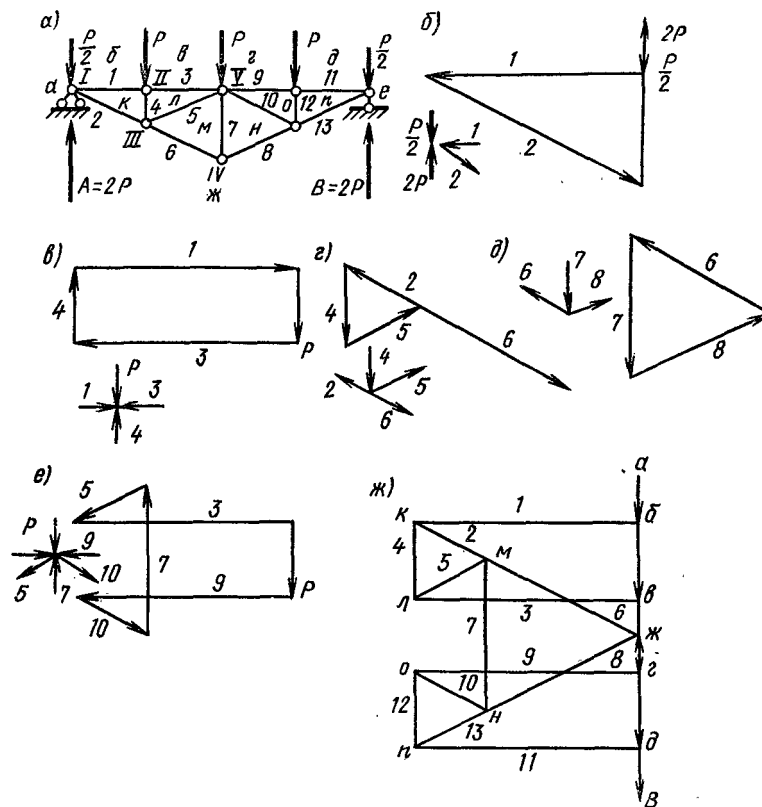


Рис. 3.8

где $S_p^{(i)}$, $S_1^{(i)}$ — усилия любого стержня в замененной ферме соответственно при действии заданной нагрузки и при действии взаимно противоположных сил X , равных единице, по направлению заменяемого стержня.

Графическое определение усилий. Диаграмма Максвелла — Кремоны. Графическое построение основывается на применении так называемых взаимных диаграмм (рис. 3.8), обладающих следующими свойствами: 1) прямые, сходящиеся на рис. 3.8, *а* в одной точке, образуют на рис. 3.8, *ж* замкнутый контур. Так, прямые *кб*, *бв*, *вл*, *лк*, сходящиеся на рис. 3.8, *а* в узле II, образуют прямоугольник *кбвл*; 2) прямые, образующие на рис. 3.8, *а* замкнутый контур (полигон), пересекаются на рис. 3.8, *ж* в одной точке. Так, прямые *бв*, *лв*, *гв*, образующие на рис. 3.8, *а* замкнутый контур (параллельные

линии рассматриваются как пересекающиеся в бесконечности), на рис. 3.8, *ж* пересекаются в точке *в*.

Полигоны, образованные осями стержней фермы или действующими силами, обозначены буквами, а усилия в стержнях и внешние силы — двумя буквами. Можно также обозначить полигоны цифрами, а усилия — двумя цифрами. Построение диаграммы целесообразно вести исходя из второго свойства.

Ход решения следующий:

а) вычерчивают ферму, располагая внешние силы вне фермы и обозначая полигоны буквами (либо цифрами) (см. рис. 3.8, *а*);

б) вычерчивают многоугольник усилий (см. рис. 3.8, *ж*), откладывают в определенном масштабе внешние силы, обходя фермы по часовой стрелке и обозначая силы двумя буквами (или двумя цифрами). Замыкая многоугольник внешних сил линиями, параллельными направлениям опорных реакций, находят реакции опор;

в) рассматривают последовательно узлы ферм, в которых неизвестно не более двух усилий. Например, проводят через имеющиеся на рис. 3.8, *ж* точки *б* и *ж* линии, параллельные стержням *бк* и *жк* на рис. 3.8, *а*, и получают в пересечении этих линий точку *к* и т. д. Последние неизвестные находят, соединяя прямой линией уже имеющиеся на рис. 3.8, *ж* буквы, соответствующие обозначению стержней. Полученная таким образом линия должна быть параллельна соответствующему стержню на рис. 3.8, *а*. Это явится проверкой правильности построенной диаграммы;

г) определяют усилия по рис. 3.8, *ж* по масштабу, в котором откладывались внешние силы. Знак усилия любого стержня определяется следующим образом: обходя узел по часовой стрелке, обозначают усилие стержня двумя буквами (или двумя цифрами) в порядке встречи полигонов. Рассматривая первую букву как начало вектора, определяют на рис. 3.8, *ж* направление вектора. Перенося направление этого вектора на рис. 3.8, *а*, устанавливают, что усилие направлено от узла и, наоборот, что стержень сжат, если усилие направлено к узлу.

При симметричной форме и симметрично расположенной нагрузке можно ограничиться построением диаграммы для одной половины фермы. Однако целесообразно строить диаграмму для всей фермы, поскольку получение симметричной диаграммы должно подтвердить правильность построенной диаграммы.

3.3.2. Безраскосные фермы

Приближенный расчет ведется в предположении, что в середине всех панелей поясов и в середине всех стоек, за исключением одной, имеются шарниры (рис. 3.9). При этих условиях в элементах фермы возникают усилия:

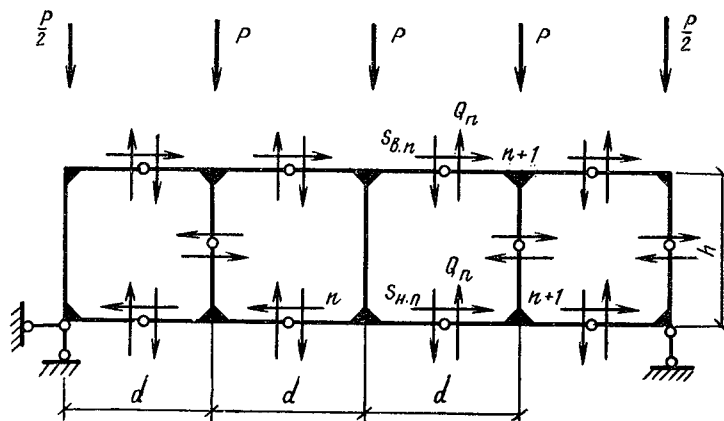


Рис. 3.9

в n -й панели поясов:
продольные усилия

$$S_{в.п} = S_{н.п} = \pm M_n/h;$$

изгибающие моменты

$$m_n = Q_n (d/2);$$

в стойках между n -й и $(n+1)$ -й панелью:
продольное усилие

$$S_{ст} = \pm P_n/2;$$

изгибающий момент

$$m_R = \frac{M_{n+1} - M_n}{h} \frac{d}{2},$$

где d — длина панели; h — длина стойки; P_n — узловая нагрузка n -го узла (знак «+» соответствует нагрузке понизу, знак «-» — нагрузке поверху).

ГЛАВА 3.4. РАСЧЕТ НЕКОТОРЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.4.1. Расчет оболочек вращения

Усилия в сферической оболочке (рис. 3.10) определяются по формулам:

от собственного веса оболочки

$$T_1 = qR \frac{1}{1 + \cos \varphi}; \quad T_2 = qR \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right);$$

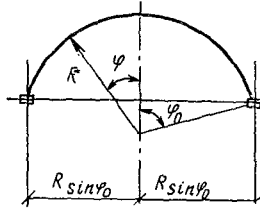


Рис. 3.10

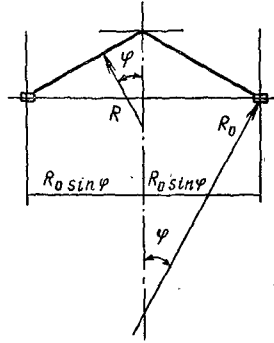


Рис. 3.11

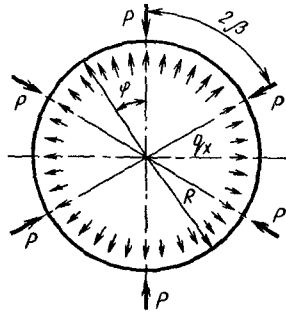


Рис. 3.12

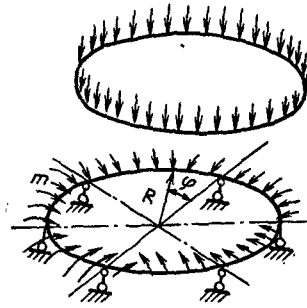


Рис. 3.13

$$K = qR^2 \frac{1 - \cos \varphi_0}{\operatorname{tg} \varphi_0},$$

где T_1 — меридиональное усилие; T_2 — кольцевое усилие; K — усилие в опорном кольце; $q = \nu S$ — собственный вес 1 м^2 оболочки; от равномерно распределенной нагрузки

$$T_1 = P(R/2); \quad T_2 = P(R/2) \cos 2\varphi;$$

$$K = P(R^2/4) \sin 2\varphi_0.$$

Усилия в конической оболочке (рис. 3.11) определяются по формулам:

от собственного веса оболочки

$$T_1 = qR(1/2 \cos \varphi); \quad T_2 = qR \cos \varphi;$$

$$K = qR_0^2 \frac{\sin \varphi}{2};$$

от равномерно распределенной нагрузки

$$T_1 = PR/2; \quad T_2 = PR \cos^2 \varphi.$$

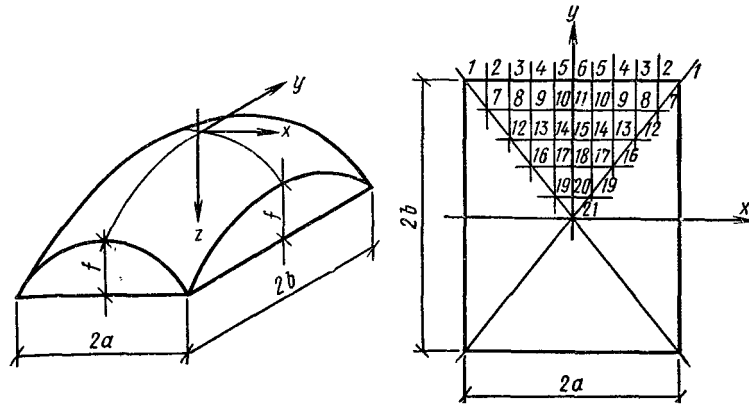


Рис. 3.14

Расчет колец производится по формулам:
для схемы нагружения кольца (рис. 3.12)
изгибающие моменты

$$M_x = 0; \quad M_y = \frac{PR}{2\beta} \left(\frac{\beta \cos \varphi}{\sin \beta} - 1 \right);$$

крутящий момент

$$M_{кр} = 0;$$

продольная сила

$$N = -P/2 \sin \beta + q_\lambda R;$$

для схемы нагружения кольца, представленной на рис. 3.13:
изгибающие моменты

$$M_x = q_y r^2 \left(\frac{\beta}{\sin \beta} \cos \varphi - 1 \right) - mr,$$

$$M_y = 0;$$

крутящий момент

$$M_{кр} = q_y r^2 \left(\frac{\beta}{\sin \beta} \sin \varphi - \varphi \right);$$

продольная сила $N=0$.

3.4.2. Расчет оболочек, очерченных по эллиптическому параболоиду (рис. 3.14)

Уравнение поверхности

$$z = f (x^2/a^2 + y^2/b^2).$$

Формулы усилий для случая загрузки равномерно распределенной нагрузкой

$$N_1 = k_1 (qa^2/f); \quad N_2 = k_2 (qb^2/f);$$

$$S = k_3 (qab/f),$$

где N_1 — усилия вдоль оси Ox ; N_2 — усилия вдоль оси Oy ; S — сдвигающие усилия.

Коэффициенты k_1, k_2, k_3 для узлов сетки на оболочке приведены в табл. 3.12. Схема нумерации узлов сетки дана на рис. 3.14.

Таблица 3.12. Коэффициенты для расчета оболочки переиоса, очерченной по эллиптическому параболоиду, при действии равномерно распределенной нагрузки

№ точки	k_1	k_2	k_3
1	-0,25	-0,25	—
2	-0,5	-0	0,641
3	-0,5	-0	0,315
4	-0,5	-0	0,184
5	-0,5	-0	0,086
6	-0,5	-0	0
7	-0,25	-0,25	0,429
8	-0,348	-0,152	0,28
9	-0,392	-0,108	0,168
10	-0,411	-0,089	0,079
11	-0,417	-0,083	0
12	-0,25	-0,25	0,206
13	-0,307	-0,193	0,131
14	-0,337	-0,164	0,063
15	-0,346	-0,154	0
16	-0,25	-0,25	0,086
17	-0,282	-0,218	0,043
18	-0,293	-0,207	0
19	-0,25	-0,25	0,021
20	-0,261	-0,239	0
21	-0,25	-0,25	0

Контурные арки воспринимают сдвигающие усилия от примыкающих участков оболочки.

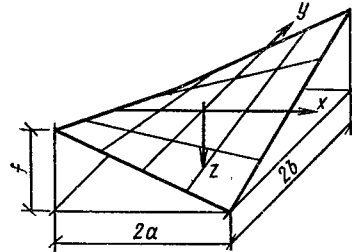
3.4.3. Расчет оболочек, очерченных по поверхности гиперболического параболоида (рис. 3.15)

Уравнение рассматриваемой поверхности

$$z = - (f/ab) xy.$$

Формулы усилий для случая равномерно распределенной на-

Рис. 3.15



грузки

$$N_1 = 0; \quad N_2 = 0; \quad S = q(ab/2f),$$

т. е. нормальные усилия вдоль осей Ox и Oy равны нулю по всей поверхности, а сдвигающие силы всюду постоянны.

Главные напряжения также по всей оболочке постоянны, направлены под углом 45° к координатным осям и равны вдоль выпуклых вниз парабол $N_{гн} = q(ab/2f)$, а вдоль выпуклых вверх парабол

$$N_{пл} = -q(ab/2f).$$

Таким образом, выпуклая поверхность всюду сжата постоянной силой, а вогнутая растянута той же силой.

Прямолинейные бортовые элементы безмоментны; они воспринимают сдвигающие усилия от оболочки. Нормальное усилие в бортовом элементе нарастает по линейному закону от нуля до $N = Sl_0$ у опоры.

3.4.4. Цилиндрические оболочки и складки

Элементами цилиндрической оболочки являются: собственно оболочка, бортовой продольный элемент, опорные и промежуточные диафрагмы (рис. 3.16).

Цилиндрические оболочки в зависимости от соотношения размеров делятся на длинные при $l_1/l_2 \geq 1$ и короткие при $l_1/l_2 < 1$.

В ряде случаев цилиндрические оболочки могут рассчитываться как балки или тонкостенные стержни с недеформируемым поперечным контуром.

Цилиндрические оболочки разделяют на два основных класса: оболочки симметричного сечения при соотношении $l_1/l_2 \geq 3$ при симметричных загрузениях, а также при односторонних загрузениях, составляющих не более $1/4$ интенсивности полного симметричного загрузения, причем односторонняя нагрузка при расчете должна быть заменена полной той же интенсивности; оболочки с соотношением $l_1/l_2 \geq 1$ при наличии не менее трех поперечных ребер.

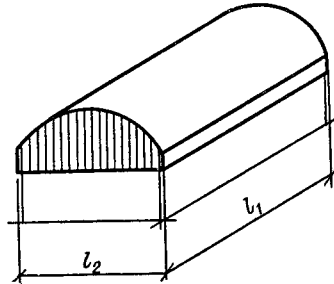


Рис. 3.16

Для неразрезных оболочек вместо l_1 в расчете принимается l_p — расстояние между нулевыми точками эпюры моментов.

Для приближенного определения поперечных моментов рассматривается полоса единичной ширины, вырезанная двумя поперечными сечениями в центре пролета оболочки. К вырезанному элементу прикладываются разность сдвигающих усилий, действующих в плоскостях срезов, и внешние нагрузки. От этих воздействий в поперечных сечениях полосы определяются изгибающие моменты и нормальные силы. Поперечный изгиб принимается меняющимся вдоль главного пролета по тому же закону, что и прогиб.

3.4.5. Круглые мембраны

Мембраны, работающие в упругой стадии. Мембрана, очерченная по поверхности вращения, может быть рассчитана по формулам безмоментной теории оболочек при условии, что все усилия, возникающие в ней, растягивающие, а деформация от загрузения меняет кривизну не более чем на 10 % (геометрически линейная задача).

Плоская мембрана, загруженная равномерно распределенной нагрузкой, может быть рассчитана по формулам:

$$W_{\max} = 0,662 \sqrt[3]{qa/Eh}; \quad N_{r=0} = 0,423 \sqrt[3]{Eq^2 a^2 h};$$

$$N_{r=a} = 0,328 \sqrt[3]{Eq^2 a^2 h}$$

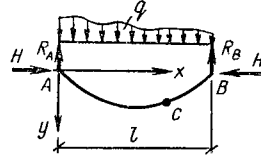
(формулы применимы при $N_{r=0}/h \leq R$),

где W — прогиб; a — радиус мембраны; R — расчетное сопротивление материала мембраны; h — толщина мембраны.

Мембраны, работающие в пластической стадии. Полностью пластическая мембрана имеет в любой точке по любому направлению усилие $\sigma_r h = T$. Для такой мембраны уравнение изогнутой поверхности

$$W = r^2 q / 4 \sigma_T h,$$

Рис. 3.17



где r — переменный радиус.

Условие применимости формулы для стали Ст3

$$2\sigma_T \geq \sqrt{a^2 q^2 E / 24h^2} > \sigma_T.$$

3.4.6. Расчет пологих нитей (рис. 3.17)

Если при фиксированной внешней нагрузке известна ордината хотя бы одной точки C нити, то расчет ее может быть произведен в такой последовательности:

$$H = M_C / Y_C; \quad (3.1)$$

$$Y(x) = M(x) / H, \quad (3.2)$$

где M — балочный момент; $Y(x)$ — уравнение кривой провисания нити.

Длина нити определяется по формуле

$$L = l + \frac{1}{2} \int_l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

или

$$L = l + \frac{1}{2H^2} \int_l Q^2(x) dx, \quad (3.3)$$

где Q — балочная поперечная сила.

При догрузке дополнительной нагрузкой распор может быть определен из кубического уравнения

$$H_1^3 + \left(\frac{EF}{2lH_0^2} \int_l Q_0^2 dx - H_0 \right) H_1^2 - \frac{EF}{2l} \int_l Q_1^2 dx = 0, \quad (3.4)$$

где H_1 — распор после догрузки; H_0 — распор до догрузки; Q_1 — балочная поперечная сила после догрузки; Q_0 — то же, до догрузки.

Уравнение (3.4) учитывает упругое удлинение нити при догрузке (табл. 3.15).

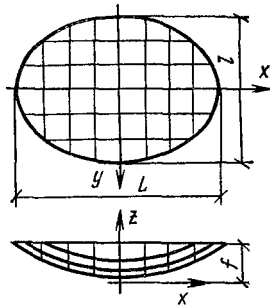
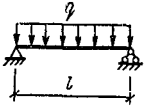
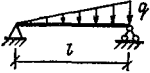
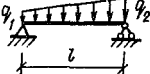
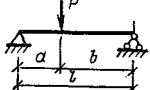


Рис. 3.18

Таблица 3.15. Значения $\int_l Q^2 dx$ для некоторых нагрузок

Схема нагрузки	$\int_l Q^2 dx$
	$\frac{q^2 l^3}{12}$
	$\frac{q^2 l^3}{45}$
	$\frac{q_1^2 l^3}{45} + \frac{q_2^2 l^3}{45} + \frac{7q_1 q_2 l^3}{180}$
	$\frac{P^2 ab}{l}$

3.4.7. Вантовые системы

При осесимметричных загрузениях радиальных вантовых систем отдельные тросы между собой не взаимодействуют и каждый из них может быть рассчитан самостоятельно по формулам расчета нитей.

Усилия в опорных кольцах $N = (Hr)/a$ (где a — шаг тросов у кольца).

Для ортогональных ненапряженных систем на эллиптическом плане (рис. 3.18) уравнение поверхности

$$z = 2f(x^2/L^2 + y^2/l^2).$$

Уравнения тросов

$$z = 2f(X^2/L^2) + c; \quad z = 2f(Y^2/l^2) + c.$$

Распоры в тросах, параллельных осям Ox и Oy , соответственно равны $H_L = qdL^2/16f$; $H_l = qdl^2/16f$ (где d — шаг тросов).

Нормальная сила в опорном контуре меняется от $N = qL^2l/32f$ до $N = ql^2L/32f$.

Контур рассматриваемой оболочки безмоментен.

Предлагаемый расчет достаточно точен, когда внешняя нагрузка меняет геометрию поверхности незначительно.

РАЗДЕЛ 4. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ¹

ГЛАВА 4.1. МАТЕРИАЛЫ

4.1.1. Классы и марки бетона, расчетные и нормативные характеристики²

Для бетонных и железобетонных конструкций применяются бетоны:

а) классов по прочности на сжатие:

тяжелый бетон — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; мелкозернистый бетон групп А — естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2 — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; Б — то же, с модулем крупности 2 и менее — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В — подвергнутый автоклавной обработке — В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

¹ Раздел подготовлен на основе СНиП 2.03.01—84* «Бетонные и железобетонные конструкции», «Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры» и «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов». Пособия утверждены приказом ЦНИИ-промзданий Госстроя СССР от 30 ноября 1984 г. № 106а.

² Термины «класс бетона» и «марка бетона» — см. ГОСТ 25192—82.

легкий бетон при марках по средней плотности:

D800, D900 — B2,5; B3,5; B5; B7,5 *;

D1000, D1100 — B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5 *;

D1200, D1300 — B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15 *;

D1400, D1500 — B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20 *; B25 *;
B30 *;

D1600, D1700 — B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25 *; B30 *;
B35 *;

D1800, D1900 — B10; B12,5; B15; B20; B25 *; B30 *; B35 *; B40 *;

D2000 — B20; B25; B30; B35 *; B40 *;

б) марок по морозостойкости:

тяжелый и мелкозернистый бетоны — F50; F75; F100; F150;
F200; F300; F400; F500;

легкий бетон — F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300;
F400; F500;

поризованный бетон — F15; F25; F35; F50; F75; F100;

в) марок по водонепроницаемости — W2; W4; W6; W8; W10;
W12;

г) марок по средней плотности:

легкий бетон — D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300;
D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900;
D2000;

поризованный бетон — D800; D900; D1000; D1100; D1200;
D1300; D1400.

Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие, назначается исходя из реальных сроков загрузки конструкции проектными нагрузками, способа возведения, условий твердения бетона. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливается в возрасте 28 сут.

Значение отпускной прочности бетона в элементах сборных конструкций назначают в соответствии с ГОСТ 13015.0—83* и стандартами на конструкции конкретных видов.

Рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие: для железобетонных сжатых стержневых элементов — не ниже B15; для сильно нагруженных железобетонных сжатых элементов (например, для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) — не ниже B25; для тонкостенных железобетонных конструкций, а также для стен зданий и сооружений, возводимых в скользящей и переставной опалубках, — не ниже B15. Для бетонных сжатых элементов не рекомендуется применять бетон класса выше B30. Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций класс

* Легкий бетон на пемзе и аглопорите этого класса может применяться только по согласованию с заводом-изготовителем.

бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но не ниже В7,5.

Марки бетона по морозостойкости принимают: для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) — не ниже указанных в табл. 4.1, для наружных стен отапливаемых зданий — не ниже указанных в табл. 4.2.

Для легких бетонов марки по средней плотности назначают в соответствии с табл. 4.3.

Нормативные и расчетные характеристики бетона. Нормативными сопротивлениями бетона являются сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению $R_{btн}$ (табл. 4.4).

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} определяются путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону: при сжатии $\gamma_{bc}=1,3$; при растяжении $\gamma_{bt}=1,5$.

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие характер действия нагрузки, условия работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. д.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ принимаются равными нормативным сопротивлениям и вводятся в расчет коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{bi}=1$.

Расчетные сопротивления бетона в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие приведены (с округлением): для предельных состояний первой группы — в табл. 4.5, второй группы — в табл. 4.4.

В расчетные сопротивления, приведенные в табл. 4.5, включены коэффициент условий работы γ_{b2} , учитывающий влияние длительности действия нагрузок, и условия нарастания прочности бетона во времени.

Расчетные сопротивления бетона, приведенные в табл. 4.5, умножают на коэффициенты условий работы (табл. 4.6).

Коэффициент линейной температурной деформации α_{bt} при изменении температуры от -40 до $+50$ °С принимается: для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов на мелком плотном заполнителе — $1 \cdot 10^{-5}$ °С $^{-1}$; для легкого бетона на мелком пористом заполнителе — $0,7 \cdot 10^{-5}$ °С $^{-1}$; для поризованного бетона — $0,8 \cdot 10^{-5}$ °С $^{-1}$.

Массу железобетонной или бетонной конструкции определяют по плотности бетона равной, кг/м 3 : для тяжелого бетона — 2400, мелкозернистого — 2200, легкого и поризованного — марке бетона по средней плотности D , умноженной для бетонов класса В12,5 и выше на 1,05. При расчете конструкции на стадиях изготовления и транс-

Таблица 4.1. Марки бетона по морозостойкости для конструкций зданий и сооружений

Условия работы конструкций		Марка бетона, не ниже					
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) зданий и сооружений класса по степени ответственности					
		I	II	III	I	II	III
В условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже —40	F200	F150	F100	W4	W2	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	F100	F75	F50	W2	Не нормируется	
	Ниже —5 до —20 включительно	F75	F50	F35*	Не нормируется		
	—5 и выше	F50	F35*	F25*	То же		
В условиях воздушно-влажностного состояния (конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, но защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже —40	F150	F100	F75	W4	W2	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	F75	F50	F35*	Не нормируется		
	Ниже —5 до —20 включительно	F50	F35*	F25*	То же		
	—5 и выше	F35*	F25*	F15**	»		

Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °С	Ниже —40	F150	F100	F75	»
	Ниже —20 до —40 включительно	F75	F50	F35	»
	Ниже —5 до —20 включительно	F50	F35*	F25*	»
	—5 и выше	F35*	F25*		Не нормируется
в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	Ниже —40	F75	F50	F35*	То же
	Ниже —20 до —40 включительно	F50	F35*	F25*	»
	Ниже —5 до —20 включительно	F35*	F25*	F15**	»
	—5 и выше	F25*	F15**		»
Внутренние конструкции отапливаемых зданий в периоды строительства и монтажа	Ниже —40	F75	F50	F35*	То же
	Ниже —20 до —40 включительно	F50	F35*	F25*	»
	Ниже —5 до —20 включительно	F35*	F25*	F15**	»
	—5 и выше	F25*	F15**		»

* Для тяжелого и мелкозернистого бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

** Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

Примечание. Марки бетона по морозостойкости для свай и свай-оболочек назначают согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

Т а б л и ц а 4.2. Марки бетона по морозостойкости для наружных стен

Условия работы конструкций		Минимальная марка бетона по морозостойкости наружных стен отапливаемых зданий из бетона					
относительная влажность внутреннего воздуха помещения φ_{int} , %	расчетная зимняя температура наружного воздуха, °C	легкого поризованного			тяжелого мелкозернистого		
		для зданий класса			по степени ответственности		
		I	II	III	I	II	III
$\varphi_{int} > 75$	Ниже —40	F100	F75	F50	E200	F150	F100
	Ниже —20 до —40 включительно	F75	F50	F35	F100	F75	F50
	Ниже —5 до —20 включительно	F50	F35	F25	F75	F50	Не нормируется
	—5 и выше	F35	F25	F15*	F50	Не нормируется	
$60 < \varphi_{int} \leq 75$	Ниже —40	F75	F50	F35	F100	F75	F50
	Ниже —20 до —40 включительно	F50	F35	F25	F50	Не нормируется	
	Ниже —5 до —20 включительно	F35	F25	F15*	Не нормируется		
	—5 и выше	F25	F15*	Не нормируется			
$\varphi_{int} \leq 60$	Ниже —40	F50	F35	F25	F75	F50	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	F35	F25	F15*	Не нормируется		
	Ниже —5 до —20 включительно	F25	F15*	Не нормируется			
	—5 и выше	F15*	Не нормируется				

* Для легких бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

П р и м е ч а н и е. При наличии паро- и гидроизоляции конструкций из тяжелых мелкозернистых и легких бетонов их марки по морозостойкости, указанные в настоящей таблице, снижаются на одну степень.

Т а б л и ц а 4.3. Марки легких бетонов по средней плотности

Класс легкого бетона по прочности на сжатие	Марки по средней плотности для				
	керамзитобетона, шунгизитобетона	шлакобетона, шлакопемзобетона	перлитобетона	бетона на природных пористых заполнителях	аглопоритобетона
B2,5	D800-D1000	D1000-D1400	D800-D900	D800-D1200	D1000-D1200
B3,5	D800-D1100	D1100-D1500	D800-D1000	D900-D1300	D1100-D1300
B5	D800-D1200	D1200-D1600	D800-D1100	D1000-D1400	D1200-D1400
B7,5	D900-D1300	D1300-D1700	D900-D1200	D1100-D1500	D1300-D1500
B10	D1000-D1400	D1400-D1800	D1000-D1300	D1200-D1600	D1400-D1600
B12,5	D1000-D1400	D1400-D1800	D1000-D1400	D1200-D1600	D1400-D1600
B15	D1200-D1700	D1600-D1800	D1300-D1600	D1500-D1700	D1600-D1800
B20	D1300-D1800	D1700-D1900	—	D1600-D1800	D1700-D1900
B25	D1300-D1800	D1800-D1900	—	D1700-D1900	D1700-D1900
B27,5*	D1400-D1800	D1900-D2000	—	D1800-D2000	D1800-D2000
B30	D1500-D1800	—	—	D1900-D2000	D1900-D2000
B35	D1600-D1900	—	—	—	—
B40	D1700-D1900	—	—	—	—

Таблица 4.4. Нормативные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и $R_{btн}$ и расчетные сопротивления для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$. МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие							
		B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и легкий	1,9 (19,4)	2,7 (27,5)	3,5 (35,7)	5,5 (56,1)	7,5 (76,5)	9,5 (96,9)	11 (112)	15 (153)
Растяжение осевое $R_{btн}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый* и легкий на мелком плотном заполнителе	0,29 (2,96)	0,39 (4)	0,55 (5,61)	0,7 (7,14)	0,85 (8,67)	1 (10,2)	1,15 (11,7)	1,4 (14,3)
	Легкий на мелком пористом заполнителе**	0,29 (2,96)	0,39 (4)	0,55 (5,61)	0,7 (7,14)	0,85 (8,67)	1 (10,2)	1,1 (11,2)	1,2 (12,2)
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и легкий	18,5 (189)	22 (224)	25,5 (260)	29 (296)	32 (326)	36 (367)	39,5 (403)	43 (438)

Растяжение осевое $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелко- зернистый* и лег- кий на мелком плотном заполни- теле	1,6 (16,3)	1,8 (18,4)	1,95 (19,9)	2,1 (21,4)	2,2 (22,4)	2,3 (23,5)	2,4 (24,5)	2,5 (25,5)
	Легкий на мелком пористом заполни- теле**	1,35 (13,8)	1,5 (15,3)	1,65 (16,8)	1,8 (18,4)	—	—	—	—

* Для мелкозернистого бетона группы Б значения $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$ уменьшают на 15 %.

** Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$ уменьшают на 15 %.

Примечание. Для поризованного бетона значения $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$ принимают такими же, как для легко-го бетона, а значения $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.

Таблица 4.5. Расчетные сопротивления бетона

Вид сопротивления	Бетон	Коэффициент условий работы γ_{b2}	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие							
			B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20
Сжатие осевое (призменная проч- ность) R_b	Тяжелый, мелко- зернистый и лег- кий	0,9	1,3 (13,3)	1,9 (19,4)	2,5 (25,5)	4 (40,8)	5,4 (55)	6,7 (68,5)	7,7 (78,5)	10,5 (107)
		1	1,5 (15,3)	2,1 (21,4)	2,8 (28,6)	4,5 (45,9)	6 (61,2)	7,5 (76,5)	8,5 (86,7)	11,5 (117)
		1,1	1,6 (16,3)	2,3 (23,4)	3,1 (32,6)	4,9 (50)	6,6 (67,3)	8,2 (83,5)	9,4 (96)	12,5 (128)
		0,9	0,18 (1,84)	0,23 (2,34)	0,33 (3,33)	0,43 (4,39)	0,51 (5,2)	0,59 (6,01)	0,67 (6,83)	0,8 (8,16)

Растяжение осевое
 R_{bt}

Тяжелый, мелко-зернистый* и легкий на мелком плотном заполнителе	1	0,2 (2,04)	0,26 (2,65)	0,37 (3,77)	0,48 (4,89)	0,57 (5,81)	0,66 (6,73)	0,75 (7,65)	0,9 (9,18)
	1,1	0,22 (2,24)	0,29 (2,96)	0,41 (4,18)	0,53 (5,4)	0,63 (6,43)	0,73 (7,45)	0,82 (8,36)	1 (10,2)
Легкий на мелком пористом заполнителе**	0,9	0,18 (1,84)	0,23 (2,34)	0,33 (3,33)	0,43 (4,39)	0,51 (5,2)	0,59 (6,01)	0,66 (6,73)	0,72 (7,34)
	1	0,2 (2,04)	0,26 (2,65)	0,37 (3,77)	0,48 (4,89)	0,57 (5,81)	0,66 (6,73)	0,74 (7,55)	0,8 (8,16)
	1,1	0,22 (2,24)	0,29 (2,96)	0,41 (4,18)	0,53 (5,4)	0,63 (6,43)	0,73 (7,45)	0,81 (8,26)	0,9 (9,18)

Вид сопротивления	Бетон	Коэффициент условий работы	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кгс/см ²), при классе бетона по прочности на сжатие							
			B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый, мелкозернистый и легкий	0,9	13 (133)	15,5 (158)	17,5 (178)	20 (204)	22,5 (230)	25 (255)	27 (275)	29,5 (300)
		1	14,5 (148)	17 (173)	19,5 (199)	22 (224)	25 (255)	27,5 (280)	30 (306)	33 (336)
		1,1	16 (163)	19 (194)	21,5 (219)	24 (245)	27,5 (280)	30,5 (310)	33 (334)	36,5 (370)
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый* и легкий на мелком плотном заполнителе	0,9	0,95 (9,7)	1,1 (11,2)	1,15 (11,7)	1,25 (12,7)	1,3 (13,3)	1,4 (14,3)	1,45 (14,8)	1,5 (15,3)
		1	1,05 (10,7)	1,2 (12,2)	1,3 (13,3)	1,4 (14,3)	1,45 (14,8)	1,55 (15,8)	1,6 (16,3)	1,65 (16,8)

	1,1	1,15 (11,7)	1,3 (13,3)	1,45 (14,8)	1,55 (15,8)	1,6 (16,3)	1,7 (17,3)	1,75 (17,8)	1,8 (18,4)
Легкий на мелком пористом заполнителе**	0,9	0,81 (8,26)	0,9 (9,18)	1 (10,2)	1,1 (11,2)	—	—	—	—
	1	0,9 (9,18)	1 (10,2)	1,1 (11,2)	1,2 (12,2)	—	—	—	—
	1,1	1 (10,2)	1,1 (11,2)	1,2 (12,2)	1,3 (13,3)	—	—	—	—

* Для мелкозернистого бетона группы Б значения R_{bt} уменьшают на 15 %.

** Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} уменьшают на 15 %.

Примечания: 1. Для поризованного бетона значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 0,7. 2. Коэффициент условий работы $\gamma_{b2}=0,9$ учитывается при расчете на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия (ветровых, от транспортных средств, возникающих при изготовлении, транспортировании и возведении и т. п.), а также на действие особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, вечномёрзлых и подобных грунтов; в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению соответственно R_b и R_{bt} принимаются по таблице при $\gamma_{b2}=0,9$.

Таблица 4.7. Начальные модули

Бетон	Начальные модули упругости бетона $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа					
	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5
Тяжелый:						
естественного	—	9,5	13	16	18	21
твердения		(96,9)	(133)	(163)	(184)	(214)
подвергнутый те-	—	8,5	11,5	14,5	16	19
пловой обработ-		(86,7)	(117)	(148)	(163)	(194)
ке при атмосфер-						
ном давлении						
Мелкозернистый						
групп:						
А — естественного	—	7	10	13,5	15,5	17,5
твердения		(71,4)	(102)	(138)	(158)	(178)
подвергнутый		6,5	9	12,5	14	15,5
тепловой об-		(66,3)	(92)	(127)	(143)	(158)
работке при						
атмосферном						
давлении						
Б — естественного	—	6,5	9	12,5	14	15,5
твердения		(66,3)	(91,8)	(127)	(143)	(158)
подвергнутый	—	5,5	8	11,5	13	14,5
тепловой об-		(56,1)	(81,6)	(117)	(133)	(148)
работке при						
атмосферном						
давлении						
В — автоклавного	—	—	—	—	—	—
твердения						
Легкий и поризо-						
ванный марки по						
средней плотности						
D:						
800	4	4,5	5	5,5	—	—
	(40,8)	(45,9)	(51)	(56,1)	—	—
1000	5	5,5	6,3	7,2	8	8,4
	(51)	(56,1)	(64,2)	(73,4)	(81,6)	(85,7)
1200	6	6,7	7,6	8,7	9,5	10
	(61,2)	(68,3)	(77,5)	(88,7)	(96,9)	(102)
1400	7	7,8	8,8	10	11	11,7
	(71,4)	(79,5)	(89,7)	(102)	(112)	(119)
1600	—	9	10	11,5	12,5	13,2
	—	(91,8)	(102)	(117)	(127)	(135)
1800	—	—	11,2	13	14	14,7
	—	—	(114)	(133)	(143)	(150)
2000	—	—	—	14,5	16	17
	—	—	—	(148)	(163)	(173)

Примечания: 1. Для легкого и поризованного бетонов при модули упругости принимают по линейной интерполяции. 2. Для для работы в климатическом подрайоне IVA, значения умножают на

упругости бетона E_b

(кгс/см²), при классе бетона по прочности на сжатие

B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
23 (235) 20,5 (209)	27 (275) 24 (245)	30 (306) 27 (275)	32,5 (331) 29 (296)	34,5 (352) 31 (316)	36 (367) 32,5 (332)	37,5 (382) 34 (347)	39 (398) 35 (357)	39,5 (403) 35,5 (362)	40 (408) 36 (367)
19,5 (199) 17 (173)	22 (224) 20 (204)	24 (245) 21,5 (219)	26 (265) 23 (235)	27,5 (280) 24 (245)	28,5 (291) 24,5 (250)	— — —	— — —	— — —	— — —
17 (173) 15,5 (158)	20 (204) 17,5 (178)	21,5 (219) 19 (194)	23 (235) 20,5 (209)	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —	— — —
16,5 (168)	18 (184)	19,5 (199)	21 (214)	22 (224)	23 (235)	23,5 (240)	24 (245)	24,5 (250)	25 (255)
— — — — 10,5 (107) 12,5 (127) 14 (143) 15,5 (158) 18 (184)	— — — — — 13,5 (138) 15,5 (158) 17 (173) 19,5 (199)	— — — — — 14,5 (148) 16,5 (168) 18,5 (189) 21 (214)	— — — — — 15,5 (158) 17,5 (178) 19,5 (199) 22 (224)	— — — — — — 18 (184) 20,5 (209) 23 (235)	— — — — — — 21 (214) 23 (240)	— — — — — — — — — —	— — — — — — — — — —	— — — — — — — — — —	— — — — — — — — — —

промежуточных значениях марок по средней плотности начальные не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных коэффициент 0,85.

Т а б л и ц а 4.6. Коэффициенты условий работы бетона

Факторы, обуславливающие введение коэффициента условий работы	Условное обозначение	Численное значение
Бетонирование в вертикальном положении (высота слоя бетонирования более 1,5 м)	γ_{b_3}	0,85
Бетонирование монолитных столбов и железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см	γ_{b_5}	0,85
Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IVA	γ_{c_7}	0,85
Бетонные конструкции	γ_{b_9}	0,9
Бетон для замоноличивания стыков сборных элементов при толщине шва менее $\frac{1}{5}$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	$\gamma_{b_{12}}$	1,15

Пр и м е ч а н и е. Коэффициенты условий работы бетона вводятся независимо друг от друга, но при этом их произведение должно быть не менее 0,45.

портирования плотность легких и поризованных бетонов определяется с учетом отпускной объемной влажности w по формуле $D + \frac{w}{100} \cdot 1000$, (где $w=15$ и 20% соответственно для легкого и поризованного бетонов класса В10 и ниже, $w=10\%$ для легких бетонов класса В12,5 и выше).

Плотность железобетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься превышающей плотность бетона на 100 кг/м^3 ; при содержании арматуры свыше 3% плотность определяется как сумма масс бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции. При определении массы наружной ограждающей конструкции из легкого бетона класса В10 и ниже следует учитывать повышенную плотность фактурных слоев.

Для определения нагрузки от собственного веса конструкции удельный вес e , кН/м^3 , допускается принимать равным $0,01$ плотности, кг/м^3 .

Начальные модули упругости бетона приведены в табл. 4.7.

4.1.2. Арматура и закладные детали

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций применяют: а) стержневую арматуру периодического профиля классов А-III и Ат-IIIС; б) обыкновенную арматурную проволоку периодического профиля класса Вр-I в сварных сетках и каркасах; допускается применять: в) стержневую арматуру периодического профиля класса А-II и гладкую класса А-I для поперечной монтажной и конструктивной арматуры, а также в качестве рабочей продольной, если другие виды арматуры не могут быть использованы; г) обыкновенную арматурную проволоку класса Вр-I — для вязаных хомутов балок высотой до 400 мм и колонн.

Арматуру классов А-III, Ат-IIIС, А-II и А-I рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сеток.

При обосновании экономической целесообразности допускается применять ненапрягаемую арматуру классов А-IV, А-V и А-VI и их модификаций в качестве сжатой арматуры, класса А-IV — в качестве растянутой. Кроме того, в качестве растянутой арматуры допускается применять арматуру класса А-IIIв.

В качестве конструктивной арматуры железобетонных конструкций допускается также применять обыкновенную гладкую проволоку класса В-I.

Рекомендации по выбору вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также стали для закладных деталей при статической нагрузке приведены в табл. 4.8 и 4.9.

Для монтажных (подъемных) петель сборных железобетонных и бетонных конструкций применяют арматурную сталь класса Ас-II марки 10ГТ и класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2.

В случае, если возможен монтаж конструкций при расчетной зимней температуре ниже -40°C , для монтажных петель не допускается применять сталь марки ВСтЗпс2.

Нормативные и расчетные характеристики арматуры. За нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимаются наименьшие контролируемые значения: для стержневой арматуры — физического предела текучести; для обыкновенной арматурной проволоки — напряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву.

Нормативные сопротивления R_{sn} для основных видов ненапрягаемой арматуры приведены в табл. 4.10.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению и сжатию соответственно R_s и R_{sc} для предельных состояний первой группы оп-

Таблица 4.8. Рекомендуемые виды арматуры и марки стали

Вид арматуры и документы, регламентирующие ее качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр арматуры, мм	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С				
				В отапливаемых зданиях				
				до —30 включительно	ниже —30 до —40 включительно	ниже —40 до —55 включительно	ниже —55 до —70 включительно	
Стержневая горячекатаная гладкая ГОСТ 5781—82* и ГОСТ 380—88	А-I	Ст3сп3	6—40	+	+	+	+	+
		Ст3пс3	6—40	+	+	+	—	—*
		Ст3кп3	6—40	+	+	—	—	—
		ВСт3сп2	6—40	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6—40	+	+	+	—	—
		ВСт3кп2	6—40	+	+	—	—	—
		ВСт3Гпс2	6—18	+	+	+	+	+
Стержневая горячекатаная периодического профиля ГОСТ 5781—82	А-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+	+
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+	+
			18—40	+	+	—	—	—*
	Ас-II А-III	18Г2С	40—80	+	+	+	+	+
		10ГТ	10—32	+	+	+	+	+
		35ГС	6—40	+	+	+	+	+
		25Г2С	6—8	+	+	+	+	+
			10—40	+	+	+	+	+
	32Г2Рпс	6—22	+	+	+	+	—*	
Стержневая термомеханически упроченная периодического профиля ГОСТ 10884—81	Аг-IIIС	БСт5пс	10—22	+	+	+	+	—
		БСт5сп						
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля ГОСТ 6727—80	Вр-I	—	3—5	+	+	+	+	+

* Допускается применять только в вязаных каркасах и сетках.

Примечания: 1. Знак «+» означает допускается, знак «—» — не допускается. 2. Рекомендации относятся к конструкциям, работающим при статической нагрузке.

Таблица 4.9. Рекомендуемые марки стали для закладных деталей

Характеристика закладных деталей	Расчетная температура, °С			
	до -30 включительно		ниже -30 до -40 включительно	
	марка стали по ГОСТ 380-88	толщина проката, мм	марка стали по ГОСТ 380-71	толщина проката, мм
Рассчитываемые на усилия от нагрузок:				
статических	ВСтЗкп2	4-30	ВСтЗпс6	4-25
динамических	ВСтЗпс6	4-10	ВСтЗпс6	4-10
и многократно повторяющихся	ВСтЗГпс5	11-30	ВСтЗГпс5	11-30
Конструктивные (не рассчитываемые на силовые воздействия)	ВСтЗсп5	11-25	ВСтЗсп5	11-25
	ВСтЗкп2	4-10	ВСтЗкп2	4-10
	ВСтЗкп2	4-30	ВСтЗкп2	4-30

Примечание. При применении низколегированной стали, например, марок 10Г2С1, 09Г2С, 15ХСНД, а также при расчетной температуре ниже -40°С выбор марки стали и электродов для закладных деталей следует производить как для стальных сварных конструкций в соответствии с требованиями СНиП II-23-81*.

Таблица 4.10. Нормативные сопротивления арматуры

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению $R_{сп}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)	Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению $R_{сп}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
Стержневая:		Проволочная Вр-I диаметром, мм:	
А-I	235 (2400)	3	410 (4200)
А-II	295 (3000)	4	405 (4150)
А-III и Ат-IIIС	390 (4000)	5	395 (4050)

ределяются путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по арматуре γ_s :

для стержневой арматуры классов:

А-I и А-II	1,05
Ат-IIIС и А-III диаметром 10—40 мм	1,07
А-III диаметром 6—8 мм	1,1

для проволочной арматуры класса Вр-I 1,1

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы принимаются равными нормативным сопротивлениям (см. табл. 4.10). Расчетные сопротивления арматуры растяжению и сжатию, при расчете по предельным состояниям первой группы приведены в табл. 4.11.

Расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} снижаются по сравнению с R_s путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} : а) независимо от

Таблица 4.11. Расчетные сопротивления арматуры

Вид и класс арматуры	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Стержневая:			
А-I	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
А-II	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
А-III диаметр, мм:			
6—8	355 (3600)	285 (2900)*	355 (3600)
10—40	365 (3750)	290 (3000)*	365 (3750)
Ат-IIIС	365 (3750)	290 (3000)*	365 (3750)
Проволочная			
Вр-II диаметр, мм:			
3	375 (3850)	270 (2750); 300 (3050)**	375 (3850)
4	365 (3750)	265 (2700); 295 (3000)**	365 (3750)
5	360 (3700)	260 (2650); 290 (2950)**	360 (3700)

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры классов А-III и Ат-IIIС, диаметр которых менее $1/3$ диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа (2600 кгс/см²).

** При применении в вязаных каркасах.

вида и класса арматуры — на коэффициент $\gamma_{s1}=0,8$, учитывающий неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения; б) для стержневой арматуры классов А-III и Ат-IIIС диаметром менее $\frac{1}{3}$ диаметра продольных стержней и для проволочной арматуры класса Вр-I в сварных каркасах — на коэффициент $\gamma_{s2}=0,9$, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения.

Расчетные сопротивления R_{sw} с учетом указанных коэффициентов условий работы γ_{s1} и γ_{s2} см. в табл. 4.11.

Для элементов из легкого бетона класса В7,5 и ниже расчетные сопротивления R_{sw} поперечной арматуры классов А-I и Вр-I умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{s7}=0,8$.

Значения модуля упругости арматуры E_s , МПа

А-I и А-II	210 000
А-III и Ат-IIIС	200 000
Вр-I	170 000

ГЛАВА 4.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях. Целесообразно укрупнять элементы сборных конструкций в соответствии с грузоподъемностью монтажных механизмов, условиями изготовления и транспортирования.

Для монолитных конструкций следует предусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку, а также укрупненные пространственные арматурные каркасы.

Бетонные элементы применяются преимущественно в конструкциях, работающих на сжатие при малых эксцентриситетах продольной силы.

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Расчет по предельным состояниям первой группы должен предохранять конструкции от: хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением); потери устойчивости формы конструкции или ее положения; разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды, например, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.

Расчет по предельным состояниям второй группы должен пре-

дохранять конструкции от: чрезмерного раскрытия трещин (расчет по раскрытию трещин); чрезмерных перемещений — прогибов, углов перегиба и поворота, колебаний (расчет по деформациям).

Расчет бетонных конструкций по предельным состояниям второй группы может не производиться.

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов, как правило, производится для всех стадий — изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента вводят с коэффициентом динамичности: при транспортировании — 1,6, при подъеме и монтаже — 1,4. В этом случае учитывают также коэффициент надежности по нагрузке.

Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений (вследствие изменения температуры, влажности бетона, смещения опор и т. п.), а также усилия в статически определимых конструкциях при расчете их по деформированной схеме следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин.

К трещиностойкости конструкций (или их частей) в зависимости от условий, в которых работают конструкции, и от вида применяемой арматуры, предъявляются следующие требования:

1 категория — образование каких-либо трещин не допускается. Расчет конструкций, к которым предъявляются такие требования, производится по образованию трещин при действии расчетных нагрузок;

2 категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{cre1} при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия). Конструкции, к которым предъявляются требования 2 категории, рассчитываются по раскрытию трещин при действии полной нормативной нагрузки и по закрытию их при действии длительной нормативной нагрузки;

3 категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{cre1} и продолжительное a_{cre2} раскрытие трещин. Конструкции, к которым предъявляются такие требования, рассчитываются по раскрытию трещин при действии нормативных полных и длительно действующих нагрузок.

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций, а также значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин в условиях неагрессивной среды исходя из необходимости обеспечения сохранности арматуры даны в табл. 4.12.

Таблица 4.12. Категории требований к трещиностойкости конструкций и предельно допустимая ширина непродолжительного $a_{срс1}$ и продолжительного $a_{срс2}$, мм, раскрытия трещин, обеспечивающие сохранность арматуры

Условия эксплуатации конструкций	Арматура		
	стержневая классов А-I, А-II, А-III, А-IIIв и А-IV; проволочная классов В-I и Вр-I	стержневая классов А-V и А-VI; проволочная классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 при диаметре проволоки* 3,5 мм и более	проволочная классов В-II, Вр-II и К-7 при диаметре проволоки* 3 мм и менее
В закрытом помещении	3 категория: $a_{срс1}=0,4$; $a_{срс2}=0,3$;	3 категория: $a_{срс1}=0,3$; $a_{срс2}=0,2$	3 категория: $a_{срс1}=0,2$; $a_{срс2}=0,1$
На открытом воздухе, а также в грунте выше или ниже уровня грунтовых вод	3 категория: $a_{срс1}=0,4$; $a_{срс2}=0,3$	3 категория: $a_{срс1}=0,2$; $a_{срс2}=0,1$	3 категория: $a_{срс1}=0,2$
В грунте при переменном уровне грунтовых вод	3 категория: $a_{срс1}=0,3$; $a_{срс2}=0,2$	2 категория $a_{срс1}=0,2$	2 категория $a_{срс1}=0,1$

* Диаметр проволоки наружного слоя.

Таблица 4.13. Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , принимаемые при расчете конструкций на трещиностойкость

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Расчет			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
1	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1^*$	—	—	—
2	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1^*$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f = 1$	—	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$

Продолжение табл. 4.13

Категория требований к трещи- ностойкости железобетонных конструкций	Расчет			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжи- тельному	продолжи- тельному	
3	непродолжитель- ному раскрытию трещин и по их закрытию) Постоянные, дли- тельные и кратко- временные нагруз- ки при $\gamma_f=1$ (рас- чет производится для выяснения не- обходимости про- верки по раскры- тию трещин)	Постоянные, длительные и кратко- временные нагрузки при $\gamma_f=1$	Постоянные и длитель- ные нагруз- ки при $\gamma_f=1$	—

* Коэффициент γ_f принимается, как при расчете по прочности.

Т а б л и ц а 4.14. Предельные прогибы

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
Перекрытия с плоским потолком и элемен- ты покрытия при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$
Перекрытия с ребристым потолком и эле- менты лестниц при пролетах, м: $l < 5$ $5 \leq l \leq 10$ $l > 10$	$l/200$ 2,5 см $l/400$
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$

П р и м е ч а н и е. l — пролет балок или плит; для консолей при- нимается значение l , равное удвоенному вылету консоли.

Железобетонные конструкции без предварительного напряжения могут удовлетворять требованиям только 3 категории.

Эксплуатационные нагрузки, учитываемые при расчете железобетонных конструкций по образованию, раскрытию или закрытию трещин, должны приниматься согласно табл. 4.13.

Указанные категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций относятся к трещинам, нормальным и наклонным к продольной оси элемента. Продольные трещины не допускаются во всех конструкциях. Во избежание их раскрытия принимают соответствующие конструктивные меры.

Прогибы элементов железобетонных конструкций не должны превышать предельно допустимых значений, указанных в табл. 4.14. Предельные прогибы можно принимать по дополнению к СНиП 2.01.07—85 (Доп. Разд. 10. Прогибы и перемещения).

При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок или плит во всех случаях не должен превышать $1/150$ пролета и $1/75$ вылета консоли. Значения предельно допустимых прогибов могут быть увеличены на высоту строительного подъема, если это не ограничивается требованиями.

Если в нижележащем помещении с гладким потолком имеются расположенные поперек пролета элемента l постоянные перегородки (не являющиеся опорами) с расстоянием между ними l_p , то прогиб элемента в пределах расстояния l_p (отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок) может быть допущен до $1/200 l_p$, при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $1/500 l$.

Для не связанных с соседними элементами конструкций плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. д. должна производиться дополнительная проверка по зыбкости: добавочный прогиб от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 1000 Н при наиболее невыгодной схеме ее приложения должен быть не более 0,7 мм.

Расстояние между температурно-усадочными швами устанавливается расчетом. Расчет допускается не производить, если при расчетной температуре наружного воздуха -40°C и выше расстояние между температурно-усадочными швами не превышает значений, приведенных в табл. 4.15. Для каркасных зданий при наличии в рассматриваемом направлении связей (диафрагм жесткости) значения, указанные в табл. 4.15, допускается умножать на коэффициент

$$\delta = \delta_{\Delta t} \delta_l \delta_{\phi},$$

где $\delta_{\Delta t}$ — коэффициент, для отапливаемых зданий

$$\delta_{\Delta t} = 50 \cdot 10^{-5} / (10^{-5} \Delta t_w + e);$$

для неотапливаемых зданий и сооружений $\delta_{\Delta t} = 60 / |\Delta t_c|$, здесь Δt_w , Δt_c — расчетные изменения температуры, $^\circ\text{C}$, определяемые по

Т а б л и ц а 4.15. Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами

Конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
Бетонные:			
сборные	40	35	30
монолитные:			
при конструктивном армировании	30	25	20
без конструктивного армирования	20	55	10
Железобетонные:			
сборно-каркасные:			
одноэтажные	72	60	48
многоэтажные	60	50	40
сборно-монолитные и монолитные:			
каркасные	50	40	30
сплошные	40	30	25

Примечание. Для железобетонных каркасных зданий значения определены при отсутствии связей или при расположении связей в середине температурного блока.

СНиП 2.01.07—85; ϵ — относительное удлинение горизонтальных элементов от вертикальных нагрузок. Допускается принимать для железобетонных элементов $\epsilon = 1 \cdot 10^{-4}$, для стальных $\epsilon = 3 \cdot 10^{-4}$;

$\delta_t = \frac{l/h}{9}$, здесь l — длина колонны между точками закрепления; h — высота сечения колонны в рассматриваемом направлении; $\delta_\phi = 0,4 + \phi_{ext}/100 \leq 1$; ϕ_{ext} — влажность наружного воздуха, %, в наиболее жаркий месяц года, принимаемая по СНиП 2.01.01—82.

При учете коэффициента δ расстояния между температурно-усадочными швами должны быть не более 150 м для отапливаемых зданий из сборных конструкций, 90 м — для отапливаемых зданий из сборно-монолитных и монолитных конструкций; для неотапливаемых зданий и сооружений указанные значения следует уменьшать на 20 %.

При расчете перекрытия вес перегородок, расположенных вдоль пролета плит, учитывается следующим образом:

а) нагрузка от веса глухой жесткой перегородки (например, железобетонной сборной, выполняемой из горизонтальных элемен-

тов, железобетонной или бетонной монолитной, каменной и т. п.) прикладывается сосредоточенно на расстоянии $1/12$ длины перегородки от ее краев;

б) при наличии в жесткой перегородке одного проема, целиком расположенного в пределах одной половины перегородки, нагрузка от веса меньшего простенка (включая вес половины надпроемной части перегородки) прикладывается сосредоточенно на расстоянии $1/3$ ширины этого простенка от края перегородки, а нагрузка от веса остальной части перегородки — на расстоянии $1/12$ длины этой части перегородки от краев проема и перегородки; при ином расположении проема нагрузка прикладывается на расстоянии $1/18$ длины соответствующих частей перегородки от их краев;

в) при наличии в жесткой перегородке двух проемов и более нагрузка от веса перегородки прикладывается сосредоточенно по центрам участков, опирающихся на перекрытие;

г) для прочих перегородок 60 % их веса принимается распределенным по длине перегородки (на участках между проемами), а 40 % — в виде сосредоточенных сил, приложенных в соответствии с подпунктами «а» — «в».

Распределение местной нагрузки между элементами сборных перекрытий, выполняемых из многопустотных или сплошных плит, при условии обеспечения качественной заливки швов между плитами: а) при перегородках, расположенных вдоль пролета равных по ширине плит, если перегородка расположена в пределах одной плиты, на эту плиту передается 50 % веса перегородки, а на две смежные плиты передается по 25 % ее веса; если перегородка опирается на две соседние плиты, вес перегородки распределяется поровну между ними; б) при расчете по предельным состояниям второй группы местные сосредоточенные нагрузки, расположенные в пределах средней трети пролета плиты, распределяются на ширину, не превышающую длину пролета, при расчете по прочности такое распределение сосредоточенных нагрузок может быть допущено лишь при условии соединения смежных плит по длине шпонками, проверяемыми расчетом.

Для учета влияния длительности действия нагрузок на прочность бетона расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производится: а) на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия (ветровых, от транспортных средств, возникающих при изготовлении, транспортировании и возведении и т. п.), а также на действие особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, вечномёрзлых и подобных грунтов; в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению соответственно R_b и R_{bt} принимаются по табл. 4.5 при $\gamma_{b2}=0,9$; б) на действие всех нагрузок,

включая нагрузки непродолжительного действия; в этом случае расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} принимаются по табл. 4.5 при $\gamma_{b2}=1,1$.

Если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности окружающего воздуха свыше 75 %), расчет по случаю «а» производится при $\gamma_{b2}=1$.

Условие прочности должно удовлетворяться при расчете как по случаю «а», так и по случаю «б». При отсутствии нагрузок непродолжительного действия, а также аварийных расчет по прочности производится только по случаю «а».

ГЛАВА 4.3. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов принимают случайный эксцентриситет продольного усилия e_a , обусловленный не учтенными в расчете факторами, не менее: $1/600$ длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения; $1/30$ высоты сечения; 10 мм (для сборных элементов при отсутствии других экспериментально обоснованных значений e_a).

Для элементов статически неопределимых конструкций (например, защемленных по концам стен или столбов) эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета конструкции, но не менее e_a .

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 находится как сумма эксцентриситетов — определяемого из статического расчета конструкций и случайного.

При гибкости элементов $l_0/i > 14$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h > 4$) учитывают влияние на их несущую способность прогибов в плоскости эксцентриситета продольного усилия и в нормальной к ней плоскости путем умножения значений e_0 на коэффициент η . В случае расчета из плоскости эксцентриситета продольного усилия значение e_0 принимается равным случайному эксцентриситету.

Применение внецентренно сжатых бетонных элементов не допускается при $e_0\eta$, превышающих:

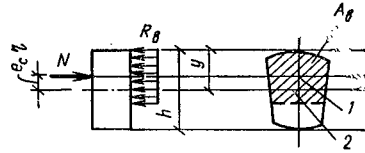
при основном сочетании нагрузок	0,9 y
» особом » »	0,95 y

в зависимости от класса бетона:

класс В10 и выше	$y - 10$
» В7,5 и ниже	$y - 20$

Рис. 4.1. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно сжатого бетонного элемента без учета сопротивления бетона растянутой зоны

1 — центр тяжести площади сжатой зоны; 2 — то же, площади всего сечения



(здесь y — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона, мм).

Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов производят без учета растянутого бетона из условия

$$N \leq R_b A_b, \quad (4.1)$$

где A_b — площадь сжатой зоны бетона, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил (рис. 4.1).

Для элементов прямоугольного сечения A_b определяется по формуле

$$A_b = bh(1 - 2e_0 \eta / h), \quad (4.2)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (4.3)$$

где N_{cr} — условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right), \quad (4.4)$$

I — момент инерции бетонного сечения; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии,

$$\varphi_l = 1 + \beta M_{1l} / M_1, \quad (4.5)$$

Таблица 4.16. Значения коэффициента β

Бетон	Коэффициент β
Тяжелый	1
Мелкозернистый групп:	
А	1,3
Б	1,5
В	1
Легкий:	
при искусственных крупных заполнителях и мелком заполнителе:	
плотном	1
пористом	1,5
при естественных крупных заполнителях	2,5
Поризованный	2

но не более $1+\beta$; β — коэффициент, принимаемый по табл. 4.16; M_1 — момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; M_{II} — то же, от действия постоянных и длительных нагрузок; l_0 — определяется по табл. 4.17; δ_e — коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01e_0/h - 0,01R_b$$

(здесь R_b — в МПа).

Для элементов прямоугольного сечения

$$N_{cr} = \frac{0,533E_b A}{\Phi_l (l_0/h)^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right). \quad (4.6)$$

Т а б л и ц а 4.17. Расчетная длина l_0 внецентренно сжатых бетонных элементов

Характер опирания стен и столбов	Расчетная длина l_0 внецентренно сжатых бетонных элементов
С опорами сверху и внизу: при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор при защемлении одного из концов и возможном смещении опор для зданий: многопролетных однопролетных	Н 1,25Н 1,5Н
Свободно стоящие	2Н

Примечание. Н — высота столба (стены) в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия или высота свободно стоящей конструкции.

ГЛАВА 4.4. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

Расчет по прочности железобетонных элементов должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. При наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, следует производить расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

4.4.1. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s :

$$\xi_R = \omega \left[1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right], \quad (4.7)$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона,

$$\omega = \alpha - 0,008R_b, \quad (4.8)$$

α — коэффициент, для тяжелого бетона $\alpha=0,85$, для мелкозернистого группы А $\alpha=0,8$, групп Б и В $\alpha=0,75$, для легкого и поризованного бетона $\alpha=0,8$; $\sigma_{sc,u}=500$ МПа — при использовании коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$; $\sigma_{sc,u}=400$ МПа — при использовании коэффициента $\gamma_{b2}=1$ или $\gamma_{b2}=1,1$; R_s, R_b — в МПа.

Значения ω и ξ_R приведены для элементов из тяжелого бетона — в табл. 4.18, из мелкозернистого группы А, легкого и поризованного бетона — в табл. 4.19.

4.4.2. Элементы прямоугольного сечения

Расчет прямоугольных сечений с арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой граней элемента (рис. 4.2), производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b \quad (4.9)$$

при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ — из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.10)$$

при $\xi > \xi_R$ — из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.11)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$.

При этом расчетную несущую способность сечения можно несколько увеличить путем замены в условии (4.11) значения α_R на $0,8\alpha_R + 0,2\alpha_m$, где при $\xi \leq 1$ $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ или по табл. 4.20. Зна-

Таблица 4.18. Значения коэффициентов ω , ξ_R , α_R , ψ_c для элементов из тяжелого бетона

Коэффициент условий работы бетона γ_{bz}	Класс растянутой арматуры	Коэффициент	Значения ω , ξ_R , α_R , ψ_c для элементов из тяжелого бетона классов										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0,9	Любой	ω	0,796	0,788	0,766	0,746	0,726	0,71	0,69	0,67	0,65	0,634	0,614
	А-III (\emptyset 10—40) и Вр-I (\emptyset 4; 5)	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,5	0,484	0,464
		α_R	0,443	0,44	0,43	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,355
		ψ_c	4,96	4,82	4,51	4,26	4,03	3,86	3,68	3,5	3,36	3,23	3,09
А-II	ξ_R	0,689	0,68	0,65	0,632	0,61	0,592	0,571	0,55	0,531	0,512	0,49	
	α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,39	0,381	0,37	
	ψ_c	6,46	6,29	5,88	5,55	5,25	5,04	4,79	4,57	4,38	4,22	4,03	
А-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,63	0,612	0,591	0,57	0,551	0,533	0,51	
	α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,38	
	ψ_c	8,04	7,82	7,32	6,91	6,54	6,27	5,96	5,68	5,46	5,25	5,01	
I	Любой	ω	0,79	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,65	0,63	0,61	0,586
	А-III (\emptyset 10—40) и Вр-I (\emptyset 4; 5)	ξ_R	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434	0,411
α_R		0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,35	0,34	0,327	
ψ_c		3,89	3,79	3,52	3,29	3,12	2,97	2,83	2,68	2,56	2,46	2,35	

	A-II	ξ_R	0,66	0,65	0,623	0,593	0,573	0,551	0,53	0,505	0,485	0,465	0,442
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,39	0,378	0,367	0,357	0,344
		ψ_c	5,07	4,94	4,6	4,29	4,07	3,87	3,69	3,49	3,34	3,21	3,06
	A-I	ξ_R	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508	0,488	0,464
		α_R	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,41	0,4	0,389	0,379	0,369	0,356
		ψ_c	6,31	6,15	5,72	5,34	5,07	4,82	4,59	4,35	4,16	3,99	3,8
I, I	Любой	ω	0,784	0,775	0,75	0,722	0,698	0,678	0,653	0,63	0,606	0,586	0,558
	A-III (\emptyset 10—40) и Вр-1 (\emptyset 4; 5)	ξ_R	0,621	0,61	0,581	0,55	0,523	0,502	0,481	0,453	0,429	0,411	0,385
		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,386	0,376	0,365	0,351	0,346	0,327	0,312
		ψ_c	3,81	3,71	3,44	3,19	3	2,86	2,73	2,56	2,52	2,35	2,23
	A-II	ξ_R	0,65	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534	0,514	0,485	0,477	0,442	0,417
	α_R	0,439	0,436	0,425	0,413	0,401	0,391	0,382	0,361	0,363	0,344	0,33	
	ψ_c	4,97	4,84	4,49	4,16	3,91	3,72	3,53	3,34	3,29	3,06	2,91	
	A-I	ξ_R	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,558	0,537	0,509	0,5	0,464	0,439
		α_R	0,447	0,444	0,434	0,422	0,411	0,402	0,393	0,379	0,375	0,356	0,343
		ψ_c	6,19	6,02	5,59	5,17	4,86	4,63	4,42	4,16	4,09	3,8	3,62

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b; \quad \xi_R = \omega / \left[1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]; \quad \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R); \quad \psi_c = \sigma_{sc,u} / \left[R_s \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]$$

Примечание. Значения ω , ξ_R , α_R , ψ_c вычислены без учета коэффициентов γ_{bi} по табл. 4.6.

Т а б л и ц а 4.19. Значения коэффициентов ω , ξ_R , α_R , ψ_c для элементов из мелкозернистого, легкого и поризованного бетонов

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Коэффициент	Значения ω , ξ_R , α_R , ψ_c для элементов из мелкозернистого бетона группы А, легкого и поризованного бетонов классов									
			В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40
0,9	Любой	ω	0,78	0,768	0,757	0,746	0,738	0,716	0,696	0,676	0,66	0,64
	А-III (\emptyset 10—40) и Вр-I (\emptyset 4; 5)	ξ_R	0,643	0,629	0,617	0,604	0,595	0,571	0,551	0,528	0,51	0,49
		α_R	0,436	0,431	0,427	0,422	0,418	0,408	0,399	0,388	0,38	0,37
		ψ_c	4,71	4,54	4,39	4,26	4,16	3,92	3,75	3,55	3,42	3,28
	А-II	ξ_R	0,671	0,657	0,644	0,632	0,623	0,599	0,577	0,556	0,539	0,519
		α_R	0,446	0,441	0,437	0,432	0,429	0,42	0,411	0,401	0,394	0,384
		ψ_c	6,14	5,92	5,73	5,55	5,43	5,12	4,86	4,63	4,46	4,27
	А-I	ξ_R	0,69	0,676	0,664	0,652	0,643	0,619	0,597	0,576	0,559	0,539
		α_R	0,452	0,448	0,444	0,439	0,436	0,427	0,419	0,41	0,403	0,394
		ψ_c	7,64	7,36	7,13	6,91	6,75	6,37	6,05	5,76	5,56	5,31

I, I

Любой	ω	0,774	0,761	0,747	0,734	0,725	0,7	0,672	0,648	0,628	0,608
А-III (Ø 10—40), Вр-I (Ø 4; 5)	ξ_R	0,609	0,594	0,578	0,563	0,553	0,526	0,496	0,471	0,451	0,432
	α_R	0,424	0,418	0,411	0,405	0,4	0,388	0,373	0,36	0,349	0,339
	ψ_c	3,7	3,56	3,42	3,29	3,22	3,01	2,82	2,67	2,55	2,45
А-II	ξ_R	0,641	0,626	0,61	0,595	0,585	0,558	0,528	0,503	0,482	0,463
	α_R	0,436	0,43	0,424	0,418	0,414	0,402	0,389	0,377	0,366	0,356
	ψ_c	4,82	4,64	4,45	4,29	4,19	3,67	3,48	3,3	3,33	3,19
А-I	ξ_R	0,663	0,648	0,633	0,618	0,608	0,581	0,551	0,526	0,506	0,486
	α_R	0,443	0,438	0,433	0,427	0,423	0,412	0,399	0,388	0,378	0,368
	ψ_c	6	5,71	5,54	5,34	5,21	4,89	4,57	4,33	4,14	3,97

$$\omega = 0,8 - 0,008R_b; \quad \xi_R = \omega / \left[1 + \frac{R_c}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]; \quad \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R); \quad \psi_c = \frac{\sigma_{sc,u}}{R_s (1 - \omega/1,1)}$$

Примечание. Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c вычислены без учета коэффициентов γ_{bi} по табл. 4.6.

Т а б л и ц а 4.20. Значения коэффициентов ξ , ζ , α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,6	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	—	—	—

чения ξ_R и α_R определяются по табл. 4.18 и 4.19. Если $x \leq 0$, прочность проверяется из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - a'). \quad (4.12)$$

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi < \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случае, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверка прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производится:

при $x < \xi_R h_0$ — из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x), \quad (4.13)$$

где высота сжатой зоны равна $x = R_s A_s / R_b b$,

при $x \geq \xi_R h_0$ — из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2. \quad (4.14)$$

Подбор продольной арматуры производится следующим образом. Вычисляется значение

$$\alpha_m = M/R_b b h_0^2. \quad (4.15)$$

Если $\alpha_m < \alpha_R$ (см. табл. 4.18 и 4.19), сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = M/R_s \zeta h_0, \quad (4.16)$$

где ζ — определяется по табл. 4.20 в зависимости от значения α_m .

Если $\alpha_m > \alpha_R$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

При учете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ подбор растянутой арматуры можно также производить, пользуясь табл. 4.21.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения:

$$\xi = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b h_0}; \quad \alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2};$$

$$\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi); \quad \zeta = 1 - 0,5\xi.$$

Площади сечений растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы для элементов из бетона класса В30 и ниже, рекомендуется определять, если по расчету требуется сжатая арматура, по формулам:

$$A_s = (M - 0,4R_b b h_0^2)/R_{sc} (h_0 - a'); \quad (4.17)$$

$$A'_s = 0,55R_b b h_0/R_s + A'_s. \quad (4.18)$$

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает вычисленное по формуле (4.17), то площадь сечения растянутой арматуры определяется с учетом фактического значения площади A'_s по формуле

$$A_s = \xi b h_0 (R_b/R_s) + A'_s, \quad (4.19)$$

где ξ определяется по табл. 4.20 в зависимости от значения

$$\alpha_m = [M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')]/R_b b h_0^2 \geq 0,$$

которое должно удовлетворять условию $\alpha_m \leq \alpha_R$ (см. табл. 4.18 и 4.19).

Таблица 4.21. Значения ζ и A_0 для расчета прочности изгибаемых элементов

м. %	Арматура классов											
	А-II					А-III						
	в бетоне класса											
	B12,5		B15		B20		B15		B25		B30	
ζ	A_0	ζ	A_0	ζ	A_0	ζ	A_0	ζ	A_0	ζ	A_0	
0,1	0,979	0,274	0,982	0,275	0,987	0,276	0,976	0,356	0,986	0,36	0,988	0,361
0,15	0,969	0,407	0,973	0,409	0,98	0,412	0,964	0,528	0,979	0,536	0,982	0,538
0,2	0,958	0,536	0,964	0,54	0,973	0,545	0,953	0,696	0,972	0,71	0,976	0,713
0,25	0,948	0,664	0,955	0,669	0,967	0,677	0,941	0,859	0,965	0,88	0,971	0,886
0,3	0,937	0,787	0,945	0,794	0,96	0,806	0,929	1,017	0,958	1,049	0,965	1,056
0,35	0,927	0,908	0,936	0,918	0,953	0,934	0,917	1,171	0,951	1,215	0,959	1,225
0,4	0,916	1,026	0,927	1,038	0,947	1,06	0,905	1,321	0,944	1,378	0,953	1,391
0,45	0,906	1,142	0,918	1,157	0,94	1,184	0,893	1,467	0,937	1,539	0,947	1,555
0,5	0,896	1,254	0,909	1,273	0,933	1,307	0,882	1,61	0,93	1,697	0,941	1,718
0,55	0,885	1,363	0,9	1,386	0,927	1,427	0,87	1,747	0,923	1,852	0,935	1,877
0,6	0,875	1,47	0,891	1,497	0,92	1,546	0,858	1,879	0,916	2,006	0,929	2,035
0,65	0,864	1,572	0,882	1,605	0,913	1,662	0,846	2,007	0,909	2,156	0,923	2,191
0,7	0,854	1,674	0,873	1,711	0,907	1,777	0,834	2,131	0,902	2,304	0,918	2,344
0,75	0,843	1,77	0,864	1,814	0,9	1,89	0,822	2,25	0,895	2,449	0,912	2,496
0,8	0,833	1,866	0,855	1,917	0,893	2,001	0,81	2,365	0,888	2,592	0,906	2,645
0,85	0,822	1,956	0,845	2,011	0,887	2,11	0,799	2,479	0,881	2,732	0,9	2,792
0,9	0,812	2,046	0,836	2,107	0,88	2,218	0,787	2,585	0,874	2,87	0,894	2,937

0,95	0,801	2,131	0,827	2,206	0,873	2,323	0,775	2,687	0,867	3,005	0,888	3,08
1	0,791	2,215	0,818	2,29	0,867	2,427	0,763	2,785	0,86	3,138	0,882	3,22
1,1	0,77	2,372	0,8	2,464	0,853	2,628	0,739	2,967	0,846	3,395	0,87	3,495
1,2	0,749	2,517	0,782	2,628	0,84	2,822	0,716	3,136	0,832	3,642	0,859	3,761
1,3	0,728	2,65	0,764	2,781	0,827	3,009	0,692	3,384	0,818	3,879	0,847	4,019
1,4	0,707	2,771	0,745	2,92	0,813	3,188	—	—	0,803	4,106	0,835	4,268
1,5	0,687	2,885	0,727	3,053	0,8	3,36	—	—	0,789	4,322	0,823	4,508
1,6	0,666	2,984	0,709	3,176	0,787	3,524	—	—	0,775	4,528	0,812	4,74
1,7	—	—	0,691	3,289	0,773	3,681	—	—	0,761	4,724	0,8	4,963
1,8	—	—	0,663	3,392	0,76	3,83	—	—	0,747	4,91	0,788	5,178
1,9	—	—	0,655	3,485	0,747	3,972	—	—	0,733	5,085	0,776	5,384
2	—	—	—	—	0,733	4,107	—	—	0,719	5,25	0,765	5,81
2,1	—	—	—	—	0,72	4,234	—	—	0,705	5,405	0,753	5,77
2,2	—	—	—	—	0,707	4,353	—	—	—	—	0,741	5,95
2,3	—	—	—	—	0,693	4,465	—	—	—	—	0,729	6,122
2,4	—	—	—	—	0,68	4,57	—	—	—	—	0,717	6,285

$A_s = \mu b h_0 / 100$; $A_s = M / R_s \zeta h_0$; $A_0 = M / b h_0^2$, МПа.

Примечания: 1. Значения ζ и A_0 определены по формулам: $\zeta = 1 - 0,5 \frac{R_s}{R_b} \frac{\mu}{100}$; $A_0 = \frac{\mu}{100} R_s \zeta$. 2. При подборе арматуры класса А-III диаметром 6 и 8 мм значения μ умножаются на 1,03.

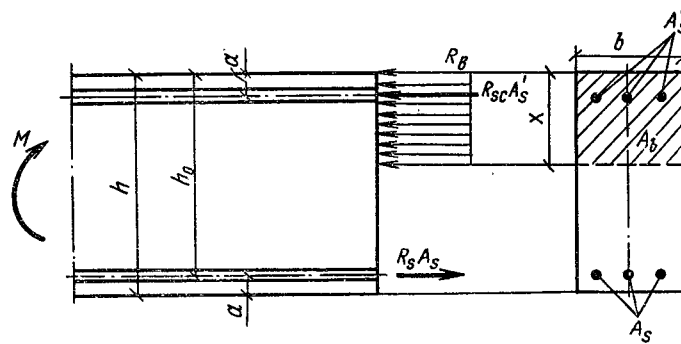


Рис. 4.2. Схема усилий в поперечном прямоугольном сечении изгибаемого железобетонного элемента

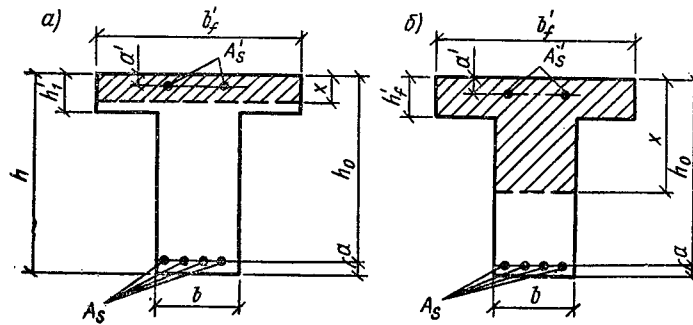


Рис. 4.3. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента
а — в полке; б — в ребре

4.4.3. Элементы таврового сечения

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т. д.), производится в зависимости от положения границы сжатой зоны. Если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 4.3, а), т. е. соблюдается условие

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s, \quad (4.20)$$

то расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f . Если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4.3, б), т. е. условие (4.20) не соблюдается, то расчет производится из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.21)$$

При этом высота сжатой зоны бетона

$$x = [R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f] / R_b b \quad (4.22)$$

и принимается не более $\xi_R h_0$ (см. табл. 4.18 и 4.19).

Если $x \geq \xi_R h_0$, условие (4.21) можно записать в виде

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.23)$$

где α_R — см. табл. 4.18 и 4.19.

Ширина сжатой полки b'_f , вводимая в расчет, не должна превышать величин, приведенных ниже.

Требуемая площадь сечения сжатой арматуры

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2 - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (4.24)$$

где α_R — см. табл. 4.18 и 4.19.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры определяется следующим образом. Если граница сжатой зоны проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.25)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной b'_f . Если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (4.25) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{R_b [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] + R_{sc} A'_s}{R_s}, \quad (4.26)$$

где ξ определяется по табл. 4.20 в зависимости от значения

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}. \quad (4.27)$$

При этом должно удовлетворяться условие $\alpha_m \leq \alpha_R$ (см. табл. 4.18 и 4.19).

Вводимое в расчет значение b'_f принимается из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более: а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами; б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h'_f < 0,1h - 6h'_f$; в) при консольных свесах полки, если $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$; $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$; $h'_f < 0,05h$ — свесы не учитываются.

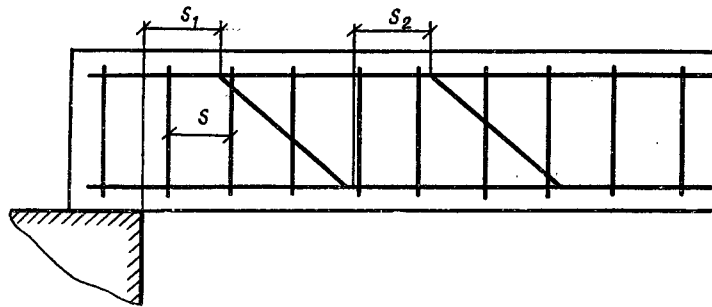


Рис. 4.4. Расстояние между хомутами, опорой и отгибами

4.4.4. Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям производят: на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами; на действие поперечной силы по наклонной трещине; на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Балки, нагруженные одной или двумя сосредоточенными силами, располагаемыми не далее h_0 от опоры, а также короткие балки пролетом $l \leq 2h_0$ рассчитывают на действие поперечной силы, рассматривая прочность наклонной сжатой полосы между грузом и опорой с учетом соответствующих рекомендаций. Допускается производить расчет таких балок как элементов без поперечной арматуры*.

Расстояния между хомутами s , между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре s_1 , а также между концом предыдущего и началом последующего отгибов s_2 (рис. 4.4) должны быть не более величины s_{max} :

$$s_{max} = \varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2 / Q, \quad (4.28)$$

где φ_{b4} — см. табл. 4.22.

Расчет элементов на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе. Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы производится из условия

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (4.29)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее h_0 ; φ_{w1} — коэффициент, учитывающий

* Под поперечной арматурой имеются в виду хомуты и отогнутые стержни (отгибы). Термин «хомуты» включает в себя поперечные стержни сварных каркасов и хомуты вязаных каркасов.

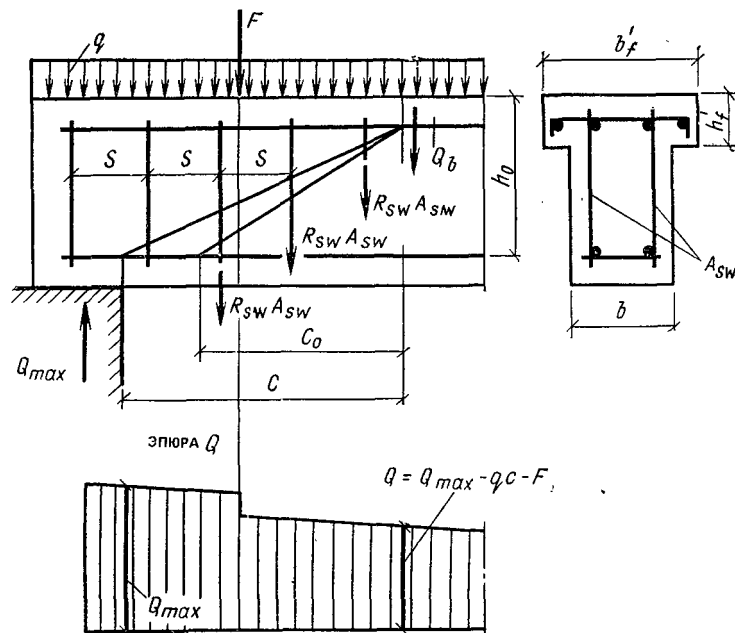


Рис. 4.5. Схема усилий в наклонном сечении элементов с хомутами при расчете его на действие поперечной силы

влияние хомутов, нормальных к оси элемента,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \quad (4.30)$$

но не более 1,3;

$$\mu_w = A_{sw}/bs, \quad \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (4.31)$$

β — коэффициент, для тяжелого и мелкозернистого бетона $\beta=0,01$; для легкого бетона $\beta=0,02$; R_b — в МПа.

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы по наклонной трещине. Элементы постоянной высоты, армированные хомутами без отгибов. Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине (рис. 4.5) производится из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (4.32)$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем через наиболее удаленный от опоры конец наклонного сечения; при нагрузке, приложенной к нижней грани элемента или в пределах высоты его сечения, также допускается Q принимать в наиболее удаленном от

опоры конце наклонного сечения, если хомуты, установленные на действие отрыва, не учитываются в данном расчете, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на участке в пределах наклонного сечения; Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном,

$$Q_b = M_b/c, \quad (4.33)$$

$$M_b = \Phi_{b2} (1 + \Phi_f) R_{bt} b h_0^2; \quad (4.34)$$

Φ_{b2} — коэффициент, учитывающий вид бетона и определяемый по табл. 4.22; Φ_f — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах,

$$\Phi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}, \quad (4.35)$$

но не более 0,5, при этом значение $(b'_f - b)$ принимается не более $3h'_f$; учет полок производится, если поперечная арматура в ребре заанкерена в полке, где расположена поперечная арматура, соединяющая свесы полки с ребром; c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Т а б л и ц а 4.22. Значения коэффициентов Φ_{b2} , Φ_{b3} , Φ_{b4}

Бетон	Φ_{b2}	Φ_{b3}	Φ_{b4}
Тяжелый	2	0,6	1,5
Мелкозернистый	1,7	0,5	1,2
Легкий при марке по средней плотности D :			
1900 и выше	1,9	0,5	1,2
1800 и ниже при мелком заполнителе:			
плотном	1,75	0,4	1
пористом	1,5	0,4	1

Значение Q_b принимается не менее $Q_{b \min} = \Phi_{b3} (1 + \Phi_f) R_{bt} b h_0$ (Φ_{b3} — см. табл. 4.22); Q_{sw} — поперечное усилие, воспринимаемое хомутами,

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (4.36)$$

q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения,

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw}/s; \quad (4.37)$$

c_0 — длина проекции наклонной трещины на продольную ось элемента;

$$c_0 = \sqrt{M_b/q_{sw}}, \quad (4.38)$$

но не более c и не более $2h_0$, а также не менее h_0 , если $c > h_0$.

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно

удовлетворяются условие

$$q_{sw} \geq Q_{b, \min} / 2h_0. \quad (4.39)$$

Разрешается не выполнять условие (4.39), если в формуле (4.34) учитывать такое уменьшенное значение R_{b1b} , при котором условие (4.39) превращается в равенство, т.е. если принимать $M_b = 2h_0^2 q_{sw} \Phi_{b2} / \Phi_{b3}$; в этом случае всегда принимается $c_0 = 2h_0$, но не более c .

При проверке условия (4.32) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояния от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $(\Phi_{b2} / \Phi_{b3}) h_0$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (рис. 4.6).

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q значение c принимается равным $\sqrt{M_b / q_1}$, а если $q_1 > 0,56q_{sw}$, следует принимать $c = \sqrt{M_b / (q_1 + q_{sw})}$, где значение q_1 определяется следующим образом.

Если действует фактическая равномерно распределенная нагрузка $q_1 = q$. Если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке v (когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки v всегда огибает эпюру M от любой фактической временной нагрузки), $q_1 = g + v/2$ (где g — постоянная сплошная нагрузка).

При этом значение Q принимается равным $Q_{\max} - q_1 c$ (где Q_{\max} — поперечная сила в опорном сечении).

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстоянии c_i от опоры, для каждого наклонного сечения с длиной проекции, не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение определяется в зависимости от коэффициента

$\kappa_i = (Q_i - Q_{bi}) / Q_{bi}$ по одной из следующих формул:
если

$$\begin{aligned} \kappa_i < \kappa_{0i} &= (Q_{b, \min} / Q_{bi}) (c_0 / 2h_0), \text{ то} \\ q_{sw(i)} &= (Q_i / c_0) [\kappa_{0i} / (\kappa_{0i} + 1)]; \end{aligned} \quad (4.40)$$

если

$$\begin{aligned} \kappa_{0i} < \kappa_i < c_i / c_0, \text{ то} \\ q_{sw(i)} &= (Q_i - Q_{bi}) / c_{0i} \end{aligned} \quad (4.41)$$

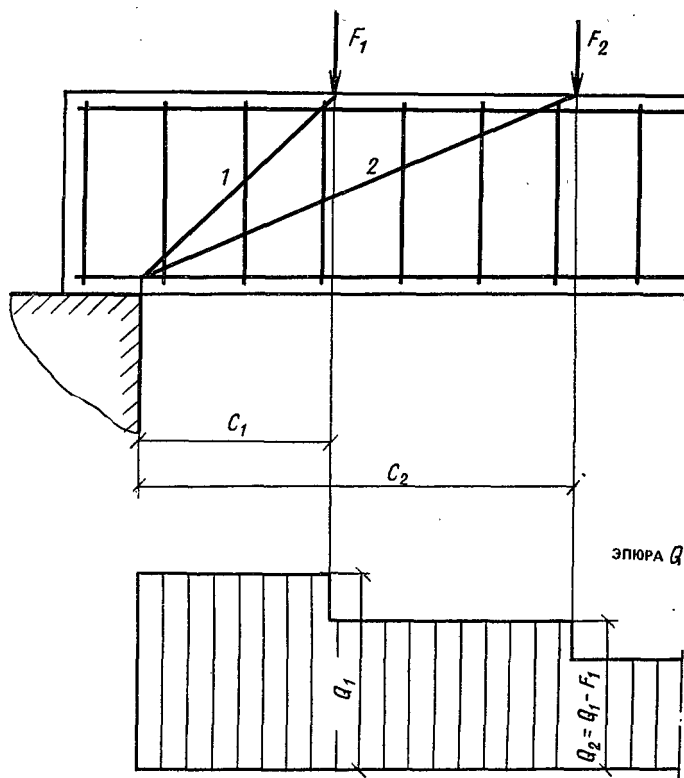


Рис. 4.6. Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах
 1 — наклонное сечение, проверяемое на действие поперечной силы Q_1 ; 2 — то же, силы Q_2

если

$$c_i/c_0 < \kappa_i \leq c_i/h_0, \text{ то} \\ q_{sw(i)} = (Q_i - Q_{bi})^2/M_b, \quad (4.42)$$

если

$$\kappa_i > c_i/h_0, \text{ то} \\ q_{sw(i)} = (Q_i - Q_{bi})/h_0 \quad (4.43)$$

(здесь h_0 принимается не более c_i); Q_i — поперечная сила в нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры; Q_{bi} — определяется по формуле (4.33) при $c=c_i$; c_0 — принимается равным c_i , но не более $2h_0$.

Окончательно принимается наибольшее значение $q_{sw(i)}$.

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов определяется по формулам:

при

$$Q_{\max} \leq Q_{b1}/0,6$$

$$q_{sw} = (Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2)/4M_b; \quad (4.44)$$

при

$$M_b/h_0 + Q_{b1} > Q_{\max} > Q_{b1}/0,6$$

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b1})^2/M_b \quad (4.45)$$

(в обоих случаях q_{sw} принимается не менее $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0}$;

при

$$Q_{\max} \geq M_b/h_0 + Q_{b1}$$

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b1})/h_0. \quad (4.46)$$

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию (4.39), его следует вычислить по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 -$$

$$- \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2},$$

здесь $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$; Q_{\max} — поперечная сила в опорном сечении.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} на q_{sw2} (например, увеличением шага хомутов) следует проверить условие (4.32) при значениях c , превышающих l_1 — длину участка элемента с интенсивностью хомутов q_{sw1} (рис. 4.7). При этом значение Q_{sw} принимается равным:

при $c - l_1 < c_{01}$

$$Q_{sw} = q_{sw1} c_{01} - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1);$$

при $c_{02} > c - l_1 > c_{01}$

$$Q_{sw} = q_{sw2}(c - l_1);$$

при $c - l_1 > c_{02}$

$$Q_{sw} = q_{sw2} c_{02},$$

где c_{01} , c_{02} — определяются по формуле (4.38) при q_{sw} соответственно равном q_{sw1} и q_{sw2} .

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью q_{sw1} принимается не менее значения l_1 , определяемого следующим образом:

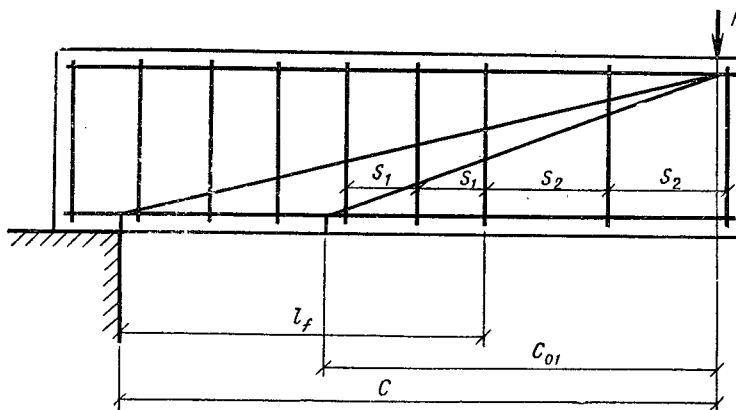


Рис. 4.7. К расчету наклонных сечений при изменении интенсивности коматов

если $q_1 > q_{sw1} - q_{sw2}$,

$$l_1 = c - \frac{M_b/c + q_{sw1} c_{01} - Q_{\max} + q_1 c}{q_{sw1} - q_{sw2}},$$

$$\text{где } c = \sqrt{M_b / [q_1 - (q_{sw1} - q_{sw2})]},$$

но не более $(\varphi_{b2}/\varphi_{b3})h_0$;

при этом, если $q_1 > 1,56q_{sw1} - q_{sw2}$,

$$c = \sqrt{M_b / (q_1 + q_{sw2})};$$

если $q_1 \leq q_{sw1} - q_{sw2}$,

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,\min} + q_{sw2} c_{01})}{q_1} - c_{01}.$$

Если для q_{sw2} не выполняется условие (4.39), длина l_1 вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 2h_0^2 q_{sw2} \varphi_{b2} / \varphi_{b3}$ и $Q_{b,\min} = 2h_0 q_{sw2}$, при этом сумма $Q_{b,\min} + q_{sw2} c_{01}$ принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b,\min}$.

Элементы постоянной высоты, армированные отгибами. Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы для элемента с отгибами производится из условия (4.32) с добавлением к правой части условия (4.32) значения

$$Q_{s,inc} = R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta, \quad (4.47)$$

где $A_{s,inc}$ — площадь сечения отгибов, пересекающих опасную наклонную трещину с длиной проекции c_0 ; θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Значение c_0 принимается равным длине участка элемента в пре-

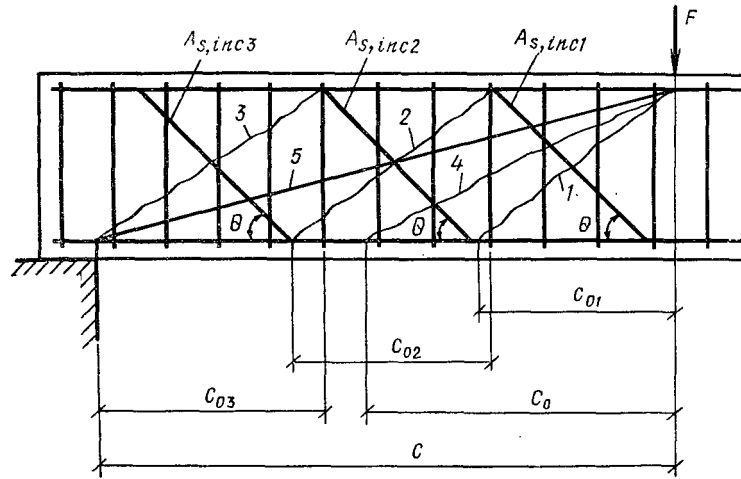


Рис. 4.8. К определению наиболее опасной наклонной трещины для элементов с отгибами при расчете на действие поперечной силы
1-4 — возможные наклонные трещины; 5 — рассматриваемое наклонное сечение

делах рассматриваемого наклонного сечения, для которого выражение $Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b = q_{sw}c_0 + Q_{s,inc} + M_b/c_0$ принимает минимальное значение. Для этого рассматриваются участки от конца наклонного сечения или от конца отгиба в пределах длины c до начала отгиба, более близкого к опоре, или до опоры (рис. 4.8). При этом длина участка принимается не более значения c_0 , определяемого по формуле (4.38), а наклонные трещины, не пересекающие отгибы, при значениях c_0 , менее вычисленных по формуле (4.38), в расчете не рассматриваются.

На рис. 4.8 наиболее опасная наклонная трещина соответствует минимальному значению из следующих выражений:

$$\begin{aligned} 1 &- q_{sw} c_{01} + R_{sw} A_{s,inc1} \sin \theta + M_b/c_{01}; \\ 2 &- q_{sw} c_{02} + R_{sw} A_{s,inc2} \sin \theta + M_b/c_{02}; \\ 3 &- q_{sw} c_{03} + R_{sw} A_{s,inc3} \sin \theta + M_b/c_{03}; \\ 4 &- q_{sw} c_0 + R_{sw} (A_{s,inc1} + A_{s,inc2}) \sin \theta + M_b/c_0, \end{aligned}$$

здесь c_0 — см. формулу (4.38).

Значения c принимаются равными расстояниям от опоры до концов отгибов, а также до мест приложения сосредоточенных сил, кроме того, следует проверить наклонные сечения, пересекающие последнюю плоскость отгибов и заканчивающиеся на расстоянии c_0 , определяемом по формуле (4.38), от начала последней и предпоследней плоскостей отгибов (рис. 4.9).

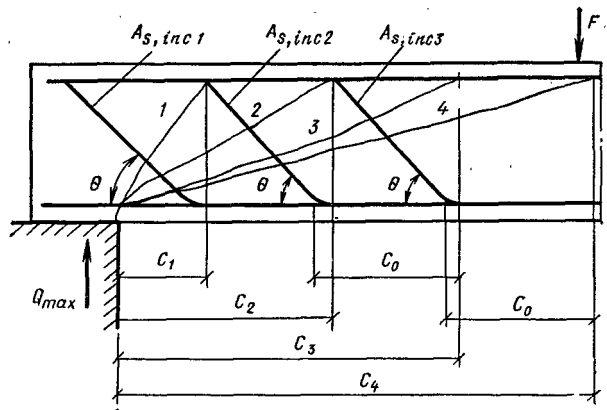


Рис. 4.9. Расположение расчетных наклонных сечений элемента с отгибами
1—4 — расчетные наклонные сечения

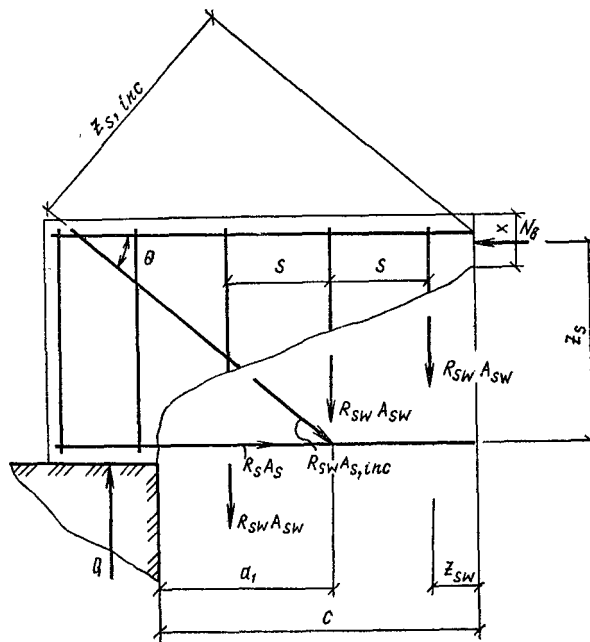


Рис. 4.10. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по изгибающему моменту

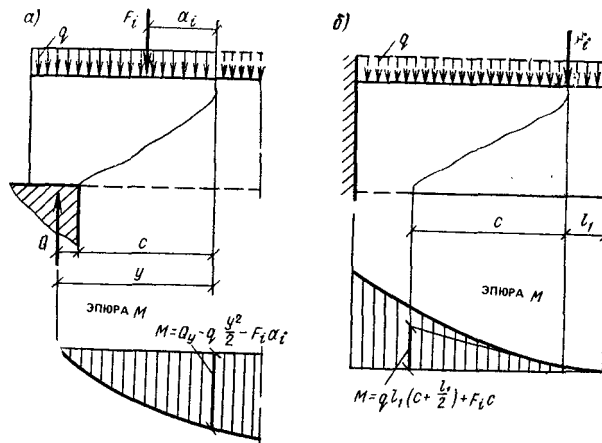


Рис. 4.11. Определение расчетного значения момента при расчете наклонного сечения
 а — для свободно опертой балки; б — для консоли

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента.
 Расчет элементов на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине (рис. 4.10) производится из условия

$$M \leq R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}, \quad (4.48)$$

где M — момент от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, перпендикулярной плоскости действия момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий N_b в сжатой зоне (рис. 4.11); $R_s A_s z_s$, $\Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}$, $\Sigma R_{sw} A_{s,inc} z_{s,inc}$ — сумма моментов относительно той же оси от усилия соответственно в продольной арматуре, хомутах и отгибах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения; z_s , z_{sw} , $z_{s,inc}$ — расстояния от плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, хомутов и отгибов до указанной оси.

Высота сжатой зоны наклонного сечения, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется из условия равновесия проекций усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре, пересекающей наклонное сечение, на продольную ось элемента. При наличии в элементе отгибов в числитель выражения для x добавляется величина $\Sigma R_{sw} A_{s,inc} \cos \theta$ (где θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента).

Величину z_s допускается принимать равной $h_0 - 0,5x$, но при учете сжатой арматуры не более $h_0 - a'$.

При хомутах постоянной интенсивности

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2, \quad (4.49)$$

где q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины; c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, измеренная между точками приложения равнодействующих усилий в растянутой арматуре и сжатой зоне.

Для каждой плоскости отгибов

$$z_{s,inc} = z_s \cos \theta + (c - a_1) \sin \theta, \quad (4.50)$$

где a_1 — расстояние от начала наклонного сечения до начала отгиба в растянутой зоне (см. рис. 4.10).

Расчет наклонных сечений на действие момента производится в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров, кроме того, в местах резкого изменения конфигурации элементов (подрезок, узлов и т. д.).

При пересечении наклонного сечения с продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров, в пределах зоны анкерования расчетное сопротивление этой арматуры R_s снижается путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s5} :

$$\gamma_{s5} = l_x / l_{an}, \quad (4.51)$$

где l_x — расстояние от конца арматуры до точки пересечения наклонного сечения с продольной арматурой; l_{an} — длина зоны анкерования, определяемая по формуле

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d, \quad (4.52)$$

здесь ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$ — коэффициенты для крайних свободных опор балок $\omega_{an}=0,5$; $\Delta \lambda_{an}=8$; для свободных концов консолей $\omega_{an}=0,7$; $\Delta \lambda_{an}=11$.

В случае применения гладких стержней коэффициент ω_{an} принимается равным для опор балок и концов консолей соответственно 0,8 и 1,2. Длина l_{an} принимается для свободных концов консолей не менее $20d$ или 250 мм.

В случае приваривания к продольным растянутым стержням поперечной или распределительной арматуры учитываемое в расчете усилие в продольной арматуре $R_s A_s$ увеличивается на величину N_w , принимаемую не более $0,8 R_s d_w^2 n_w$:

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt}, \quad (4.53)$$

где n_w — число приваренных стержней по длине l_x ; φ_w — коэффициент; d_w — диаметр приваренных стержней.

Значения коэффициента φ_w

d_w	6	8	10	12	14
φ_w	200	150	120	100	80

Окончательно значение $R_s A_s$ принимается без учета γ_{s5} и N_w .
 Для свободно опертых балок невыгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет длину проекции c для балок с постоянной высотой сечения,

$$c = \frac{Q - F_i - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta}{q_{sw} + q}, \quad (4.54)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении; F_i, q — нагрузки соответственно сосредоточенная и равномерно распределенная в пределах наклонного сечения; $A_{s,inc}$ — площадь сечения отгибов, пересекающих наклонное сечение; θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента; q_{sw} — то же, что в формуле (4.37).

Если значение c , определенное с учетом сосредоточенной силы F_i , будет меньше расстояния от грани опоры до силы F_i , а определенное без учета силы F_i — больше этого расстояния, за значение c следует принимать расстояние до силы F_i .

Для балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой q , с постоянной интенсивностью хомутов без отгибов условие (4.48) можно заменить условием

$$Q \leq \sqrt{2(R_s A_s z_s - M_0)(q_{sw} + q)}, \quad (4.55)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении; M_0 — момент в сечении по грани опоры.

Для консолей, нагруженных сосредоточенными силами (см. рис. 4.11, б), невыгоднейшее наклонное сечение начинается от мест приложения сосредоточенных сил вблизи свободного конца и имеет длину проекции c для консолей с постоянной высотой

$$c = \frac{Q_1 - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta}{q_{sw}}, \quad (4.56)$$

но не более расстояния от начала наклонного сечения до опоры (здесь Q_1 — поперечная сила в начале наклонного сечения).

Для консолей, нагруженных только равномерно распределенной нагрузкой q , невыгоднейшее наклонное сечение заканчивается в опорном сечении и имеет длину проекции

$$c = \frac{R_s A_s z_s}{l_{an}(q_{sw} + q)}, \quad (4.57)$$

где A_s — площадь сечения арматуры, доводимой до свободного конца; z_s — определяется для опорного сечения; l_{an} — длина зоны анкеровки.

При этом, если $c < l - l_{an}$, расчет наклонного сечения можно не производить.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заво-

даться за точку теоретического обрыва (т.е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным несущей способности сечения без учета обрываемых стержней, рис. 4.12) на длину не менее ω ,

$$\omega = \frac{Q - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta}{2q_{sw}} + 5d, \quad (4.58)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва; $A_{s,inc}$, θ — обозначения те же, что в формуле (4.54); d — диаметр обрываемого стержня.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту, не менее чем на $h_0/2$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету.

Расчет наклонных сечений в подрезках. Для элементов с резко меняющейся высотой сечения (например, для балок и консолей, имеющих подрезки) производится расчет по поперечной силе для наклонных сечений, проходящих у опоры консоли, образованной подрезкой (рис. 4.13), при этом в расчетные формулы вводится рабочая высота h_{01} короткой консоли, образованной подрезкой.

Хомуты, необходимые для обеспечения прочности наклонного сечения, следует устанавливать за конец подрезки на участке длиной не менее ω_0 , определяемой по формуле (4.59).

Для свободно опертых балок с подрезками должен производиться расчет на действие изгибающего момента в наклонном сечении, проходящем через входящий угол подрезки (см. рис. 4.13). При этом продольная растянутая арматура в короткой консоли, образованной подрезкой, должна быть заведена за конец подрезки на длину не менее l_{an} и не менее ω_0 ,

$$\omega_0 = \frac{2(Q_1 - R_{sw} A_{sw1} - R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta)}{q_{sw}} + a_0 + 10d, \quad (4.59)$$

где Q_1 — поперечная сила в нормальном сечении у конца подрезки; A_{sw1} — площадь сечения дополнительных хомутов, расположенных у конца подрезки на участке длиной не менее $h_{01}/4$ и не учитываемых при определении интенсивности хомутов q_{sw} у подрезки; $A_{s,inc}$ — площадь сечения отгибов, проходящих через входящий угол подрезки; a_0 — расстояние от опоры консоли до конца подрезки; d — диаметр обрываемого стержня.

Хомуты и отгибы, установленные у конца подрезки, должны удовлетворять условию

$$R_{sw} A_{sw1} + R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta \geq Q_1 (1 - h_{01}/h_0), \quad (4.60)$$

где h_{01} , h_0 — рабочая высота соответственно в короткой консоли подрезки и в балке вне подрезки.

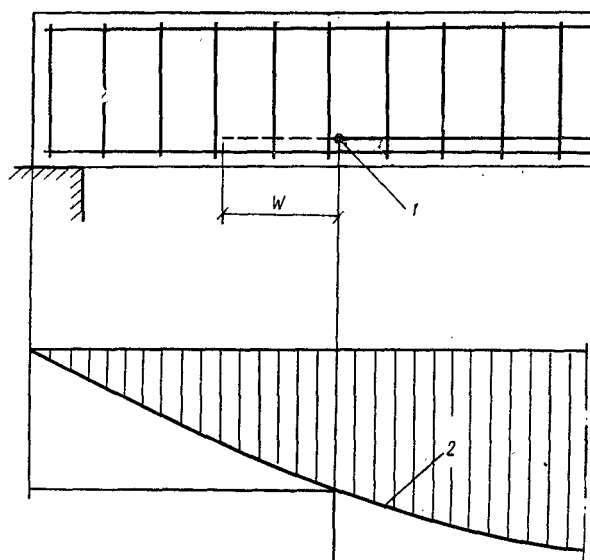


Рис. 4.12. Обрыв растянутых стержней в пролете
1 — точка теоретического обрыва; 2 — эпюра M

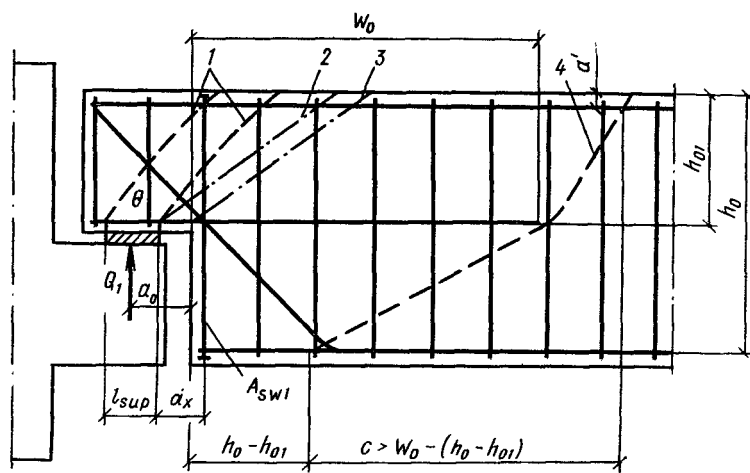


Рис. 4.13. Невыгоднейшие наклонные сечения в элементе с подрезкой
1 — наклонная сжатая полоса; 2 — при расчете по поперечной силе; 3 — то же, по изгибающему моменту; 4 — то же, по изгибающему моменту вне подрезки

Если нижняя арматура элемента не имеет анкеров, должна быть также проверена прочность наклонного сечения, расположенного вне подрезки и начинающегося за указанными хомутами на расстоянии не менее $h_0 - h_{01}$ от торца (см. рис. 4.12). При этом в расчете не учитывается продольная арматура короткой консоли, а длина проекции s принимается не менее расстояния от начала наклонного сечения до конца указанной арматуры. Кроме того, длина анкеровки l_{an} для нижней арматуры элемента принимается как для свободных концов консолей.

Расчет короткой консоли подрезки производится, принимая направление наклонной сжатой полосы от наружного края площадки опирания до равнодействующей усилий в дополнительных хомутах площадью сечения A_{sw1} на уровне сжатой арматуры балок, т. е. при

$$\sin^2 \theta = \frac{(h_{01} - a')^2}{(h_{01} - a')^2 + (l_{sup} + a_x)^2}$$

где l_{sup} — длина площадки опирания нагрузки вдоль вылета консоли; a_x — см. рис. 4.13.

ГЛАВА 4.5. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.5.1. Общие положения

Расчет внецентренно сжатых элементов производят с учетом влияния прогиба элемента в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба) и в нормальной к ней плоскости. В последнем случае принимается, что продольная сила приложена с эксцентриситетом e_0 , равным случайному эксцентриситету e_a .

Расчет из плоскости изгиба можно не производить, если гибкость элемента l_0/i (для прямоугольных сечений — l_0/h) в плоскости изгиба превышает гибкость в плоскости, нормальной к плоскости изгиба.

При наличии расчетных эксцентриситетов в двух направлениях, превышающих случайные эксцентриситеты e_a , производится расчет на косое внецентренное сжатие.

Расчет по прочности наклонных сечений внецентренно сжатых элементов производится аналогично расчету изгибаемых элементов. При этом значение M_b определяется по формуле

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2, \quad (4.61)$$

где $\varphi_n = 0,1N/R_{bt}bh_0$, но не более 0,5; $Q_{b,min}$ принимается равным $\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0$; суммарный коэффициент $1 + \varphi_f + \varphi_n$ принимается не более 1,5.

Влияние продольных сил не учитывается, если они создают из-

гибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной нагрузки. Для внецентренно сжатых элементов статически неопределимых конструкций, при статическом расчете которых принимается, что продольная сила располагается в центре тяжести сечения, допускается всегда учитывать влияние продольных сил.

При отсутствии в пределах пролета внецентренно сжатого элемента поперечной нагрузки расчет наклонных сечений по прочности допускается не производить, если нормальные трещины не образуются.

4.5.2. Учет влияния прогиба элемента

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента путем умножения эксцентриситета e_0 на коэффициент η , определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}, \quad (4.62)$$

где N_{cr} — условная критическая сила: для элементов любой формы сечения

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right]; \quad (4.63)$$

для элементов прямоугольного сечения

$$N_{cr} = \frac{1,6E_b bh}{(l_0/h)^2} \left[\frac{0,11/(0,1 + \delta_e) + 0,1}{3\varphi_l} + \mu\alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right) \right]; \quad (4.64)$$

здесь I , I_s — моменты инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии,

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1}, \quad (4.65)$$

но не более $1 + \beta$ (β — см. табл. 4.16); M_1 , M_{1l} — моменты внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок. Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от суммы постоянных и длительных нагрузок имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_0 > 0,1h$ принимают $\varphi_l = 1$; при неудовлетворении этого условия φ_l принимают равным $\varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1})e_0/h$, где φ_{l1} определяют по формуле (4.65), принимая M_1 равным произведению продольной силы N от действия полной нагрузки на расстояние от центра тяжести сечения до осн, проходящей через центр наиболее растянутого (наименее сжатого) от действия постоянных и длительных нагрузок стержня арматуры; δ_e — коэффици-

ент, принимаемый равным e_0/h , но не менее

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R_b \quad (4.66)$$

(здесь R_b — в МПа, допускается принимать при $\gamma_{b2}=1$);

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \frac{E_s}{E_b} \quad (4.67)$$

Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б в формулы (4.63) и (4.64) вместо цифр 6,4 и 1,6 подставляются соответственно 5,6 и 1,4.

Эксцентриситет e_0 допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения.

При гибкости элемента $l_0/i < 14$ для прямоугольных сечений — при $l_0/h < 4$ принимается $\eta = 1$.

Т а б л и ц а 4.23. Расчетные длины l_0 для элементов ферм и арок

Элемент	Расчетная длина l_0 элементов ферм и арок
Элементы ферм: верхний пояс при расчете: в плоскости фермы: при $e_0 < 1/8h_1$ при $e_0 = 1/8h_1$ из плоскости фермы: для участка под фонарем (при ширине фонаря 12 м и более) в остальных случаях раскосы и стойки при расчете: в плоскости фермы из плоскости фермы: при $b_1/b_2 < 1/5$ при $b_1/b_2 \geq 1/5$	 0,9 <i>l</i> 0,8 <i>l</i> 0,8 <i>l</i> 0,9 <i>l</i> 0,8 <i>l</i> 0,9 <i>l</i> 0,8 <i>l</i>
Арки: при расчете в плоскости арки: трехшарнирной двухшарнирной бесшарнирной при расчете из плоскости арки (любой)	 0,580 <i>L</i> 0,540 <i>L</i> 0,365 <i>L</i> <i>L</i>

П р и м е ч а н и е. l — длина элемента между центрами примыкающих узлов; для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости фермы — расстояние между точками его закрепления; L — длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки — длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки; h_1 — высота сечения верхнего пояса; b_1, b_2 — ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

При гибкости $14 \leq l_0/i < 35$ ($4 \leq l_0/h < 10$) и при $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} < 0,025$ допускается принимать: для прямоугольных сечений $N_{cr} = 0,15 \frac{E_b A}{(l_0/h)^2}$; для других форм сечения $N_{cr} = 2E_b I / l_0^2$. При $N > N_{cr}$ следует увеличивать размеры сечений.

При расчетных эксцентриситетах в двух направлениях коэффициент η допускается определять отдельно для каждого направления и умножать на соответствующий эксцентриситет.

Расчетную длину принимают: для колонн многоэтажных зданий при числе пролетов не менее двух и соединениях ригелей и колонн, рассчитываемых как жесткие, при конструкциях сборных перекрытий — H , монолитных — $0,7H$ [где H — высота этажа (расстояние между центрами узлов)]; для элементов ферм и арок — по табл. 4.23.

4.5.3. Учет влияния косвенного армирования

Расчет элементов сплошного сечения из тяжелого и мелкозернистого бетонов с косвенным армированием в виде сварных сеток, спиральной или кольцевой арматуры (рис. 4.14) следует производить, вводя в расчет лишь часть площади бетонного сечения A_{ef} , ограниченную осями крайних стержней сетки или спирали, и подставляя в расчетные формулы вместо R_b приведенную призменную прочность бетона $R_{b,red}$ и вычисляя характеристику сжатой зоны бетона ω с учетом влияния косвенного армирования по формуле (4.75).

Гибкость l_0/i_{ef} элементов с косвенным армированием не должна превышать: при косвенном армировании сетками — 55 (для прямоугольных сечений — $l_0/h_{ef} \leq 16$); при косвенном армировании спиралью — 35 (для круглых сечений — $l_0/d_{ef} \leq 9$) (где i_{ef} , h_{ef} , d_{ef} — соответственно радиус инерции, высота и диаметр вводимой в расчет части сечения).

Значения $R_{b,red}$ при армировании сварными поперечными сетками определяются по формуле

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy}, \quad (4.68)$$

где $R_{s,xy}$ — расчетное сопротивление арматуры сеток;

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s}, \quad (4.69)$$

здесь n_x , A_{sx} , l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y , A_{sy} , l_y — то же, в другом направлении; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток; s — расстояние между сетками; φ — коэффициент эффективности косвен-

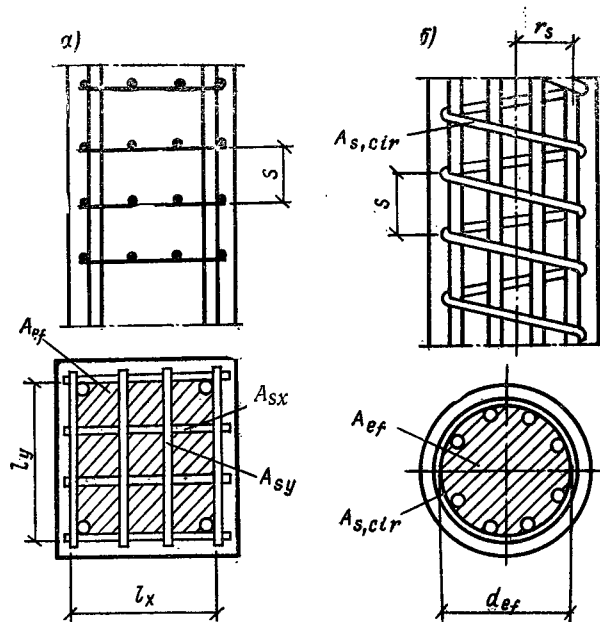


Рис. 4.14. Сжатые элементы с косвенным армированием
 а — в виде сварных сеток; б — в виде спиральной арматуры

ного армирования,

$$\varphi = 1/(0,23 + \psi), \quad (4.70)$$

$$\psi = \mu_{xy} R_{s,xy}/(R_b + 10), \quad (4.71)$$

$R_{s,xy}$; R_b — в МПа; для элементов из мелкозернистого бетона коэффициент φ принимают не более 1.

Влияние прогибов колонн многоэтажных каркасных зданий рекомендуется учитывать, принимая окончательные моменты M в опорных сечениях колонн

$$M = M_v \eta_v + M_h \eta_h + M_t, \quad (4.72)$$

где M_v — момент от вертикальных нагрузок на перекрытиях; η_v — коэффициент, принимаемый равным 1, а в заделках в фундаментах, определяемый по формуле (4.62) при $l_0 = 0,7H$ (H — высота этажа) и при учете только вертикальных нагрузок; M_h — момент от горизонтальных (ветровых, сейсмических) нагрузок; η_h — коэффициент, определяемый при учете всех нагрузок; M_t — момент от вынужденных горизонтальных смещений (например, от температурных деформаций перекрытий, смещений жестких связевых диафрагм).

Значения моментов в опорных сечениях колонн, определенные по формуле (4.72), необходимо учитывать при определении момен-

тов в примыкающих к колонне элементах (фундаментах, ригелях с жесткими узлами).

При армировании спиральной или кольцевой арматурой

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7,5e_0}{d_{ef}} \right), \quad (4.73)$$

где $R_{s,cir}$ — расчетное сопротивление арматуры спирали; μ_{cir} — коэффициент армирования,

$$\mu_{cir} = 4A_{s,cir}/d_{ef} s, \quad (4.74)$$

здесь $A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры; d_{ef} — диаметр сечения внутри спирали; s — шаг спирали; e_0 — эксцентриситет приложения продольной силы (без учета влияния прогиба).

Значения коэффициентов армирования, определяемые по формулам (4.70) и (4.74), для элементов из мелкозернистого бетона не должны превышать 0,04.

При определении граничного значения относительной высоты сжатой зоны для сечения с косвенным армированием в формулу (4.7) вводится

$$\omega = \alpha - 0,008R_b + \delta_2 \leq 0,9, \quad (4.75)$$

где δ_2 — коэффициент, равный 10 μ , но не более 0,15; μ — коэффициент армирования μ_{xy} или μ_{cir} , определяемый по формулам (4.69) и (4.74) соответственно для сеток и спиралей.

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная при введении в расчет A_{ef} и $R_{b,red}$, превышает его несущую способность, рассчитанную по полному сечению A и значению расчетного сопротивления бетона R_b без учета косвенной арматуры.

При расчете элементов с косвенным армированием по недеформированной схеме значение N_{cr} , полученное по формуле (4.63) или (4.64), умножается на коэффициент $\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef} \leq 1$, а значение $\delta_{e,min}$ вычисляется по формуле $\delta_{e,min} = 0,5 + 0,01l_0/c_{ef} (1 - 0,1l_0/c_{ef}) - 0,01R_b$, где c_{ef} — высота или диаметр учитываемой части сечения.

Кроме того, при вычислении N_{cr} размеры сечения принимаются по учитываемой части сечения.

В элементах из тяжелого бетона с косвенным армированием в виде сеток рекомендуется применять продольную высокопрочную арматуру классов А-V и А-VI, используя ее повышенное (приведенное) расчетное сопротивление сжатию,

$$R_{sc,red} = R_{sc} \frac{1 + \delta_3 \lambda_1}{1 + \delta_3 \lambda_2} \leq R_s, \quad (4.76)$$

где $\lambda_1, \lambda_2, R_{sc}, R_s$ — см. табл. 4.24; $\delta_3 = 1,60\psi$;

$$\text{здесь } \theta = 0,8 + 0,25 \frac{A_{s,tot}}{A_{ef}} \left(1 - \frac{R_b}{100}\right), \quad (4.77)$$

но не менее 1 и не более 1,6; $A_{s,tot}$ — площадь сечения всей продольной высокопрочной арматуры; R_b — в МПа.

Т а б л и ц а 4.24. Значения коэффициентов λ_1, λ_2 и R_{sc}

Класс арматуры	λ_1, λ_2 и R_{sc} , МПа, при коэффициенте γ_{b2}						R_s , МПа	$R_{s,ser}$, МПа
	0,9			1 или 1,1				
	λ_1	λ_2	R_{sc}	λ_1	λ_2	R_{sc}		
A-V	1,25	0,53	500	2,78	1,03	400	680	785
A-VI	2,04	0,77	500	3,88	1,25	400	815	980

$$\lambda_1 = \left[\left(\frac{R_s}{R_{sc}} \right)^2 - 1 \right] \frac{1000}{R_s}; \quad \lambda_2 = \left(\frac{R_s}{R_{sc}} - 1 \right) \frac{1000}{R_s}.$$

Значение $\sigma_{sc,u}$ в формуле (4.7) принимается равным $\sigma_{sc,u} = 380 + 1000 \delta_3$, но не более 1200 МПа.

4.5.4. Расчет элементов симметричного сечения при расположении продольной силы в плоскости симметрии

Прямоугольные сечения с симметричной арматурой. Проверка прочности прямоугольных сечений с симметричной арматурой (рис. 4.15), сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой (наименее сжатой) граней элемента, производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны x :

$$x = \frac{N}{R_b b}; \quad (4.78)$$

при $x \leq \xi_R h_0$ (рис. 4.15) — из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.79)$$

$$\text{где } e = e_0 + (h_0 - a')/2; \quad (4.80)$$

при $x > \xi_R h_0$ — из условия (4.79), принимая высоту сжатой зоны $x = \xi h_0$, где значение ξ находят по формулам:

для элементов из бетона класса В30 и ниже

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}, \quad (4.81)$$

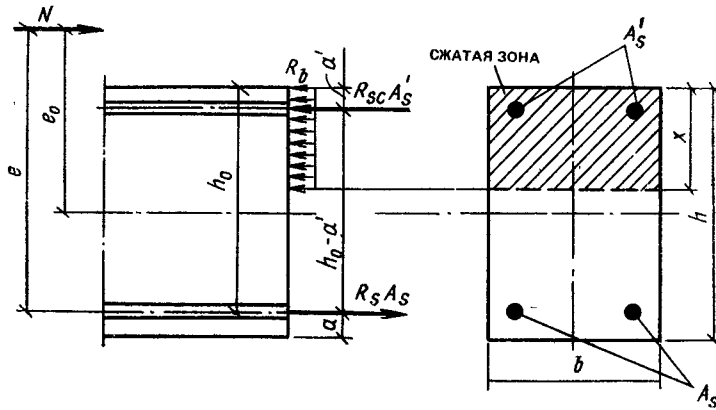


Рис. 4.15. Схема усилий в поперечном прямоугольном сечении внецентренно сжатого элемента

для элементов из бетона класса выше В30

$$\xi = -\frac{\alpha_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_s + \psi_c \alpha_s - \alpha_n}{2}\right)^2 + \psi_c \alpha_s \omega}, \quad (4.82)$$

где $\alpha_n = N/R_b b h_0$; $\alpha_s = R_s A_s / R_b b h_0$;

$$\psi_c = \frac{\sigma_{sc,u}}{R_s (1 - \omega/1,1)};$$

ξ_R, ψ_c, ω — см. табл. 4.18 и 4.19.

При этом эксцентриситет продольной силы e_0 относительно центра тяжести сечения определяется с учетом прогиба элемента.

Требуемое количество симметричной арматуры определяется в зависимости от относительной величины продольной силы $\alpha_n = N/R_b b h_0$:

при $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}; \quad (4.83)$$

при $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi/2)}{1 - \delta}, \quad (4.84)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны, определяемая по формулам (4.81) и (4.82).

Значение α_s в формуле (4.81) допускается вычислять по фор-

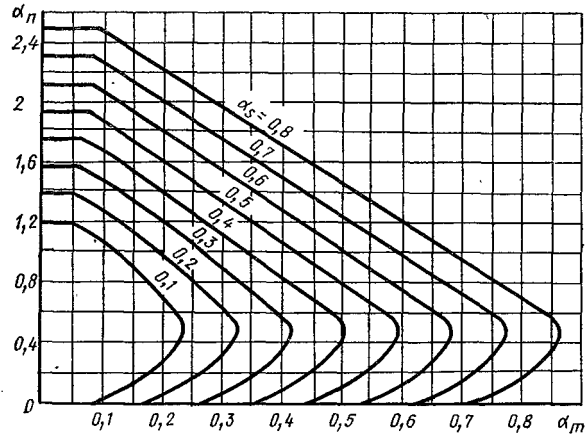


Рис. 4.16. Несущая способность внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой

муле

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}, \quad (4.85)$$

а в формуле (4.82)—по формуле (4.85) с заменой α_n на $(\alpha_n + \xi_R)/2$.
В формулах (4.83)—(4.85)

$$\alpha_{m1} = Ne/R_b bh_0^2; \quad \delta = a'/h_0;$$

значение e определяется по формуле (4.80).

Если a' не превышает $0,15 h_0$, необходимое количество арматуры можно определять с помощью рис. 4.16, используя формулу

$$A_s = A'_s = \alpha_s R_b bh_0/R_s,$$

где α_s находят по рис. 4.16 в зависимости от значений

$$\alpha_m = M/R_b bh_0^2 \text{ и } \alpha_n = N/R_b bh_0,$$

при этом значение момента M относительно центра тяжести сечения определяется с учетом прогиба элемента

$$\alpha_n = N/R_b bh_0; \quad \alpha_m = M/R_b bh_0^2; \quad \alpha_s = R_s A_s/R_b bh_0.$$

При статическом расчете по недеформированной схеме и при использовании коэффициента $\eta > 1$ подбор арматуры по приведенным формулам и рис. 4.16 производится в общем случае путем последовательных приближений.

Для элементов из тяжелого бетона классов В15—В50, а также из легкого бетона классов В10—В40 при марке со средней плотно-

Т а б л и ц а 4.26. Значения коэффициента φ_b

Бетон	N_l/N	Коэффициент φ_b при l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
Тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
Легкий	0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,72
	0,5	0,92	0,9	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,55
	1	0,91	0,9	0,86	0,8	0,71	0,62	0,54	0,45

стью не ниже $D1800$, при $\lambda=l_0/h \leq 25$ и при a' не более $0,15 h_0$ подбор арматуры можно производить без последовательных приближений с помощью графиков прил. 2, при этом используются значения M без учета коэффициента η .

Расчет сжатых элементов из тяжелого бетона классов В15—В40 или из легкого бетона классов В12,5—В30 и марок по средней плотности не ниже $D1800$ на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом, равным случайному эксцентриситету $e_a = h/30$, при $l_0 < 20 h$ допускается производить из условия

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s, tot}), \quad (4.86)$$

где φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s, \quad (4.87)$$

но не более φ_{sb} , здесь φ_b , φ_{sb} — коэффициенты, принимаемые по табл. 4.25 и 4.26.

Т а б л и ц а 4.26. Значение коэффициента φ_{sb}

Бетон	N_l/N	Коэффициент φ_{sb} при l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней или при площади сечения этих стержней менее $A_{s, tot}/3$									
Тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
	1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
Легкий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,85	0,82	0,77
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,83	0,77	0,71
	1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,74	0,67

Продолжение табл. 4.26

Бетон	N_l/N	Коэффициент φ_{sb} при l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади сечения промежуточных стержней, равной или более $A_s, l_{от}/3$ независимо от величины a									
Тяжелый	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,86	0,77	0,7	0,63
Легкий	0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,69
	0,5	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,73	0,65	0,57
	1	0,91	0,9	0,88	0,84	0,76	0,68	0,6	0,52

Примечание. N_l — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок; N — продольная сила от действия всех нагрузок.

ГЛАВА 4.6. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗОК

4.6.1. Расчет на местное сжатие

При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без поперечного армирования должно удовлетворяться условие

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{loc1}, \quad (4.88)$$

где N — продольная сжимающая сила от местной нагрузки; A_{loc1} — площадь смятия (рис. 4.17); ψ — коэффициент, при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия $\psi=1$; при неравномерном распределении местной нагрузки на площади смятия (под коншами балок, прогонов, перемычек) $\psi=0,75$; $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию,

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b, \quad (4.89)$$

здесь $\alpha \varphi_b \geq 1$; $\alpha=1$, для бетона класса ниже В25; $\alpha=13,5 R_{bt}/R_b$ для бетона класса В25 и выше;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}},$$

но не более следующих значений: при схеме приложения нагрузки (рис. 4.17, а, в, г, е, и) для бетона тяжелого, мелкозернистого и мелкого классов:

выше В7,5	2,5
В3,5; В5; В7,5	1,5
легкого класса В2,5	1,2

при схеме приложения нагрузки (рис. 4.17, б, д ж) независимо от вида и класса бетона — 1; R_b, R_{bt} — принимаются как для бетонных

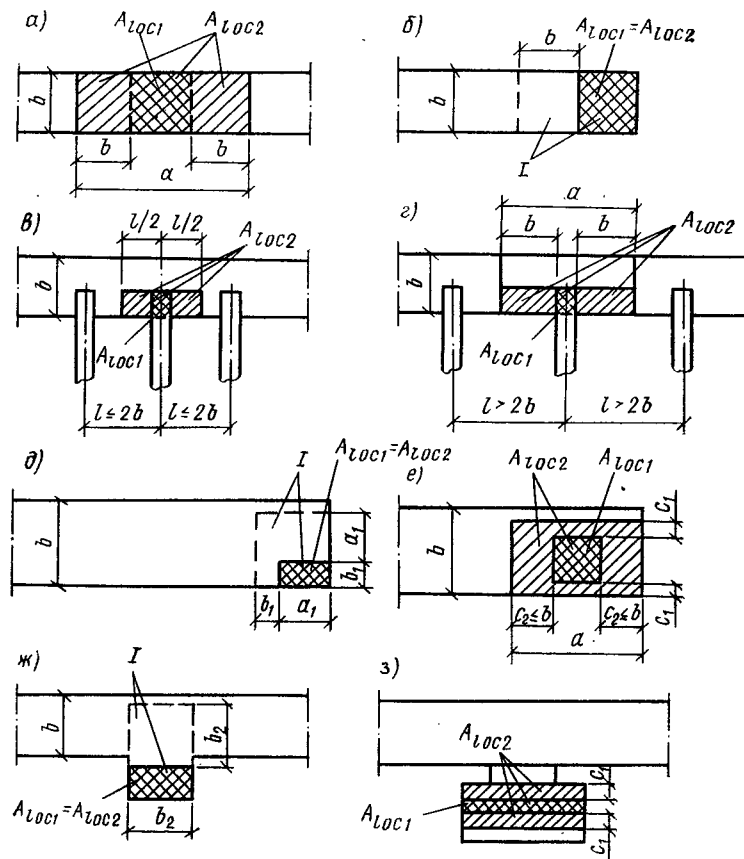


Рис. 4.17. Определение расчетной площади A_{loc2} при расчете на местное сжатие при местной нагрузке

a — по всей ширине элемента; b — краевой по всей ширине элемента; a, z — в местах опирания концов прогонов и балок; d — краевой на угол элемента; e — на часть длины и ширины элемента; $ж$ — краевой в пределах выступа стены (пилястры); u — на сечение сложной формы; l — минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете

конструкций (см. поз. 5 табл. 4.5); A_{loc2} — расчетная площадь смятия.

Если условие (4.88) не удовлетворяется, рекомендуется применить косвенное армирование в виде сварных сеток.

В расчетную площадь A_{loc2} включается участок, симметричный по отношению к площади смятия (см. рис. 4.17): при местной нагрузке по всей ширине элемента b в расчетную площадь включается

участок длиной не более b в каждую сторону от границы местной нагрузки (рис. 4.17, а):

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента расчетная площадь A_{loc2} равна площади смятия A_{loc1} (рис. 4.17, б);

при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь включается участок шириной, равной глубине заделки прогона или балки, и длиной не более расстояния между серединами пролетов, примыкающих к балке (рис. 4.17, в);

если расстояние между балками превышает двойную ширину элемента, длина расчетной площади определяется как сумма ширины балки и удвоенной ширины элемента (рис. 4.17, г);

при местной краевой нагрузке на угол элемента (рис. 4.17, д) расчетная площадь A_{loc2} равна площади смятия A_{loc1} ;

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента, расчетная площадь принимается согласно (рис. 4.17, е). При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок;

при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения, расчетная площадь A_{loc} равна площади смятия A_{loc1} (рис. 4.17, ж);

при определении расчетной площади для сечений сложной формы не должны учитываться участки, связь которых с загруженным участком не обеспечена с необходимой надежностью (черт. 3.7, и).

При местной нагрузке от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры при определении A_{loc1} и A_{loc2} принимается не более 20 см.

При расчете на местное сжатие элементов из тяжелого бетона с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \leq R_{b,loc}^* A_{loc1}, \quad (4.90)$$

где A_{loc1} — площадь смятия; $R_{b,loc}^*$ — приведенная призмная прочность бетона при расчете на местное сжатие,

$$R_{b,loc}^* = R_b \Phi_b + \Phi_{xy} R_{s,xy} \Phi_s, \quad (4.91)$$

$$\Phi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}},$$

но не более 3,5; Φ_s — коэффициент, учитывающий влияние косвенного армирования в зоне местного сжатия; для схем на рис. 4.17, б, д, ж $\Phi_s = 1$, при этом косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что поперечные сетки установлены на площади не менее ограниченной пунктирными линиями на соответствующих схемах; для схем на рис. 4.17, а, в, г, е, и

$$\Phi_s = 4,5 - 3,5 (A_{loc1}/A_{ef}),$$

здесь A_{ef} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, для нее должно удовлетворяться условие $A_{loc1} < A_{ef} \leq A_{loc2}$.

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток косвенного армирования, например, на величину защитного слоя бетона арматуры сеток при расположении площади смятия у краев элемента (рис. 4.17, а—д, ж, и), при определении значений A_{loc1} и A_{loc2} не учитывается площадь, занимаемая защитным слоем.

Наименьшую глубину заложения сеток косвенного армирования следует определять по формулам:

для схем загрузжения на рис. 4.17, в—е

$$h_d = \varphi_d (\sqrt{N/R_b} - \sqrt{A_{loc1}}); \quad (4.92)$$

для схем загрузжения на рис. 4.17, а, б, ж, и

$$h_d = (\varphi_d/b) (N/R_b - A_{loc1}), \quad (4.93)$$

где $\varphi_d=0,5$ — при схемах загрузжения на рис. 4.17, а, е, и; $\varphi_d=0,75$ — при схемах загрузжения на рис. 4.17, в, г; $\varphi_d=1$ — при схемах загрузжения на рис. 4.17, б, д, ж.

Число сеток принимается не менее двух. Если в каком-либо направлении размеры ячейки сетки превышают 100 мм или $1/4$ меньшей стороны сечения, стержни сетки этого направления не учитываются при определении коэффициента μ_{xy} .

4.6.2. Расчет на продавливание

Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, производится из условия

$$F \leq \alpha R_{bt} U_m h_0, \quad (4.94)$$

где F — продавливающая сила; α — коэффициент, для тяжелого бетона; $\alpha=1$, для мелкозернистого $\alpha=0,85$; для легкого $\alpha=0,8$; U_m — среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения.

При определении U_m и F предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 4.18, а).

Продавливающая сила F принимается равной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая по плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию.

Если схема опирания такая, что продавливание может происхо-

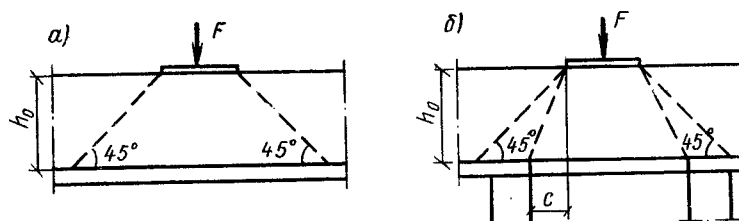


Рис. 4.18. Схема пирамиды продавливания при угле наклона ее боковых граней к горизонтали
а — 45°; б — более 45°

дить только по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней более 45°, например, в свайных ростверках (рис. 4.18, б), тогда правая часть условия (4.94) определяется для фактической пирамиды продавливания с умножением на h_0/c (где c — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания). При этом несущая способность не должна превышать значения, соответствующего пирамиде при $c=0,4 h_0$.

При установке в пределах пирамиды продавливания хомутов, нормальных к плоскости плиты, расчет должен производиться из условия

$$F \leq F_b + 0,8F_{sw}, \quad (4.95)$$

где F_b — правая часть условия (4.94); $F_{sw} = 175 \Sigma A_{sw}$ — сумма всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания (175 МПа — предельное напряжение в хомутах).

Однако F должна быть не более $2 F_b$. При учете поперечной арматуры F_{sw} должно быть не менее $0,5 F_b$. Допускается учитывать в расчете и меньшее значение F_{sw} при замене правой части условия (4.95) на $2,8 F_{sw}$, но не менее F_b .

При расположении хомутов на ограниченном участке вблизи сосредоточенного груза производится дополнительный расчет на продавливание пирамиды с верхним основанием, расположенным по контуру участка с поперечной арматурой, исходя из условия (4.94) без учета поперечной арматуры.

4.6.3. Расчет на отрыв

Расчет железобетонных элементов на отрыв от действия нагрузки, приложенной к его нижней грани или в пределах высоты его сечения (рис. 4.19) производится исходя из условия

$$F(1 - h_s/h_0) \leq \Sigma R_{sw} A_{sw}, \quad (4.96)$$

где F — отрывающая сила; h_s — расстояние от уровня передачи от-

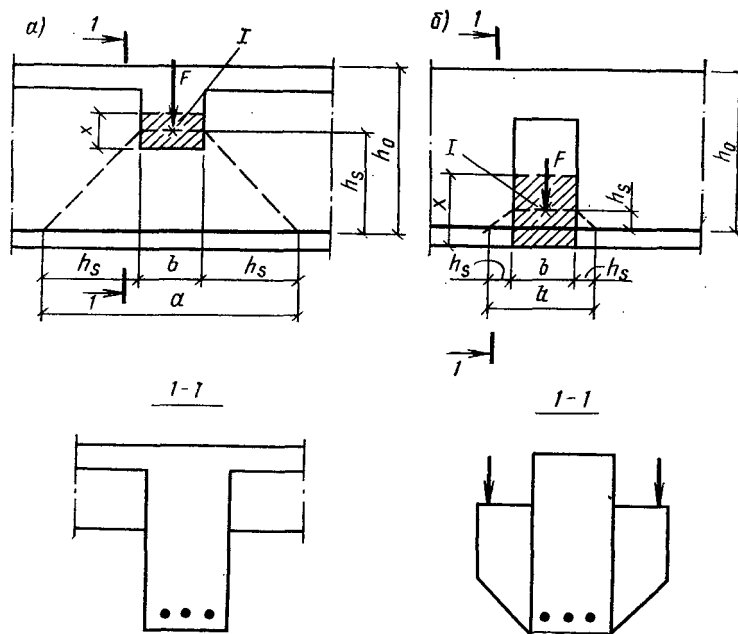


Рис. 4.19. Схема для определения длины зоны отрыва
a — при примыкании балок; *b* — то же, консолей; *l* — центр тяжести сжатой зоны сечения примыкающего элемента

рывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры s ; при передаче нагрузки через монолитно связанные балки или консоли принимается, что нагрузка передается на уровне центра тяжести сжатой зоны элемента, вызывающего отрыв; $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, устанавливаемыми дополнительно сверх требуемых по расчету наклонного или пространственного сечения; эти хомуты располагаются по длине зоны отрыва

$$a = 2h_s + b, \quad (4.97)$$

здесь b — ширина площадки передачи отрывающей силы F .

При равномерно распределенной нагрузке q , приложенной в пределах высоты сечения, необходимая интенсивность хомутов увеличивается на величину $q(1-h_s/h_0)/R_{sw}$.

Входящие углы в растянутой зоне элементов, армируемые пересекающимися продольными стержнями (рис. 4.20), должны иметь поперечную арматуру, достаточную для восприятия: а) равнодействующей усилий в продольных растянутых стержнях, не заведенных в сжатую зону

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos(\beta/2); \quad (4.98)$$

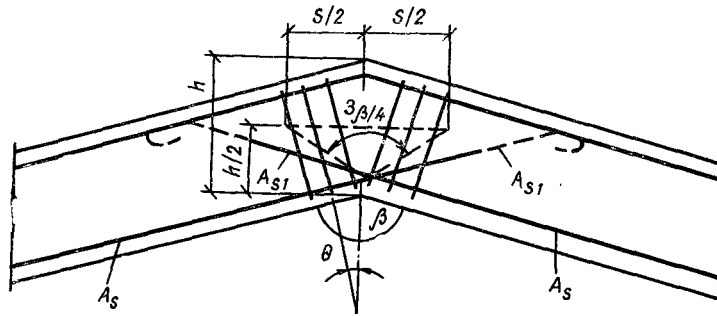


Рис. 4.20. Армирование входящего угла, расположенного в растянутой зоне железобетонного элемента

б) 35 % равнодействующей усилий во всех продольных растянутых стержнях

$$F_2 = 0,7R_s A_s \cos(\beta/2). \quad (4.99)$$

Необходимая по расчету из этих условий поперечная арматура должна быть расположена по длине $s = htg \frac{3}{8} \beta$.

Сумма проекций усилий в поперечных стержнях (хомутах), располагаемых по этой длине, на биссектрису угла должна составлять не менее суммы $F_1 + F_2$, т. е.

$$\Sigma R_{st} A_{st} \cos \theta \geq F_1 + F_2, \quad (4.100)$$

здесь A_s — площадь сечения всех продольных растянутых стержней; A_{st} — площадь сечения продольных растянутых стержней, не заанкеренных в сжатой зоне; β — входящий угол в растянутой зоне элемента; ΣA_{st} — площадь сечения поперечной арматуры в пределах длины s ; θ — угол наклона поперечных стержней к биссектрисе угла β .

ГЛАВА 4.7. РАСЧЕТ КОРОТКИХ КОНСОЛЕЙ

Расчет коротких консолей колонн [$l_1 \leq 0,9 h_0$ (рис. 4.21)] на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой производится из условия

$$Q \leq 0,8R_b b l_{sup} \sin^2 \theta (1 + 5\mu_w), \quad (4.101)$$

где правая часть принимается не более $3,5R_b b h_0$ и не менее $2,5R_b b h_0$; l_{sup} — длина площадки опирания нагрузки вдоль вылета консоли; θ — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали,

$$\sin^2 \theta = h_0^2 / (h_0^2 + l_1^2);$$

μ_w — коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте консоли, $\mu_w = A_{sw} / b s_w$, здесь s_w — расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

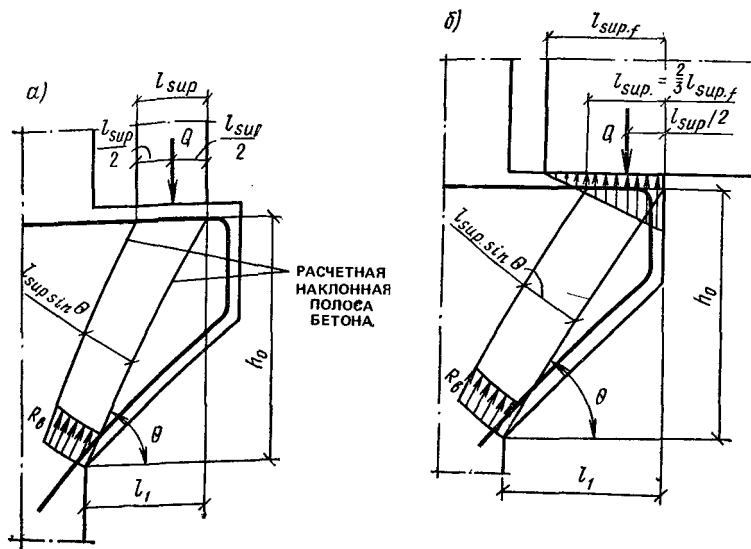


Рис. 4.21. Расчетные схемы для короткой консоли
 а — при действии поперечной силы; б — при шарнирном опирании сборной балки, идущей вдоль вылета консоли

При расчете учитываются хомуты горизонтальные и наклонные под углом не более 45° к горизонтали.

Напряжение сжатия в местах передачи нагрузки на консоль не должно превышать $R_{b,loc}$.

Для коротких консолей, входящих в жесткий узел рамной конструкции с замоноличиванием стыка, l_{sup} в формуле (4.101) принимается равным вылету консоли l_1 , если при этом выполняются условия $M/Q \geq 0,3$ и $l_{sup}/l_1 \geq 2/3$ (где M и Q соответственно момент, растягивающий верхнюю грань ригеля, и поперечная сила в нормальном сечении ригеля по краю консоли). В этом случае правая часть условия (4.101) принимается не более $5 R_{bt} b h_0$.

При шарнирном опирании на короткую консоль сборной балки, идущей вдоль вылета консоли, при отсутствии специальных выступающих закладных деталей, фиксирующих площадку опирания, значение l_{sup} в формуле (4.101) принимается равным $2/3$ фактической площадки опирания.

При шарнирном опирании балки на консоль колонны продольная арматура консоли проверяется из условия

$$Q (l_1/h_0) \leq R_s A_s, \quad (4.102)$$

где l_1, h_0 — см. рис. 4.21.

При этом продольная арматура консоли должна быть доведена

до свободного конца консоли и иметь надлежащую анкеровку.

При жестком соединении ригеля и колонны с замоноличиванием стыка и привариванием нижней арматуры ригеля к арматуре консоли через закладные детали продольная арматура консоли проверяется по формуле

$$Q(l_1/h_0) - N_s \leq R_s A_s, \quad (4.103)$$

где l_1 , h_0 — соответственно вылет и рабочая высота короткой консоли; N_s — горизонтальное усилие, действующее на верх консоли от ригеля;

$$N_s = \frac{M + Ql_{sup}/2}{h_{об}}, \quad (4.104)$$

которое принимается не более $1,4k_f l_w R_{wf} + 0,3Q$, здесь k_f и l_w — соответственно высота и длина углового шва приваривания закладных деталей ригеля и консоли; R_{wf} — расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва, определяемое согласно СНиП II-23-81*, при электродах Э42 $R_{wf} = 180$ МПа; 0,3 — коэффициент трения стали по стали, M , Q — изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении ригеля по краю консоли; если момент M растягивает нижнюю грань ригеля, значение M учитывается в формуле (4.104) со знаком «минус»; l_{sup} — фактическая длина площадки опирания нагрузки вдоль вылета консоли; $h_{об}$ — рабочая высота ригеля.

ГЛАВА 4.8. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ МЕЖДУ СБОРНЫМИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

4.8.1. Расчет закладных деталей

Расчет нормальных анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил от статической нагрузки, расположенных в одной плоскости симметрии закладной детали (рис. 4.22), производится по формуле

$$A_{an} = \frac{1,1 \sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an}/\lambda\delta)^2}}{R_s}, \quad (4.105)$$

где A_{an} — суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда; N_{an} — наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров,

$$N_{an} = M/z + N/n_{an}; \quad (4.106)$$

Q_{an} — сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров,

$$Q_{an} = (Q - 0,3N'_{an})/n_{an}, \quad (4.107)$$

N'_{an} — наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров,

$$N'_{an} = M/z - N/n_{an}, \quad (4.108)$$

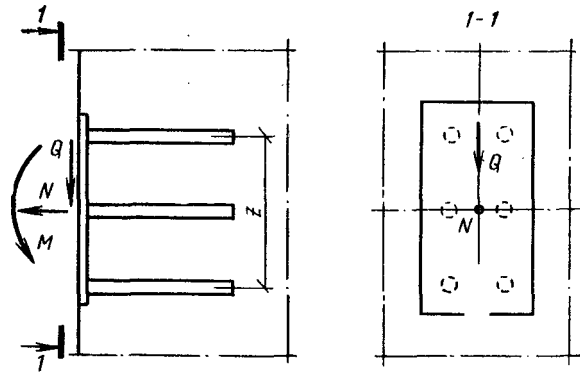


Рис. 4.22. Схема усилий, действующих на закладную деталь

M , N , Q — соответственно момент, нормальная и сдвигающая силы, действующие на закладную деталь; момент определяется относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров; z — расстояние между крайними рядами анкеров; n_{an} — число рядов анкеров вдоль направления сдвигающей силы; если не обеспечивается равномерная передача сдвигающей силы Q на все ряды анкеров, то при определении сдвигающего усилия Q_{an} учитывается не более четырех рядов; λ — коэффициент, для анкерных стержней диаметром 8—25 мм для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов В12,5—В50 и легкого бетона классов В12,5—В30,

$$\lambda = \frac{4,75 \sqrt[3]{R_b}}{(1 + 0,15 A_{an1}) \sqrt{R_s}} \beta, \quad (4.109)$$

но принимаемый не более 0,7; для тяжелого и мелкозернистого бетонов класса выше В50 λ принимается как для класса В50, а для легкого бетона класса выше В30 — как для класса В30. Для тяжелого бетона коэффициент λ можно определять по табл. 4.27; R_b , R_s — в МПа; при определении R_b коэффициент $\gamma_{b2}=1$; A_{an1} — площадь сечения анкерного стержня наиболее напряженного ряда, см²; β — коэффициент, для бетона тяжелого $b=1$, для мелкозернистого группы А $\beta=0,8$, групп Б и В $\beta=0,7$, для легкого бетона $\beta = \rho_m/2300$ (ρ_m — средняя плотность бетона, кг/м³); δ — коэффициент,

$$\delta = 1/\sqrt{1 + \omega}, \quad (4.110)$$

но принимаемый не менее 0,15; здесь $\omega=0,3(N_{an}/Q_{an})$ при $N'_{an} > 0$ (имеется прижатие); $\omega=0,6(N/Q)$ при $N'_{an} < 0$ (нет прижатия); если растягивающие усилия в анкерах отсутствуют, то коэффициент δ принимается равным 1.

Площадь сечения анкеров остальных рядов должна принимать-

Т а б л и ц а 4.27. Значения коэффициента λ

Диаметр анкера, мм	Коэффициент λ для расчета нормальных анкеров закладных деталей в зависимости от класса тяжелого бетона и арматуры																	
	B15			B20			B25			B30			B40			$\geq B50$		
	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
8	0,6	—	0,48	0,66	—	0,53	0,7	—	0,57	0,7	—	0,6	0,7	—	0,66	0,7	—	0,7
10	0,58	0,52	0,45	0,64	0,57	0,5	0,69	0,62	0,54	0,7	0,65	0,57	0,7	0,7	0,63	0,7	0,7	0,66
12	0,55	0,5	0,43	0,61	0,55	0,48	0,66	0,59	0,52	0,7	0,62	0,55	0,7	0,69	0,6	0,7	0,7	0,63
14	0,53	0,47	0,41	0,58	0,52	0,46	0,63	0,56	0,49	0,66	0,59	0,52	0,7	0,65	0,57	0,7	0,69	0,6
16	0,5	0,45	0,39	0,55	0,49	0,43	0,59	0,53	0,47	0,63	0,56	0,49	0,69	0,62	0,54	0,7	0,65	0,57
18	0,47	0,42	0,37	0,52	0,46	0,41	0,56	0,5	0,44	0,59	0,53	0,46	0,65	0,58	0,51	0,68	0,61	0,54
20	0,44	0,39	0,34	0,49	0,44	0,38	0,52	0,47	0,41	0,55	0,50	0,43	0,61	0,54	0,48	0,64	0,58	0,5
22	0,41	0,37	0,32	0,46	0,41	0,36	0,49	0,44	0,39	0,52	0,46	0,41	0,57	0,51	0,45	0,6	0,54	0,47
25	0,37	0,33	0,29	0,41	0,37	0,32	0,44	0,4	0,35	0,47	0,42	0,37	0,51	0,46	0,4	0,54	0,49	0,43

Примечания: 1. Для бетона класса B12,5 коэффициент λ следует уменьшать на 0,02 по сравнению с коэффициентом λ для бетона класса B15. 2. Значения коэффициента λ приведены при $\gamma_{bt}=1$.

ся равной площади сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

В формулах (4.106) и (4.108) нормальная сила N считается положительной, если направлена от закладной детали (см. рис. 4.22), и отрицательной — если направлена к ней. В случаях, когда нормальные усилия N_{an} и N'_{an} , а также сдвигающее усилие Q_{an} при вычислении по формулам (4.106)—(4.108) получают отрицательные значения, в формулах (4.105), (4.107) и (4.110) их принимают равными нулю. Кроме того, если N_{an} получает отрицательное значение, в формуле (4.107) принимается $N'_{an} = N$.

При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент λ уменьшается на 20 % а значение N'_{an} в формуле (4.107) принимается равным нулю.

4.8.2. Расчет стыков сборных колонн

Стыки колонн, выполняемые ванной сваркой выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, при последующем замоноличивании этих подрезок рассчитываются для двух стадий работы: 1-я до замоноличивания стыка — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения здания, при определении усилий такие стыки условно принимаются шарнирными; 2-я после замоноличивания стыка — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения здания и при эксплуатации, при определении усилий такие стыки принимаются жесткими.

Расчет незамоноличенных стыков колонн (рис. 4.23) производится на местное сжатие бетона колонны центрирующей прокладкой исходя из условия (4.90) с добавлением в его правую часть усилия, воспринимаемого арматурными выпусками и равного:

$$N_{out} = 0,5\varphi R_{sc} A_s, \quad (4.111)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба для выпусков, определяемый в соответствии со СНиП II-23-81* (табл. 72) при расчетной длине l_0 , равной фактической длине свариваемых выпусков; A_s — площадь сечения всех выпусков.

При этом значении $R_{b,loc}^*$ умножается на коэффициент $\psi_{loc} = 0,75$, учитывающий неравномерность распределения нагрузки под центрирующей прокладкой, а за расчетную площадь A_{loc2} принимается часть площади сечения торца колонны A_{ef} в пределах контура сеток косвенного армирования размерами, не превышающими соответствующих утроенных размеров площади смятия A_{loc1} .

За площадь A_{loc1} принимается площадь центрирующей прокладки или, если центрирующая прокладка приваривается при монтаже к распределительному листу (см. рис. 4.23), площадь этого листа. При этом его учитываемые размеры не должны превышать соответствующих размеров площади A_{ef} , а толщина листа должна

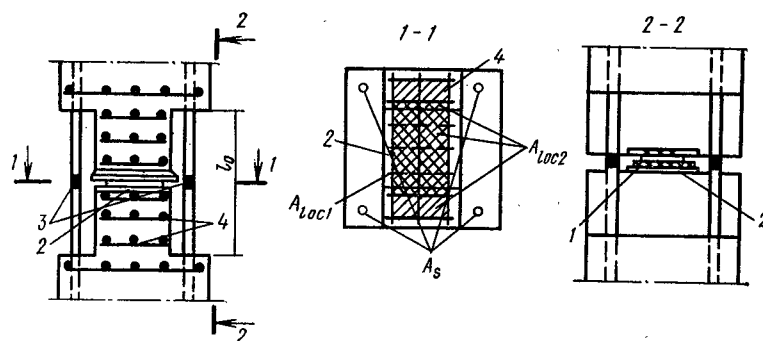


Рис. 4.23. Незамоноличенный стык колонны

1 — центрирующая прокладка; 2 — распределительный диск; 3 — ванная сварка арматурных выпусков; 4 — сетки косвенного армирования торца колонны

быть не менее $\frac{1}{3}$ максимального расстояния от края листа до центрирующей прокладки.

Расчет стыков колонн после замоноличивания производится, как для сечения колонны на участке с подрезками с учетом следующих рекомендаций:

а) при наличии косвенного армирования сетками как в бетоне колонн, так и в бетоне замоноличивания в расчете рассматривается цельное сечение, ограниченное стержнями сеток, расположенными у граней замоноличенного участка колонны (рис. 4.24);

б) при наличии косвенного армирования только в бетоне колонн расчет производится или с учетом этого косвенного армирования, но без учета бетона замоноличивания, или с учетом бетона замоноличивания, но без учета косвенного армирования колонн; прочность стыка считается обеспеченной при выполнении условия прочности хотя бы по одному из этих расчетов;

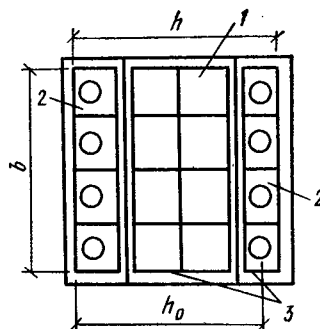
в) расчетные сопротивления бетона колонн и бетона замоноличивания (R_b или $R_{b,red}$) умножаются на коэффициенты условий работы, соответственно равные $\gamma_{bc}=0,9$ и $\gamma_{bs}=0,8$;

г) при расчете с учетом замоноличивания значение ω определяется по формулам (4.8) или (4.75) по классу бетона замоноличивания, если он располагается по всей ширине наиболее сжатой грани, и по наибольшему классу бетона, если по сжатой грани располагается частично бетон замоноличивания и частично бетон колонны; в формуле (4.75) всегда учитывается минимальное значение μ_{xy} .

При расчете стыка с учетом бетона замоноличивания площадь сечения замоноличивания A_{bs} рекомендуется приводить к площади сечения колонны умножением ее на отношение расчетных сопротивлений бетона замоноличивания и бетона колонны при неизменных высотах сечения замоноличивания.

Рис. 4.24. Расчетное сечение замоноличенного стыка колонны с сетками косвенного армирования в бетоне колонны и в бетоне замоноличивания

1 — бетон колонны; 2 — бетон замоноличивания; 3 — сетки косвенного армирования



Для симметрично армированных колонн прямоугольного сечения расчет замоноличенного стыка можно производить, принимая за $h_f' = h_f$ высоту сечений подрезок, а за $b_f' = b_f$ — ширину сечения, приведенного к бетону колонны, по наиболее сжатой стороне сечения.

Стыки колонн, выполняемые сопряжением торцов через слой цементного или полимерного раствора с обрывом продольной арматуры, в стадии эксплуатации рассчитываются как внецентренно сжатые бетонные элементы с учетом косвенного армирования сетками. При этом расчетное сопротивление бетона $R_{b,red}$ умножается на коэффициент условий работы γ_b , равный 0,9 или 1 при заполнении шва соответственно цементным или полимерным раствором. При отсутствии раствора между торцами колонн, например в сферических стыках с приторцованными поверхностями, $\gamma_b = 0,65$.

ГЛАВА 4.9. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций следует вычислять по формулам строительной механики: для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, — как для сплошного тела; для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси, — как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

При расчете по деформациям усилие от усадки бетона $N_{shr} = 0$.

4.9.1. Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне

Полная величина кривизны определяется по формуле

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2, \quad (4.112)$$

где $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ — кривизна соответственно от кратковременных нагрузок и от постоянных и длительных временных нагрузок,

$$(1/r)_1 = M_{sh} / \varphi_{b1} E_b I_{red}; \quad (4.113)$$

$$(1/r)_2 = M_l \varphi_{b2} / \varphi_{b1} E_b I_{red}; \quad (4.114)$$

φ_{b1} — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона, для бетонов тяжелого, мелкозернистого и легкого при плотном мелком заполнителе $\varphi_{b1}=0,85$, для легкого бетона на пористом мелком заполнителе и поризованного $\varphi_{b1}=0,7$; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин и принимаемый по табл. 4.28.

Т а б л и ц а 4.28. Значения коэффициентов φ_{b2} и ν_l

Бетон	Влажность воздуха окружающей среды, %					
	40—75 (нормальная)		ниже 40 (пониженная)		св. 75 (повышенная)	
	φ_{b2}	ν_l	φ_{b2}	ν_l	φ_{b2}	ν_l
Тяжелый, легкий	2	0,15	3	0,1	1,6	0,19
Поризованный	2	0,07	3	0,04	1,6	0,09
Мелкозернистый групп:						
А	2,6	0,1	3,9	0,07	2,1	0,125
Б	3	0,08	4,5	0,05	2,4	0,1
В	2	0,15	3	0,1	1,6	0,19

Примечание. При попеременном водонасыщении и высушивании бетона значения φ_{b2} умножают, а значения ν_l делят на коэффициент 1,2.

4.9.2. Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне

На участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизна изгибаемых, внецентренно сжатых, а также внецентренно растянутых при $e_0 \geq 0,8 h_0$ элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений определяется по формуле

$$1/r = \frac{M_s}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] \pm \frac{N \psi_s}{h_0 E_s A_s}, \quad (4.115)$$

где для изгибаемых элементов последнее слагаемое правой части формулы (4.115) принимается равным нулю. Знак «минус» в этой формуле принимается при внецентренном сжатии, знак «плюс» —

при внецентренном растяжении; M_s — момент относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры s , от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, для изгибаемых элементов $M_s = M$; для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов $M_s = Ne_s$; z — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры s до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной (плечо внутренней пары сил), определяемое по формуле (4.123); ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами, см. формулу (4.124); ψ_b — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами, для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов класса В10 и выше $\psi_b = 0,9$, для легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже $\psi_b = 0,7$; φ_f — коэффициент, определяемый по формуле (4.121); ξ — определяется по формуле (4.118), $\xi = x/h_0$; ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, при непродолжительном действии нагрузки $\nu = \nu_{sh} = 0,45$; при продолжительном действии нагрузки — $\nu = \nu_l$, определяемому по табл. 4.28.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов из тяжелого бетона при $M_r < M_0$ кривизну допускается определять с учетом работы растянутого бетона над трещинами по формуле

$$\frac{1}{r} = \left\{ \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} + \left[\left(\frac{1}{r} \right)_0 - \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} \right] \frac{M_r - M_{erc}}{M_0 - M_{erc}} \right\} \frac{M}{M_{tot}}, \quad (4.116)$$

$$\text{где } \left(\frac{1}{r} \right)_{crc} = \frac{M_{erc} + N_r}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \varphi_{b2}, \quad (4.117)$$

$(1/r)_0$ — кривизна, определенная по формуле (4.115) при моменте для изгибаемых элементов $M_s = M_0$, для внецентренно сжатых элементов $M_s = M_0 + Ny_{sr}$, здесь $y_{sr} = y_0 - a + r$ — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до оси, проходящей через наиболее удаленную ядровую точку; M_r — момент, определяемый от полной нагрузки, включающей постоянную, длительную и кратковременные нагрузки; M_0 — момент, при котором растянутый бетон над трещинами выключается из работы; M , M_{tot} — моменты внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения, соответственно от рассматриваемой и от полной нагрузки; φ_{b1} , φ_{b2} — коэффициенты, при непродолжительном действии нагрузки $\varphi_{b2} = 1$.

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_s}{h_0} \mp 5}, \quad (4.118)$$

но не более 1, при этом e_s/h_0 принимается не менее 0,5. Для изгибаемых элементов последнее слагаемое правой части формулы (4.118) принимается равным нулю.

В формуле (4.118) знаки «+» и «-» принимаются: верхние — при сжимающем, нижние — при растягивающем усилии N .

Для тяжелого и легкого бетона $\xi = 1,8$; для мелкозернистого $\xi = 1,6$, для поризованного $\xi = 1,4$.

$$\delta = M_s / bh_0^2 R_{b,ser}; \quad (4.119)$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h_f' / 2h_0); \quad (4.120)$$

$$\varphi_f = \frac{h_f' (b_f' - b) + \alpha A_s' / 2v}{bh_0}; \quad (4.121)$$

$$\mu\alpha = (A_s' / bh_0) (E_s / E_b). \quad (4.122)$$

Значение z вычисляется по формуле

$$z = h_0 \left[1 - \frac{(h_f' / h_0) \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]. \quad (4.123)$$

Для элементов прямоугольного сечения и таврового сечения с полкой в растянутой зоне в формулы (4.120) и (4.123) вместо h_f' подставляются значение $2a'$ или $h_f' = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры s' .

Если $\xi < a' / h_0$, то для изгибаемых элементов при $\varphi_f \geq \varphi_{f1}$, где

$$\varphi_{f1} = \frac{2\mu\alpha (h_0 / a' - \beta) - \delta - 0,2}{1 - h_f' / 2h_0},$$

значения z и $1/r$ определяются при $\xi = a' / h_0$ и $\varphi_f = \varphi_{f1}$, а при $\varphi_f < \varphi_{f1}$ значения φ_f , ξ , z и $1/r$ определяются без учета арматуры s' . Для внецентренно нагруженных элементов при $\xi < a' / h_0$ допускается значения φ_f , ξ , z и $1/r$ определять без учета арматуры s' .

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < h_f' / h_0$ производится как прямоугольных шириной b_f' .

Для внецентренно сжатых элементов значение z принимается не более $0,97 e_s$.

Коэффициент ψ_s определяется по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) (e_s / h_0)}, \quad (4.124)$$

где φ_{ls} — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый по табл. 4.29;

Т а б л и ц а 4.29. Значения коэффициентов φ_{ls}

Длительность действия нагрузки	При классе бетона	
	В10 и выше	В7,5 и ниже
Непродолжительное действие при арматуре классов: А-II, А-III	1,1	0,8
А-I, Вр-I	1	0,7
Продолжительное действие	0,8	0,6

$$\varphi_m = R_{bt,ser} W_{pl} / M_r, \quad (4.125)$$

но не более 1.

Коэффициент φ_s должен быть не более 1, при этом следует принимать $e_s/h_0 \geq 1,2/\varphi_{is}$. Для изгибаемых элементов последний член в правой части формулы (4.124) принимается равным нулю.

4.9.3. Определение прогибов

Прогиб f_m обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f_m = \int_0^l \bar{M}_x (1/r)_x dx, \quad (4.126)$$

где \bar{M}_x — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб; $(1/r)_x$ — полная величина кривизны элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб.

При определении прогиба в середине пролета формула (4.126) может быть приведена к виду

$$f_m = (l^2/12n^2) \{ (1/r)_{(l)0} + (1/r)_{(r)0} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} i [(1/r)_{(l)i} + (1/r)_{(r)i}] + (3n-2)(1/r)_m \}, \quad (4.127)$$

где $(1/r)_{(l)0}$, $(1/r)_{(r)0}$ — кривизна элемента соответственно на левой и правой опорах; $(1/r)_{(l)i}$, $(1/r)_{(r)i}$, $(1/r)_m$ — кривизна элемента соответственно в сечении i , в симметричном сечении i' (рис. 4.25) и в середине пролета; n — четное число равных участков, на которое разделяется пролет элемента; число n рекомендуется принимать не менее 6.

В формулах (4.126) и (4.127) кривизна $1/r$ определяется соответственно для участков без трещин и с трещинами; знак $1/r$ принимается в соответствии с эпюрой кривизны.

При определении прогибов статически неопределимых конструкций рекомендуется учитывать перераспределение моментов, вызванных образованием трещин и неупругими деформациями бетона.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения, имеющих трещины на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизну допускается вычислять для наиболее напряженного сечения, принимая ее для остальных сечений такого участка изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента (рис. 4.26).

Для изгибаемых элементов при $l/h < 10$ необходимо учитывать

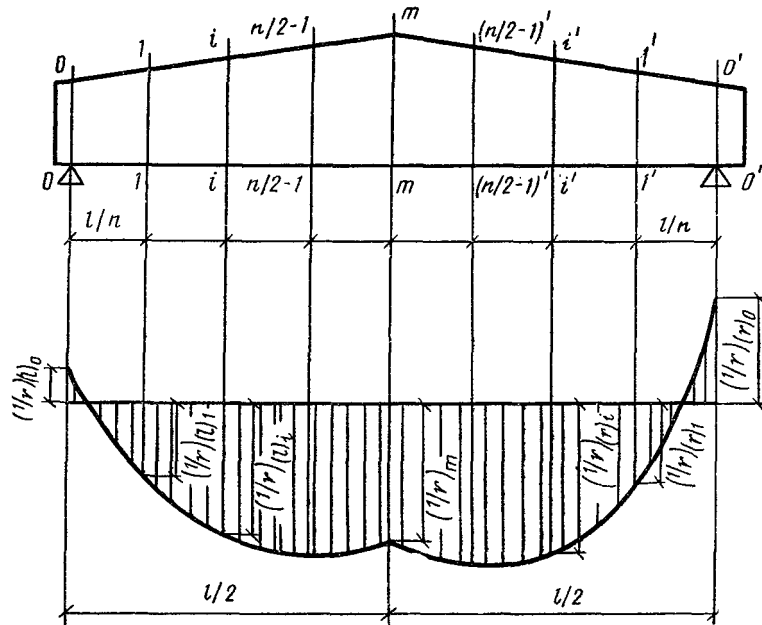


Рис. 4.25. Эпюра кривизны в железобетонном элементе с переменным по длине сечением

влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб f_{tot} равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба f_m и деформацией сдвига f_q .

Прогиб f_q , обусловленный деформацией сдвига, определяется по формуле

$$f_q = \int_0^l \bar{Q}_x \gamma_x dx, \quad (4.128)$$

где \bar{Q}_x — поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной в сечении, где определяется прогиб; γ_x — деформация сдвига,

$$\gamma_x = \frac{1,5Q_x \varphi_{b2}}{Gbh} \varphi_{crc}, \quad (4.129)$$

здесь Q_x — поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по табл. 4.28; при непродолжительном действии нагрузки $\varphi_{b2} = 1$; G — модуль сдвига бетона; φ_{crc} — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига, на участке по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, $\varphi_{crc} = 1$, на участках, где

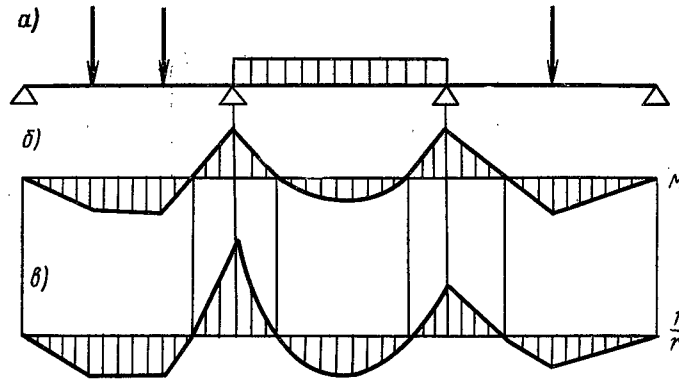


Рис. 4.26. Эпюры изгибающих моментов и кривизны в железобетонном элементе постоянного сечения
 а — схема расположения нагрузки; б — эпюра изгибающих моментов; в — эпюра кривизны

имеются только наклонные к продольной оси элемента трещины, $\varphi_{crs} = 4,8$, на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины,

$$\varphi_{crs} = (3E_b I_{red} / M_x) (1/r)_x; \quad (4.130)$$

здесь M_x , $(1/r)_x$ — соответственно момент и кривизна в сечении от нагрузки, при которой определяется прогиб, при непродолжительном ее действии.

Для сплошных плит толщиной менее 250 мм, армированных плоскими сетками, с трещинами в растянутой зоне значения прогибов, подсчитанные по формуле (4.126), умножаются на коэффициент $\left(\frac{h_0}{h_0 - 7}\right)^3$, принимаемый не более 1,5 (где h_0 — в мм).

4.9.4. Приближенные методы расчета деформаций

Прогибы железобетонных изгибаемых элементов из тяжелого бетона постоянного сечения, эксплуатируемых при нормальной и повышенной влажности (влажность воздуха окружающей среды выше 40%), заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие

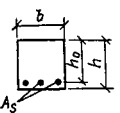
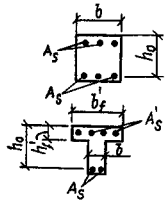
$$l/h_0 \leq \lambda_{lim}, \quad (4.131)$$

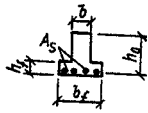
где λ_{lim} — граничное отношение пролета к рабочей высоте сечения, менее которого проверка прогибов не требуется (табл. 4.30).

При $l/h < 10$ прогибы заведомо меньше предельно допустимых, если выполняется условие (4.132), учитывающее влияние деформаций сдвига на прогиб элемента:

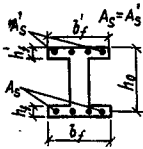
$$\frac{l}{h_0} + \frac{18}{l/h} \leq \lambda_{lim}. \quad (4.132)$$

Т а б л и ц а 4.30. Значения λ_{lim} для определения случаев, при которых проверка прогибов элементов из тяжелого бетона не требуется

Сечения	Коэффициенты φ_f, φ_{ft}	При значениях $\mu\alpha$, равных								
		0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
	$\varphi_f = \varphi_{ft} = 0$	$\frac{25}{17}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{14}{10}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{9}{8}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$
	$\varphi_f = 0,2$ $\varphi_{ft} = 0$	$\frac{31}{22}$	$\frac{22}{16}$	$\frac{18}{13}$	$\frac{16}{11}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$
	$\varphi_f = 0,4$ $\varphi_{ft} = 0$	$\frac{42}{25}$	$\frac{25}{17}$	$\frac{23}{15}$	$\frac{18}{12}$	$\frac{14}{10}$	$\frac{11}{8}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{11}{11}$
	$\varphi_f = 0,6$ $\varphi_{ft} = 0$	$\frac{45}{30}$	$\frac{28}{30}$	$\frac{24}{17}$	$\frac{19}{14}$	$\frac{16}{12}$	$\frac{13}{9}$	$\frac{11}{9}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$
	$\varphi_f = 0,8$ $\varphi_{ft} = 0$	$\frac{48}{32}$	$\frac{30}{21}$	$\frac{25}{18}$	$\frac{20}{15}$	$\frac{18}{13}$	$\frac{15}{10}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{10}{9}$	$\frac{10}{10}$
	$\varphi_f = 1,0$ $\varphi_{ft} = 0$	$\frac{50}{35}$	$\frac{33}{22}$	$\frac{26}{19}$	$\frac{23}{17}$	$\frac{20}{14}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{14}{9}$	$\frac{11}{9}$	$\frac{10}{10}$



$\varphi_{ft}=0,2$ $\varphi_f=0$	$\frac{28}{18}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{14}{10}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{9}{8}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$
$\varphi_{ft}=0,6$ $\varphi_f=0$	$\frac{32}{20}$	$\frac{20}{13}$	$\frac{15}{10}$	$\frac{13}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{9}{9}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{12}{12}$
$\varphi_{ft}=1$ $\varphi_f=0$	$\frac{36}{22}$	$\frac{23}{14}$	$\frac{16}{10}$	$\frac{13}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{9}{9}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{12}{12}$
$\varphi_f=\varphi_{ft}=0,2$	$\frac{34}{23}$	$\frac{25}{17}$	$\frac{19}{14}$	$\frac{16}{11}$	$\frac{12}{9}$	$\frac{10}{8}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$	$\frac{11}{11}$
$\varphi_f=\varphi_{ft}=0,6$	$\frac{48}{33}$	$\frac{34}{25}$	$\frac{26}{18}$	$\frac{21}{14}$	$\frac{16}{12}$	$\frac{15}{9}$	$\frac{11}{8}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{11}{11}$
$\varphi_f=\varphi_{ft}=1$	$\frac{55}{42}$	$\frac{44}{36}$	$\frac{36}{21}$	$\frac{26}{17}$	$\frac{20}{14}$	$\frac{17}{12}$	$\frac{14}{9}$	$\frac{11}{9}$	$\frac{10}{9}$



Примечание. Значения λ_{lim} , приведенные над чертой, применяются при расчете элементов, армированных сталью класса А-II, под чертой — класса А-III.

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha A'_s}{2\nu}}{bh_0}; \quad \varphi_{ft} = \frac{(b_f - b) h_f}{bh_0}; \quad \mu\alpha = (A_s/bh_0) (E_s/E_b).$$

Т а б л и ц а 4.31. Значения коэффициентов φ_1 и φ_2

Коэффициенты		Коэффициент φ_1 при значениях $\mu\alpha$, равных										
φ_{ft}	φ_f	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,1	0,13	0,15	0,17
Продолжительное действие нагрузки												
0	0	0,43	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21
0	0,2	0,49	0,46	0,44	0,42	0,41	0,39	0,37	0,35	0,31	0,29	0,27
0	0,4	0,52	0,49	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,4	0,38	0,35	0,33
0	0,6	0,54	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,43	0,42	0,39	0,37
0	0,8	0,56	0,53	0,51	0,49	0,48	0,47	0,46	0,45	0,44	0,42	0,4
0	1,0	0,57	0,54	0,52	0,51	0,5	0,49	0,48	0,47	0,46	0,44	0,42
0,2	0	0,47	0,40	0,36	0,33	0,31	0,3	0,28	0,26	0,23	0,22	0,21
0,4	0	—	0,42	0,36	0,33	0,31	0,3	0,28	0,26	0,22	0,21	0,2
0,6	0	—	0,43	0,37	0,33	0,31	0,3	0,27	0,25	0,22	0,21	0,2
0,8	0	—	—	0,38	0,33	0,3	0,29	0,27	0,24	0,22	0,21	0,2
1	0	—	—	0,4	0,33	0,3	0,29	0,27	0,24	0,22	0,2	0,19
0,2	0,2	0,51	0,45	0,43	0,4	0,38	0,37	0,36	0,34	0,3	0,28	0,26
0,4	0,4	—	0,53	0,49	0,47	0,45	0,43	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
0,6	0,6	—	—	0,53	0,5	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38	0,36
0,8	0,8	—	—	—	0,53	0,5	0,48	0,46	0,44	0,41	0,39	0,38
1	1	—	—	—	0,61	0,53	0,5	0,48	0,45	0,43	0,4	0,39

Непродолжительное действие нагрузки

0	0	0,64	0,59	0,56	0,53	0,51	0,50	0,49	0,46	0,43	0,41	0,4
0	0,2	0,72	0,66	0,63	0,61	0,59	0,58	0,57	0,56	0,53	0,51	0,49
0	0,4	0,76	0,69	0,66	0,65	0,63	0,62	0,61	0,60	0,59	0,57	0,56
0	0,6	0,79	0,71	0,69	0,67	0,65	0,64	0,63	0,63	0,62	0,61	0,60
0	0,8	0,82	0,73	0,70	0,68	0,67	0,66	0,65	0,65	0,64	0,63	0,63
0	1	0,84	0,74	0,71	0,69	0,68	0,67	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65
0,2	0	0,74	0,6	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39
0,4	0	—	0,63	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39
0,6	0	—	0,81	0,59	0,54	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39
0,8	0	—	—	0,63	0,55	0,51	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39
1	0	—	—	0,84	0,57	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,4	0,39
0,2	0,2	0,79	0,67	0,63	0,61	0,59	0,58	0,56	0,55	0,52	0,5	0,48
0,4	0,4	—	0,77	0,69	0,66	0,64	0,62	0,61	0,58	0,56	0,55	0,54
0,6	0,6	—	—	0,76	0,7	0,67	0,65	0,64	0,61	0,58	0,57	0,56
0,8	0,8	—	—	—	0,76	0,71	0,68	0,66	0,64	0,61	0,59	0,58
1	1	—	—	—	0,92	0,76	0,71	0,69	0,66	0,63	0,61	0,6

Коэффициенты		Коэффициент φ_1 при значениях $\mu\alpha$, равных							Коэффициент φ_2 при значениях $\mu\alpha$, равных				
φ_{ft}	φ_f	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	<0,04	0,04—0,08	0,08—0,15	0,15—0,3	0,3—0,5
Продолжительное действие нагрузки													
0	0	0,19	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,1	0,07	0,04	0	0
0	0,2	0,25	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,09	0,05	0	0
0	0,4	0,31	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,13	0,1	0,06	0,02	0
0	0,6	0,35	0,31	0,28	0,25	0,23	0,22	0,20	0,13	0,11	0,08	0,02	0
0	0,8	0,38	0,35	0,32	0,29	0,27	0,25	0,23	0,14	0,12	0,09	0,04	0
0	1,0	0,41	0,38	0,35	0,32	0,3	0,28	0,26	0,15	0,13	0,1	0,06	0
0,2	0	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,11	0,1	0,15	0,12	0,08	0,03	0
0,4	0	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,1	0,1	0,18	0,16	0,13	0,06	0,02
0,6	0	0,18	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,2	0,19	0,17	0,09	0,03
0,8	0	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,23	0,22	0,2	0,12	0,05
1	0	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,1	0,1	0,25	0,24	0,23	0,14	0,06
0,2	0,2	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,16	0,13	0,08	0,04	0
0,4	0,4	0,30	0,26	0,23	0,21	0,20	0,18	0,17	0,2	0,19	0,14	0,07	0,03
0,6	0,6	0,34	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,24	0,22	0,20	0,12	0,04
0,8	0,8	0,37	0,34	0,31	0,29	0,26	0,25	0,23	—	0,25	0,24	0,19	0,08
1	1	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,27	0,26	—	0,26	0,25	0,2	0,12

Непродолжительное действие нагрузки

0	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,17	0,14	0,09	0,02	0
0	0,2	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,21	0,18	0,11	0,03	0
0	0,4	0,53	0,49	0,46	0,44	0,41	0,39	0,37	0,23	0,2	0,14	0,04	0
0	0,6	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46	0,44	0,42	0,25	0,21	0,16	0,05	0
0	0,8	0,61	0,58	0,56	0,53	0,5	0,48	0,46	0,26	0,23	0,17	0,06	0
0	1	0,63	0,61	0,59	0,56	0,54	0,52	0,5	0,27	0,24	0,18	0,07	0
<hr/>													
0,2	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,28	0,23	0,16	0,07	0
0,4	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,35	0,31	0,25	0,14	0,03
0,6	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,36	0,39	0,32	0,2	0,08
0,8	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,26	0,25	0,45	0,4	0,38	0,25	0,12
1	0	0,37	0,34	0,32	0,3	0,28	0,27	0,25	0,50	0,46	0,44	0,29	0,15
<hr/>													
0,2	0,2	0,46	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,31	0,27	0,24	0,17	0,08	0
0,4	0,4	0,52	0,48	0,45	0,43	0,4	0,38	0,37	0,39	0,37	0,3	0,16	0,04
0,6	0,6	0,55	0,53	0,5	0,47	0,45	0,43	0,41	0,5	0,46	0,44	0,28	0,11
0,8	0,8	0,57	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	—	0,6	0,57	0,41	0,21
1	1	0,58	0,57	0,56	0,54	0,52	0,5	0,48	—	0,72	0,7	0,55	0,31

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \alpha A'_s / 2v}{bh_0}; \quad \varphi_{ft} = \frac{(b_f - b) h_f}{bh_0}; \quad \mu\alpha = (A_s / bh_0) (E_s / E_b).$$

Значения λ_{lim} , приведенные в табл. 4.30, отвечают продолжительному действию равномерно распределенной нагрузки на свободно опертую балку при предельном прогибе, равном $1/200$. Если предельно допустимые прогибы f меньше $1/200$, значения λ_{lim} по табл. 4.30 должны быть уменьшены в $(1/200 : f/l)$ раз (например, при $f/l = 1/300$ — в 1,5 раза, при $f/l = 1/400$ — в 2 раза).

Для сплошных плит толщиной менее 250 мм, армированных плоскими сетками, значения λ_{lim} уменьшаются делением на указанный коэффициент.

4.9.5. Определение кривизны

Для изгибаемых элементов из тяжелого бетона постоянного сечения, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды свыше 40 %, кривизну $1/r$ на участках с трещинами находят по формуле

$$1/r = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2}, \quad (4.133)$$

где φ_1, φ_2 — определяются по табл. 4.31.

При одновременном действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок кривизну $1/r$ вычисляют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \left(\frac{M_{sh}}{\varphi_{1sh}} + \frac{M_l - \varphi_{2l} b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_{1l}} \right), \quad (4.134)$$

где φ_{1sh} — коэффициент φ_1 при непродолжительном действии нагрузки; $\varphi_{1l}, \varphi_{2l}$ — коэффициенты φ_1 и φ_2 при продолжительном действии нагрузки.

4.9.6. Определение прогибов

Для изгибаемых элементов при $l/h \geq 10$ прогиб f определяется следующим образом:

а) для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, — по формуле

$$f = (1/r)_m \rho_m l^2, \quad (4.135)$$

где $(1/r)_m$ — кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб; ρ_m — коэффициент, принимаемый по табл. 4.32.

При схеме загрузки свободно опертой или консольной балки, не приведенной в табл. 4.32, прогиб определяется по формулам сопротивления материалов при жесткости, равной отношению наибольшего момента к наибольшей кривизне;

б) если прогиб, определенный для случая «а», превышает допустимый, то для слабоармированных элементов ($\mu \leq 0,5\%$) его зна-

Т а б л и ц а 4.32. Значения коэффициента ρ_m

Схема загрузки консольной балки	ρ_m	Схема загрузки свободно оперной балки	ρ_m
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Примечание. При загрузке элемента одновременно по нескольким схемам $\rho_m = \frac{\rho_{m1}M_1 + \rho_{m2}M_2 + \dots}{M_1 + M_2 + \dots}$ (где ρ_{m1} и M_1 , ρ_{m2} и M_2 и т. д. — соответственно коэффициент ρ_m и наибольший изгибающий момент M для каждой схемы загрузки). В этом случае в формулах (4.135) — (4.137) величина $(1/r)_m$ определяется при значении M , равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы загрузки.

чение рекомендуется уточнять за счет учета повышенной жесткости на участках без трещин при переменной жесткости на участке с трещинами; для свободно опертых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, это соответствует формуле

$$f = \{ (1/r)_m \rho_m - [(1/r)_m - (1/r)_{m,el}] \rho_{crc} \} l^2, \quad (4.136)$$

где ρ_{crc} — коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения M_{crc}/M_{tot} :

M_{crc}/M_{tot}	1	0,99	0,98	0,96	0,94	0,92	0,9	0,85
ρ_{crc}	0,104	0,088	0,082	0,073	0,067	0,062	0,058	0,049

Продолжение

M_{crc}/M_{tot} 0,8	0,75	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
ρ_{crc}	0,042	0,036	0,032	0,024	0,018	0,013	0,008	0,005	0,002

$$\rho_{crc} = \frac{\lambda_{crc}(1 + 3\lambda_{crc})}{12},$$

$$\text{здесь } \lambda_{crc} = \frac{1 - \sqrt{1 - M_{crc}/M_{tot}}}{2};$$

$(1/r)_{m,el}$ — кривизна в сечении с наибольшим моментом, определенная как для сплошного тела (4.113), (4.114), от нагрузки, при которой вычисляется прогиб; допускается I_{red} в формулах (4.113), (4.114) определять как для бетонного элемента.

Для иных схем загрузжения величина f может быть найдена по формуле (4.138);

в) для изгибаемых элементов с защемленными опорами прогиб в середине пролета определяется по формуле

$$f = \left\{ (1/r)_m \rho_m - 0,5 [(1/r)_{(l)0} + (1/r)_{(r)0}] \left(\frac{1}{8} - \rho_m \right) \right\} l^2, \quad (4.137)$$

где $(1/r)_m$, $(1/r)_{(l)0}$, $(1/r)_{(r)0}$ — кривизна элемента соответственно в середине пролета, на левой и правой опорах; ρ_m — коэффициент, вычисляемый по табл. 4.32 как для свободно опертой балки;

г) для элементов переменного сечения, а также в тех случаях, когда требуется более точное, чем по формулам (4.135) и (4.137), определение прогибов, а сами элементы и нагрузка симметричны относительно середины пролета, прогиб определяется по формуле

$$f = (l^2/216) [(1/r)_0 + 6(1/r)_1 + 12(1/r)_2 + 8(1/r)_m], \quad (4.138)$$

где $(1/r)_0$, $(1/r)_1$, $(1/r)_2$, $(1/r)_m$ — кривизна соответственно на опоре, на расстоянии $1/6 l$ от опоры, на расстоянии $1/3 l$ от опоры и в середине пролета; значения кривизны подсчитываются со своими знаками согласно эпюре кривизны.

В остальных случаях прогиб в середине пролета рекомендуется определять по формуле (4.127).

Входящие в формулы (4.135)–(4.138) значения кривизны определяются по формулам (4.115), (4.116), (4.133) и (4.134) при наличии трещин в растянутой зоне и по формулам (4.112)–(4.114) при их отсутствии.

Для коротких элементов ($l/h < 10$) постоянного сечения, работающих как свободно опертые балки, прогиб умножается на коэффициент ρ_q , учитывающий влияние деформаций сдвига:

$$\rho_q = 1 + (\varphi_q/\rho_m) (h/l)^2, \quad (4.139)$$

где φ_q — коэффициент, при отсутствии как нормальных, так и наклонных трещин; $\varphi_q = 0,5$, при наличии нормальных или наклонных трещин $\varphi_q = 1,5$; ρ_m — см. табл. 4.32.

ГЛАВА 4.10. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.10.1. Предварительные напряжения в арматуре

Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} и σ'_{sp} должны назначаться с учетом допустимых отклонений ρ таким образом, чтобы

выполнялись условия

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser} \text{ и } \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}. \quad (4.140)$$

Значение p при механическом способе натяжения арматуры принимается равным $0,05 \sigma_{sp}$, а при электротермическом и электротермомеханическом — определяется по формуле

$$p = 30 + 360/l, \quad (4.141)$$

где l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

4.10.2. Потери предварительного напряжения

Значение предварительного напряжения (начальное) со временем уменьшается, т. е. происходят его потери, которые можно разделить на две группы.

Первые потери σ_{I1} , происходящие до окончания обжатия бетона: при натяжении на упоры — от релаксации напряжений арматуры σ_1 ; от температурного перепада, представляющего собой разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при нагреве бетона, σ_2 ; от деформации анкеров σ_3 и стальной формы σ_5 ; от трения арматуры об огибающие приспособления σ_4 ; от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 ; при натяжении на бетон — от деформации анкеров σ_3 , от трения арматуры о стенки каналов или огибающие приспособления σ_4 .

Вторые потери σ_{I2} , происходящие после обжатия бетона: при натяжении на упоры — от усадки бетона σ_8 ; ползучести бетона σ_9 ; при натяжении на бетон — от релаксации напряжений арматуры σ_1 ; усадки бетона σ_8 ; ползучести бетона σ_9 ; смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры при диаметре конструкций до 3 м σ_{10} ; деформации сжатия стыков между блоками составных конструкций σ_{11} .

Таким образом, первые потери при натяжении на упоры $\sigma_{I1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$; при натяжении на бетон $\sigma_{I1} = \sigma_3 + \sigma_4$. Вторые потери соответственно равны: $\sigma_{I2} = \sigma_8 + \sigma_9$ и $\sigma_{I2} = \sigma_1 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$. В отдельных случаях некоторые из указанных потерь могут не проявляться, например в цельных конструкциях $\sigma_{I1} = 0$.

Значения потерь определяются по табл. 4.33, при этом суммарную величину потерь $\sigma_I = \sigma_{I1} + \sigma_{I2}$ при проектировании конструкций во всех случаях следует принимать не менее 100 МПа.

Если заранее известен срок загрузки конструкции, величины потерь напряжений от усадки и ползучести бетона умножаются на коэффициент $\varphi_t = 4t/(100+3t)$, где t — время, сут, отсчитываемое: при определении потерь от усадки — со дня окончания бетонирова-

Т а б л и ц а 4.33. Потери предварительного напряжения арматуры, МПа

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
Первые потери		
1. Релаксация напряжений σ_1 арматуры:		
при механическом способе натяжения провололочной арматуры	$\left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,scr}} - 0,1\right) \sigma_{sp}$	—
то же, стержневой арматуры	$0,1\sigma_{sp} - 20$	—
при электро-техническом и электромеханическом способах натяжения провололочной арматуры	$0,05\sigma_{sp}$	—
то же, стержневой арматуры	$0,03\sigma_{sp}$	—
	Здесь значения σ_{sp} принимаются без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю	
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона) σ_2	$1,25\Delta t$ — для бетонов классов В15—В40; $1\Delta t$ — для бетона классов В45 и выше [где Δt — разность температур нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С]. При отсутствии точных данных принимается $\Delta t = 65$ °С. При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимаются равными нулю	— —

Продолжение табл. 4.33

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, σ_3	$\frac{\Delta l}{l} E_s,$ <p>где Δl — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. д., принимается $\Delta l = 2$ мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, $\Delta l = 1,25 + 0,15d$, d — диаметр стержня, мм; l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда), мм. При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении значения полного удлинения арматуры</p>	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s,$ <p>где Δl_1 — обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимается $\Delta l_1 = 1$ мм; Δl_2 — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимается $\Delta l_2 = 1$ мм; l — длина натягиваемого стержня (элемента), мм</p>
4. Трение арматуры σ_4 : о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	—	$\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \right),$ <p>где σ_{sp} — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов; ω и δ — коэффициенты, определяемые по табл. 4.34; x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад</p>
об огibaющие приспособления	$\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \theta}} \right),$ <p>где σ_{sp} — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов;</p>	—

Продолжение табл. 4.33

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
<p>5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций σ_5</p>	<p>δ — коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад</p> $\eta \frac{\Delta l}{l} E_s,$ <p>где η — коэффициент, при натяжении арматуры домкратом $\eta = (n-1)/2n$; при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом) $\eta = (n-1)/4n$; Δl — сближение упоров по линии действия усилия P, определяемое из расчета деформаций формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; n — число групп стержней, натягиваемых одновременно. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери от ее деформации принимаются равными 30 МПа. При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры</p>	—
<p>6. Быстронатекающая ползучесть σ_6 для бетона:</p> <p>а) естественного твердения</p>	$40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$ $40 \alpha + 85 \beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right)$ <p>при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha,$</p> <p>где α и β — коэффициенты, $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, но не бо-</p>	—

Продолжение табл. 4.33

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
	лее 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185R_{br}$, но не более 2,5 и не менее 1,1; σ_{br} — определяются на уровне центров тяжести продольной арматуры s и s' с учетом потерь по пп. 1—5 Для легкого бетона при передаточной прочности 11 МПа и ниже вместо множителя 40 принимается множитель 60	
б) подвергнуто-го тепловой обработке	Потери вычисляются по формулам п. 6 с умножением полученного результата на коэффициент 0,85	
Вторые потери		
7. Релаксация напряжений арматуры σ_1 :		
проволочной	—	$\left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp}$
стержневой	—	$0,1\sigma_{sp} - 20$ (см. пояснения к п. 1)
8. Усадка бетона σ_8	В бетоне естественно-	В бетоне, подвергнутом тепловой обработке при атмосферном давлении
тяжелого классов:	го твердения:	
а) В35 и ниже	40	35
б) В40	50	40
в) В45 и выше	60	50
мелкозернистого групп:		
г) А	Потери определяются по пп. 8а, б с умножением на коэффициент 1,3	
д) Б	Потери определяются по п. 8, а с умножением на коэффициент 1,5	
е) В	Потери определяются по пп. 8а—в как для тяжелого бетона естественного твердения:	

Продолжение табл. 4.33

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
легкого при мелком заполнителе:		
ж) плотном	50	45
з) пористом	70	60
9. Ползучесть бетона σ_9 :		
а) тяжелого и легкого при плотном мелком заполнителе	$150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$; $300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375)$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75$, где σ_{bp} — см. п. 6, но с учетом потерь по пп. 1—6 α — коэффициент, $\alpha = 1$ — для бетона естественного твердения, $\alpha = 0,85$ — для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении	
б) мелкозернистого групп:		
А	Потери вычисляются по формулам п. 9а с умножением результата на коэффициент 1,3	
Б	Потери вычисляются по формулам п. 9а с умножением результата на коэффициент 1,5	
В	Потери вычисляются по формулам п. 9а при $\alpha = 0,85$	
в) легкого при пористом мелком заполнителе	Потери вычисляются по формулам п. 9а с умножением результата на коэффициент 1,2	
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м) σ_{10}	—	$70 - 0,22d_{ext}$, где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций состоящих из блоков) σ_{11}	—	$\frac{n\Delta l}{l} E_s$, где n — число швов конструкций и оснастки по длине натягиваемой арматуры; Δl — обжатие

Продолжение табл. 4.33

Факторы, вызывающие потерю предварительного напряжения арматуры	Натяжение арматуры	
	на упоры	на бетон
		стыка, $\Delta l = 0,3$ мм для стыков, заполненных бетоном; $\Delta l = 0,5$ мм при стыковании сухо; l — длина натягиваемой арматуры, мм

Примечания: 1. Потери предварительного напряжения в натягаемой арматуре s' определяются так же, как и в арматуре s . 2. Для самонапряженных конструкций потери от усадки и ползучести бетона определяются по опытным данным.

Таблица 4.34. Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры δ и ω (см. табл. 4.33, п. 4)

Канал или поверхность	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков канатов	стержней периодического профиля
Канал с металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
Канал с бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
То же, образованный гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65
Бетонная поверхность	0	0,55	0,65

ния; при определении потерь от ползучести — со дня предварительного обжатия бетона.

Для конструкций, эксплуатация которых предполагается при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона должны быть увеличены на 25 %, за исключением конструкций из тяжелого и мелкозернистого бетонов, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП 2.01.01—82 и не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50 %.

Таким образом, предварительное напряжение в арматуре после проявления первых потерь $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1}$; после проявления всех потерь — $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} = \sigma_{sp} - \sigma_l$.

4.10.3. Контролируемое напряжение. Коэффициент точности натяжения арматуры

Значения напряжений в напрягаемой арматуре, контролируемые по окончании натяжения ее на упоры, составляют $\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$; контролируемые в месте приложения натяжного усилия при натяжении на бетон — $\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha \sigma_{bp}$ (здесь σ_{bp} — напряжение обжатия бетона усилием P в предварительно напряженной арматуре, определенным с учетом первых потерь).

Значение предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp} , определяемым по формуле

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \quad (4.142)$$

Знак «+» принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения, знак «-» — при благоприятном.

Значение предельно относительного отклонения предварительного напряжения $\Delta\gamma_{sp}$ при механическом способе натяжения арматуры принимается равным 0,1, а при электротермическом и электро-термомеханическом способах натяжения определяется по формуле

$$\Delta\gamma_{sp} = 9,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right), \quad (4.143)$$

но принимается не менее 0,1 [здесь p — см. формулу (4.141); n_p — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента].

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значение $\Delta\gamma_{sp}$ допускается принимать равным нулю.

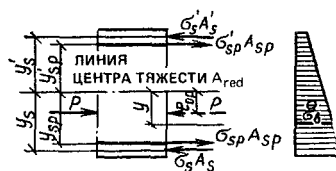
4.10.4. Усилия предварительного обжатия бетона

Для расчета конструкций принимают приведенное сечение, включающее площадь сечения бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т. д., а также площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, умноженную на отношение α модулей упругости арматуры и бетона. Бетоны разных классов или видов приводят к одному классу или виду исходя из отношения модулей упругости бетонов.

Площадь приведенного сечения в простейшем случае, когда использован один вид бетона и арматуры, можно получить по формуле $A_{red} = A_b + \alpha A_s$.

Статический момент и момент инерции относительно какой-либо оси можно вычислить соответственно по формулам $S_{red} = S_b + \alpha S_s$ и $I_{red} = I_b + \alpha I_s$.

Рис. 4.27. К расчету предварительного обжатия бетона



После отпуска предварительно напряженной арматуры с упоров или при ее натяжении на затвердевший бетон в сечениях железобетонного элемента возникает усилие предварительного обжатия P , которое может рассматриваться как внешняя сжимающая сила, действующая в общем случае внецентренно с эксцентриситетом e_{op} относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения (рис. 4.27),

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \quad (4.144)$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_s A'_s y'_s}{P}, \quad (4.145)$$

где σ_s и σ'_s — напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно s и s' , вызванные усадкой и ползучестью бетона и принимаемые равными при определении P_1 (усилие обжатия с учетом первых потерь) потерям напряжений от быстронатекающей ползучести σ_b , а при определении P_2 (усилие обжатия в стадии эксплуатации с учетом всех потерь) — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести $\sigma_b + \sigma_s + \sigma_p$; σ_{sp} и σ'_{sp} — предварительные напряжения в напрягаемой арматуре s и s' , принимаемые при определении P_1 с учетом первых потерь и при определении P_2 с учетом всех потерь; y_{sp} , y'_s , y_s и y'_s — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре.

Напряжение обжатия бетона в любом волокне нормального сечения железобетонного элемента определяется по правилам расчета упругих материалов по формуле

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} \pm P_{eop} y/I_{red}, \quad (4.146)$$

где A_{red} и I_{red} — соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения; y — ордината рассматриваемого волокна.

Максимальное напряжение σ_{bp} обжатия бетона на уровне крайнего сжатого волокна в стадии предварительного обжатия, определяемое с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} = 1$, в целях предотвращения появления продольных трещин не должно превышать значений (в долях от передаточной прочности бетона R_{bp}), указанных в табл. 4.35.

Таблица 4.35. Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона σ_{bp}/R_{bp} , не более

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	При расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
		—40 и выше		ниже —40	
		и обжатия			
		центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
Напряжение уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На упоры	0,85	0,95*	0,7	0,85
	На бетон	0,7	0,85	0,6	0,7
Напряжение увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,7	0,5	0,6
	На бетон	0,6	0,65	0,45	0,5

* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования $\mu_v \geq 0,5\%$ и длине не менее длины зоны передачи напряжений l_p допускается принимать значение $\sigma_{bp}/R_{bp} = 1$.

Примечание. Указанные значения σ_{bp}/R_{bp} для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже -40°C следует принимать на 0,05 меньше. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно п. 1.8 СНиП 2.03.01—84. Для легких бетонов классов В7,5—В12,5 значения σ_{bp}/R_{bp} следует принимать не более 0,3.

4.10.5. Длина зоны передачи напряжений

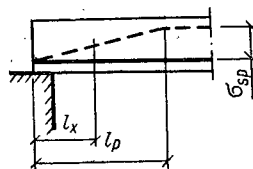
При отсутствии анкеров предварительное напряжение арматуры по длине стержня или проволоки меняется от нуля на концах до максимума σ_{sp} в промежуточной части (рис. 4.28). Соответственно и обжатие бетона меняется от нуля на торце элемента до максимума σ_{bp} на промежуточной части его длины.

Длина зоны передачи напряжений (см. рис. 4.28).

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d, \quad (4.147)$$

где значения ω_p и λ_p принимаются по табл. 4.36, значения σ_{sp} при расчете элементов по прочности равны большему из значений R_s и σ_{sp} ; при расчете элементов по трещиностойкости — значению σ_{sp} . Здесь σ_{sp} принимается с учетом первых потерь по пп. 1—5 табл. 4.33.

Рис. 4.28. К определению длины зоны передачи напряжений



Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б и из легкого бетона на порнстом мелком заполнителе, кроме классов В7,5—В12,5, значения ω_p и λ_p , приведенные в табл. 4.36, увеличиваются в 1,2 раза.

Т а б л и ц а 4.36. Коэффициенты для определения длины зоны передачи напряжений l_p напрягаемой арматуры, принимаемой без анкеров

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм	ω_p	λ_p
Стержневая арматура периодического профиля независимо от класса	Независимо от диаметра	0,25	10
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,4	40
	4	1,4	50
	3	1,4	60
Арматурные канаты классов:			
К-7	15	1	25
	12	1,1	25
	9	1,25	30
	6	1,4	40
К-19	14	1	25

Примечание. Для элементов из легкого бетона классов В7,5—В12,5 значения ω_p и λ_p увеличиваются в 1,4 раза.

Мгновенная передача усилий обжатия на бетон нежелательна, а при диаметре стержневой арматуры более 18 мм недопустима.

ГЛАВА 4.11. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕРАЗРЕЗНЫХ ПЛИТ И БАЛОК С УЧЕТОМ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Расчет с учетом перераспределения усилий значительно в большей мере отвечает фактической работе конструкций в стадии разрушения, чем расчет по упругой стадии. Изгибающие моменты с учетом перераспределения не должны приниматься менее 70 % моментов упругой системы.

Перераспределение моментов, связанное с возникновением пла-

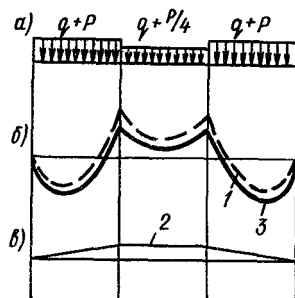


Рис. 4.29. Схема перераспределения изгибающих моментов

1 — эпюра моментов при невыгоднейшем перераспределении изгибающих моментов; 2 — эпюра, вызванная пластическими деформациями (так называемая добавочная эпюра); 3 — суммарная перераспределенная эпюра

стических деформаций, учитывают следующим образом. Сначала строят эпюры моментов обычным способом как для упругой системы при каждом невыгодном положении временной нагрузки (рис. 4.29, а). В качестве примера на рис. 4.29, б пунктирной линией изображена эпюра моментов 1 при невыгодном нагружении для крайних пролетов. Затем строят соответственные эпюры моментов 2 (рис. 4.29, в), вызванные пластическими деформациями (так называемые добавочные эпюры).

Ординаты добавочных эпюр на опоре (см. рис. 4.29, в) выбирают с таким расчетом, чтобы в перераспределенной эпюре наибольшие расчетные моменты были несколько выше, чем в эпюре, построенной по упругой стадии.

Свободный выбор ординат добавочных эпюр основывается на том, что в статически неопределимых системах распределение усилий зависит от размеров поперечных сечений; изменяя поперечные сечения, можно менять в достаточно широких размерах и усилия.

Для каждого нагружения выбирается особая добавочная эпюра. На рис. 4.29, в приведена добавочная эпюра для случая невыгодного нагружения крайних пролетов. Каждая эпюра моментов суммируется с соответственной добавочной эпюрой. Суммарная перераспределенная эпюра 3 изображена сплошной линией (см. рис. 4.29, б).

4.11.1. Расчет неразрезных плит с равными пролетами

Изгибающие моменты:

в средних пролетах

$$M = (g + p) l^2 / 16; \quad (4.148)$$

в крайних пролетах

$$M = (g + p) l^2 / 11 \quad (4.149)$$

¹ Неравнопролетные неразрезные плиты с пролетами, отличающимися не более чем на 10 %, разрешается рассчитывать по формулам равнопролетных плит.

Опорные моменты на средних опорах, кроме вторых от края перекрытия,

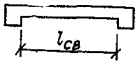
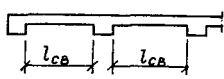
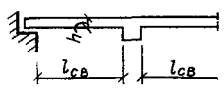
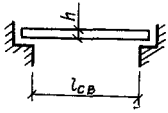
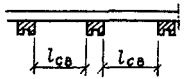
$$M = -(g + p) l^2 / 16. \quad (4.150)$$

Расчетные опорные моменты, вычисленные по этим формулам, относятся к сечениям на гранях опор.

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, несущая способность увеличивается на 20 % в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами, а также в сечениях крайних пролетов и над вторыми от края перекрытий опорами при $l_k/l \leq 1,5$ и на 10 % при $1,5 < l_k/l \leq 2$ (здесь l — расчетный пролет в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_k — пролет, расположенный вдоль края).

Расчетный пролет плит принимается в зависимости от способа опирания плиты по табл. 4.37.

Т а б л и ц а 4.37. Расчетные пролеты плит

Схема опирания плиты	Расчетный пролет плиты
	$l = l_{cb}$
	$l = l_{cb}$
	$l = l_{cb} + h/2$
	$l = l_{cb} + h$
	$l = 1,05 l_{cb}$

Опорные моменты на вторых от края перекрытия опорах

$$M = -(g + p) l^2 / 14. \quad (4.151)$$

4.11.2. Расчет неразрезных плит с неравными пролетами

Расчет начинают с большего пролета. Если больший пролет является крайним, то пролетный момент принимают в пределах

$$(g + p) l^2 / 11 \geq M > (g + p)^2 / 14. \quad (4.152)$$

Если большим является средний пролет, то пролетный момент принимают в пределах

$$(g + p) l^2 / 16 \geq M > (g + p) l^2 / 24. \quad (4.153)$$

Установив таким образом значение расчетного пролетного момента большего пролета, определяют опорные моменты этого пролета исходя из условия: полусумма опорных моментов (плюс момент в середине пролета) должна быть равна $(g + p) l^2 / 8$.

Полученные значения опорных моментов корректируются в соответствии с фактическим армированием на опорах. После этого приступают к определению расчетных моментов в соседних пролетах, соблюдая указанное выше условие.

Расчетные моменты (пролетные и опорные) определяют по табл. 4.38.

4.11.3. Расчет неразрезных равнопролетных второстепенных балок при равномерно распределенной нагрузке

Изгибающие моменты:
в средних пролетах

$$M = (g + p) l^2 / 16; \quad (4.154)$$

в крайних пролетах

$$M = (g + p) l^2 / 11. \quad (4.155)$$

Опорные моменты:

на средних опорах, кроме вторых от края перекрытия,

$$M = -(g + p) l^2 / 16, \quad (4.156)$$

на вторых от края опорах

$$M = -(g + p) l^2 / 14. \quad (4.157)$$

Расчетные опорные моменты, вычисленные по этим формулам, относятся к сечениям балок у граней опор.

Поперечные силы на концах пролетов:

у первой опоры

$$Q = 0,4 (g + p) l, \quad (4.158)$$

Таблица 4.38. Значения n_x для определения максимальных пролетных моментов $M_{\max} = (g+p)l^2/n_x$ в балочных плитах при заданных опорных моментах $M_{\text{лев}} = -(g+p)l^2/n_{\text{лев}}$ и $M_{\text{прав}} = -(g+p)l^2/n_{\text{прав}}$

$n_{\text{прав}}$	$n_{\text{лев}}$																	
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	∞
∞	14,2	13	12,5	11,9	11,5	11,2	11	10,7	10,4	10,3	10,1	10	9,9	9,8	9,7	9,6	9,5	8
24	22,2	19,6	18	17	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	13,1	12,9	12,6	12,5	12,3	12,1	12	9,5
23	22,7	20	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,2	13,1	12,8	12,6	12,4	12,2	12,1	9,6
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14	13,7	13,4	13,2	13	12,8	12,6	12,4	12,3	9,7
21	23,8	21	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,6	12,5	9,8
20	—	21,7	19,6	18,2	17	16,2	15,5	15	14,6	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	13	12,8	12,6	9,9
19	—	22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16	15,3	14,8	14,4	14,1	13,8	13,6	13,3	13,2	13,1	12,9	10
18	—	23,3	20,6	19,2	17,8	17	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4	14,1	13,9	13,6	13,4	13,2	13,1	10,1
17	—	24	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8	14,4	14,3	13,9	13,7	13,5	13,3	10,3
16	—	—	22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16	15,6	15,1	14,8	14,6	14,3	14	13,9	13,7	10,4
15	—	—	23,8	21,7	20	18,8	18	17,1	16,5	16,1	15,6	15,3	15	14,7	14,5	14,3	14,1	10,7
14	—	—	—	22,8	21,3	19,6	18,7	18	17,3	16,8	16,2	16	15,5	15,2	14,9	14,8	14,6	11
13	—	—	—	23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17	16,6	16,2	15,9	15,6	15,3	15,1	11,2
12	—	—	—	—	24	22,2	21,3	20	19,1	18,5	17,8	17,3	17	16,6	16,3	16,1	15,8	11,5
11	—	—	—	—	—	23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	19,2	18,7	18,2	17,7	17,2	17,1	17	11,9
10	—	—	—	—	—	—	—	23,8	22,6	21,6	20,6	20,1	19,6	18,9	18,5	18,2	18	12,5
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24	23,3	22,6	21,7	21	20,4	20	13
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23,8	23,2	22,7	22,2	14,2

у второй опоры

$$Q = 0,6 (g + p) l. \quad (4.159)$$

Во всех остальных пролетах поперечные силы определяются, как для простой балки, т. е.

$$Q = 0,5 (g + q) l. \quad (4.160)$$

Неравнопролетные второстепенные балки монолитных железобетонных перекрытий с пролетами, отличающимися один от другого не более чем на 10 %, разрешается рассчитывать по формулам равнопролетных балок. Опорные моменты определяют по большему из смежных пролетов.

Расчетные пролеты l принимают равными: для средних пролетов — расстоянию между прогонами в свету; в крайних пролетах при опирании балок на стену — расстоянию от боковой поверхности прогона до центра опоры на стену; в крайних пролетах при наличии по контуру перекрытия обвязочных балок — расстоянию в свету между прогоном и обвязочной балкой.

4.11.4. Огибающие эпюры моментов

Для определения мест отгибов арматуры или обрыва сварных каркасов необходимо построить огибающую эпюру моментов. На рис. 4.30 дан пример построения огибающей эпюры для трехпролетной балки; эпюру строят для двух систем нагрузок (рис. 4.30, *а, в*). Строить эпюру при невыгоднейшем расположении нагрузки для опорных моментов в данном случае излишне, поскольку опорный момент при всех схемах нагрузки принимается равным $(g+p)l^2/11$.

Откладываем от горизонтальной оси ординаты расчетных опорных моментов, равные $(g+p)l^2/11$, и соединяем полученные точки B_1 и C_1 , а также с точками A и D прямыми линиями AB_1 , B_1C_1 и C_1D (рис. 4.30, *б и г*).

От этих прямых строим эпюры моментов простой балки: в пролетах, нагруженных приведенной постоянной нагрузкой $(g+p)$, по параболе с максимальной ординатой посередине, равной $(g+p)l^2/8$; в пролетах, нагруженных приведенной постоянной нагрузкой $(g+p/4)$, по параболе с максимальной ординатой посередине, равной $(g+p/4)l^2/8$.

Наложив эпюры друг на друга, получаем огибающую эпюру (рис. 4.30, *д*), ограниченную в среднем пролете параболическими дугами m_1m_2 и B_1C_1 и прямыми B_1B , C_1C и BC , а в крайнем пролете — параболическими дугами $A_{m_1n_1}$ и B_{1d_1} и прямыми B_1B и AB .

Минимальные моменты для сечения на любом расстоянии от опоры вычислены следующим образом: из ординат параболы, отвечающей нагрузке $(g+p/4)$ и отсчитываемой от линии B_1C (см. рис.

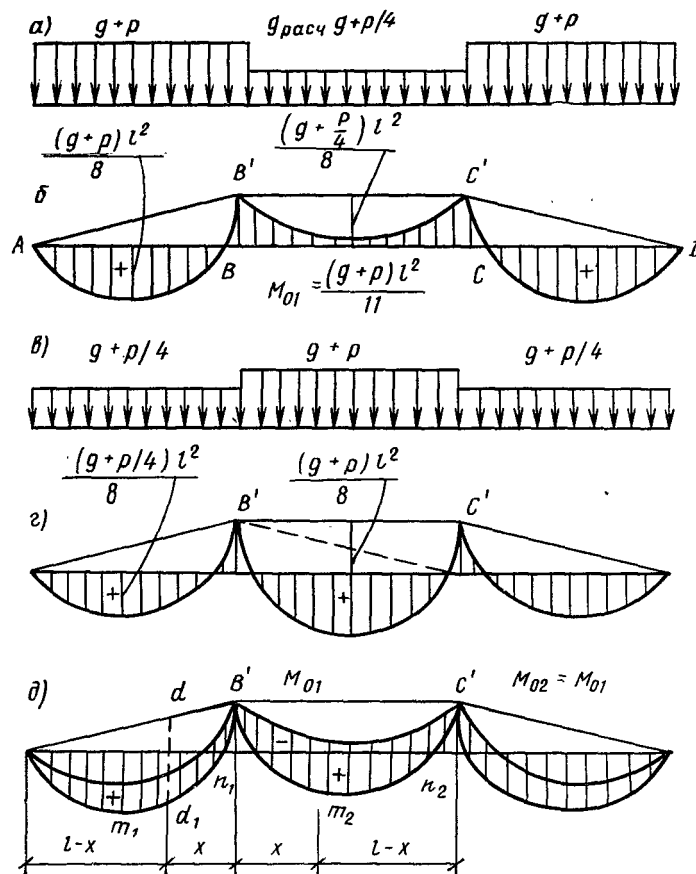


Рис. 4.30. Огибающая эпюра моментов

4.30, б), вычитают соответственные ординаты трапеции. Так, для среднего пролета

$$M = g_{расч} x(l-x)/2 - M_{01}(l-x)/l - M_{02} x^*/l. \quad (4.161)$$

В данном случае

$$M = g_{расч} x(l-x)/2 - M_0 = (g+p/4)x(l-x)/2 - (g+p)l^2/11. \quad (4.162)$$

* M_{01} и M_{02} приняты различными, так как имеется в виду общий случай.

Моменты M могут быть выражены формулой

$$M = \beta (g + p) l^2, \quad (4.163)$$

где β определяется в зависимости от соотношения нагрузок (табл. 4.39).

ГЛАВА 4.12. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЙ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

4.12.1. Отдельные прямоугольные плиты

Опирание по контуру учитывается при отношении длинной стороны к короткой не более 2, т. е. $l_2/l_1 \leq 2$. В зависимости от способа опирания каждой стороны плиты (свободно опертая или заделанная) различают шесть случаев опирания (рис. 4.31).

Максимальные пролетные изгибающие моменты по обоим направлениям при действии равномерно распределенной нагрузки

$$M_{1\max} = g l_1^2 / \varphi_{k1}; \quad (4.164)$$

$$M_{2\max} = g l_2^2 / \varphi_{k2}. \quad (4.165)$$

Эти формулы применимы лишь в тех случаях, когда при принятых конструктивных мерах исключена возможность приподнимания углов плиты при ее деформации. В противном случае

$$M_{1\max} = \chi_{k1} q l_1^2 / \varphi; \quad (4.166)$$

$$M_{2\max} = (1 - \chi_{k1}) q l_2^2 / \varphi, \quad (4.167)$$

где φ_{k1} , φ_{k2} , χ_{ki} — коэффициенты для всех случаев опирания в зависимости от l_2/l_1 (табл. 4.40). Индекс k указывает номер одного из шести возможных случаев опирания плиты; φ — коэффициент, принимаемый в зависимости от условий опирания: для плиты, заделанной с обоих концов, $\varphi=24$, заделанной с одного конца, $\varphi=128/9$, а для свободно опертой $\varphi=8$.

Опорные моменты:

при заделке с обоих концов

$$M_{оп1} = -\chi_{k1} q l_1^2 / 12; \quad (4.168)$$

$$M_{оп2} = -(1 - \chi_{k1}) q l_2^2 / 12, \quad (4.169)$$

при заделке с одного конца

$$M_{оп1} = -\chi_{k1} q l_1^2 / 8; \quad (4.170)$$

$$M_{оп2} = -(1 - \chi_{k1}) q l_2^2 / 8. \quad (4.171)$$

Все приведенные значения изгибающих моментов относятся к единице ширины средних полос плиты шириной $l_1/2$ и $l_2=l_1/2$. Для

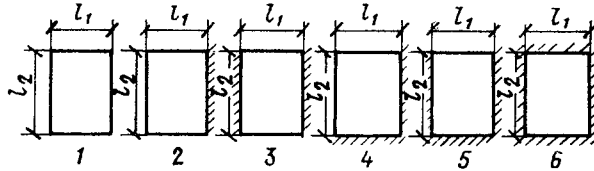


Рис. 4.31. Различные случаи опирания плиты

боковых четырех полос шириной каждая $1/4$ меньшей стороны плиты изгибающий момент на единицу ширины уменьшается вдвое.

Расчет плит, заделанных по трем сторонам со свободно висящей четвертой стороной, и при действии нагрузки, равномерно распределенной по всей плите, выполняется по формулам, приведенным на рис. 4.32.

Прямоугольные, свободно опертые по контуру плиты, нагруженные местной нагрузкой, распределенной по прямоугольной площадке, рассчитываются по формулам:

$$M_x = \beta_x p a_x a_y; \quad (4.172)$$

$$M_y = \beta_y p a_x a_y, \quad (4.173)$$

где β_x и β_y — определяются по табл. 4.41.

Моменты в прямоугольных плитах, нагруженных сосредоточенной силой, могут быть определены по формулам:

$$M_K = \alpha_K P; \quad (4.174)$$

$$M_D = \alpha_D P; \quad (4.175)$$

$$M_K^{оп} = -\beta_K P; \quad (4.176)$$

$$M_D^{оп} = -\beta_D P, \quad (4.177)$$

где α_K и α_D определяются по табл. 4.42.

Моменты в прямоугольных плитах, опертых на четыре точки, а также для случаев опирания по двум сторонам и в точке или по одной стороне и в двух точках, могут быть определены по табл. 4.43.

4.12.2. Неразрезные плиты

Постоянную нагрузку g в сочетании с невыгодно расположенной временной нагрузкой p (рис. 4.33, в) можно рассматривать как сумму двух нагрузок: нагрузки $q' = g + p/2$ (рис. 4.33, а) и нагрузки $q'' = \pm p/2$ (рис. 4.33, б), т. е. действующей в одном поле (рис. 4.33, в) в направлении, совпадающем с направлением нагрузки q , а в другом поле, расположенном в шахматном порядке, в обратном направле-

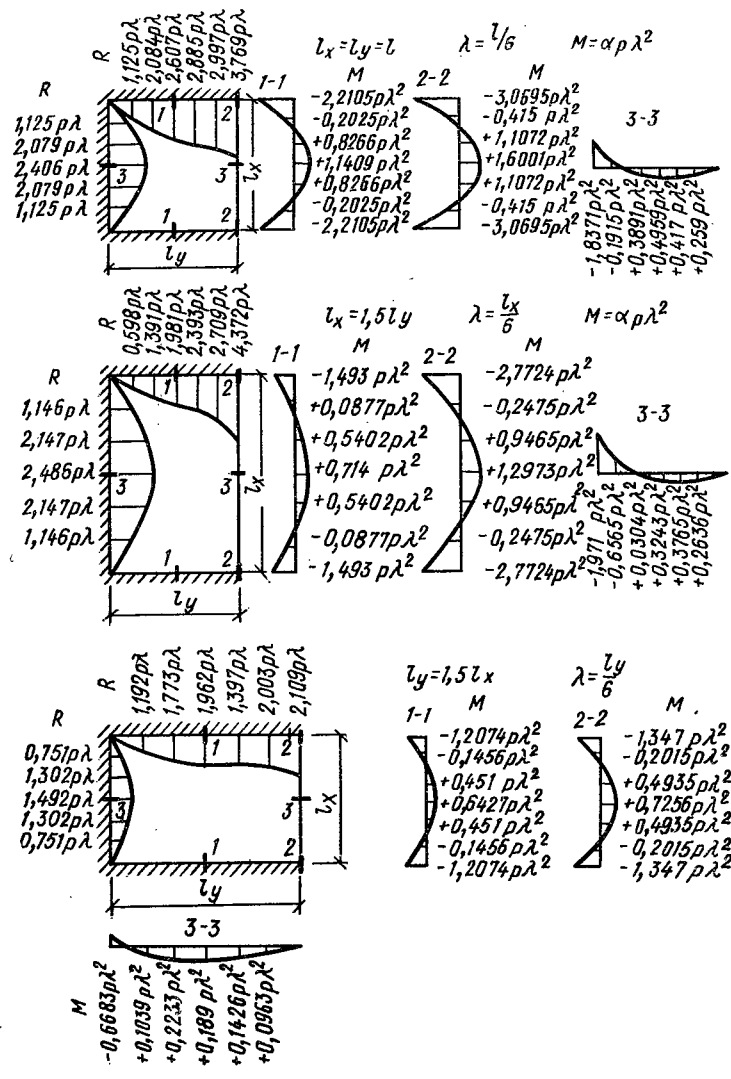


Рис. 4.32. Определение изгибающих моментов в плитах, зашеченных по трем сторонам

Таблица 4.40. Коэффициенты χ , φ для расчета прямоугольных плит

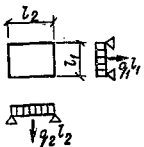
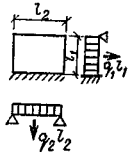
Схема	1 случай			Схема	2 случай				
	$\lambda=l_2/l_1$	χ_{11}	φ_{11}		φ_{12}	$\lambda=l_2/l_1$	χ_{21}	φ_{21}	φ_{22}
	0,5	0,0588	169,17	10,57		0,5	0,1351	140,91	11,28
	0,6	0,1147	94,94	12,3		0,6	0,2447	85,3	13,7
	0,7	0,1936	61,6	14,79		0,7	0,3751	59,24	18,19
	0,8	0,2906	43,97	18,01		0,8	0,5059	44,56	21,99
	0,9	0,3962	34,26	22,36		0,9	0,6212	35,74	23,37
	1	0,5	27,43	27,43		1	0,7143	29,93	36,75
	1,2	0,6747	19,45	40,34		1,2	0,8383	23,33	91,38
	1,4	0,7935	15,22	58,45		1,4	0,9057	20,04	100,28
	1,6	0,8676	12,88	84,43		1,6	0,9425	18,3	158,52
	1,8	0,913	11,45	121,69		1,8	0,9633	17,05	239,81
	2	0,9412	10,57	169,17		2	0,9756	16,5	357,03

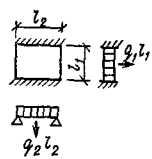
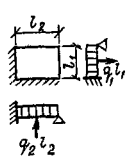
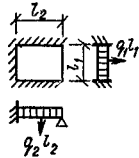
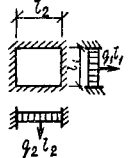
Схема	3 случай				Схема	4-случай			
	$\lambda=l_2/l_1$	χ_{31}	Φ_{31}	Φ_{32}		$\lambda=l_2/l_1$	χ_{41}	Φ_{41}	Φ_{42}
	0,5	0,2381	136,06	12,48		0,5	0,0588	271,75	16,98
	0,6	0,3932	87,62	16,12		0,6	0,1147	145,73	18,99
	0,7	0,5456	63,69	21,61		0,7	0,1936	90,16	21,65
	0,8	0,6709	50,42	29,56		0,8	0,2906	62,18	25,47
	0,9	0,7664	42,48	40,65		0,9	0,3962	46,58	30,56
	1	0,8333	37,47	55,74		1	0,5	37,15	37,15
	1,2	0,912	31,93	101,68		1,2	0,6747	27,01	56,01
	1,4	0,9505	29,18	175,88		1,4	0,7935	22,12	84,99
	1,6	0,9704	27,64	288,36		1,6	0,8676	19,49	127,72
	1,8	0,9813	26,71	450,72		1,8	0,913	17,95	188,41
	2	0,9877	26,09	675,81		2	0,9412	16,98	271,75

Схема	5 случай				Схема	6 случай			
	$\lambda=l_2/l_1$	χ_{51}	Φ_{51}	Φ_{52}		$\lambda=l_2/l_1$	χ_{61}	Φ_{61}	Φ_{62}
	0,5	0,1111	246,42	17,86		0,5	0,0588	436,53	27,28
	0,6	0,2058	138,61	20,68		0,6	0,1147	229,5	29,74
	0,7	0,3244	90,65	24,92		0,7	0,1936	139,24	33,43
	0,8	0,4503	66,24	30,98		0,8	0,2906	94,51	38,71
	0,9	0,5675	52,51	39,35		0,9	0,3962	70,1	46
	1	0,6667	44,18	50,57		1	0,5	55,74	55,74
	1,2	0,8057	35,27	84,25		1,2	0,6747	40,9	84,8
	1,4	0,8848	31,01	138,11		1,4	0,7935	34,08	130,92
	1,6	0,9291	28,73	219,29		1,6	0,8676	30,54	200,13
	1,8	0,9545	27,38	336,02		1,8	0,913	28,52	299,38
	2	0,9697	26,54	497,61		2	0,9412	27,28	436,53

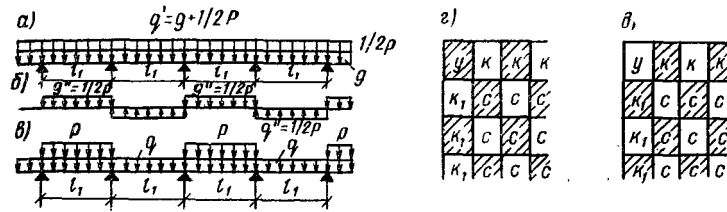


Рис. 4.33. Схема невыгоднейшего расположения нагрузки для плит, опертых по контуру (буквы «у», «к» «с» обозначают соответственно угловые, крайние и средние плиты)

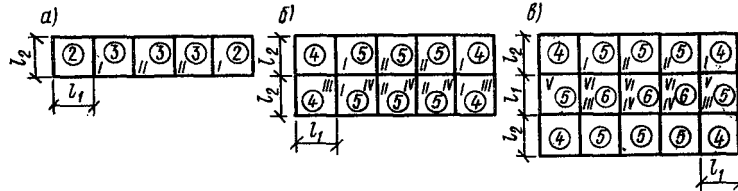


Рис. 4.34. Схема неразрезных плит, опертых по контуру (цифрами 2—6 обозначены случаи опирания панелей см. рис. 4.33)

нии (рис. 4.33, в). Соответственно этому M можно определить как сумму изгибающих моментов, вызываемых нагрузками q' и q'' .

Изгибающие моменты в неразрезных плитах определяются по следующим формулам.

Однорядная неразрезная плита (рис. 4.34, а). Пролетные изгибающие моменты:

в крайних пролетах

$$M_{1\max} = (q' / \varphi_{21} \pm q'' / \varphi_{11}) l_1^2; \quad (4.178)$$

$$M_{2\max} = (q' / \varphi_{-2} \pm q'' / \varphi_{11}) l_2^2; \quad (4.179)$$

в средних пролетах

$$M_{1\max} = (q' / \varphi_{31} \pm q'' / \varphi_{11}) l_1^2; \quad (4.180)$$

$$M_{2\max} = (q' / \varphi_{32} \pm q'' / \varphi_{12}) l_2^2. \quad (4.181)$$

Опорные изгибающие моменты:

у балок I

$$M_1 = -\chi_{31} q l_1^2 / 10; \quad (4.182)$$

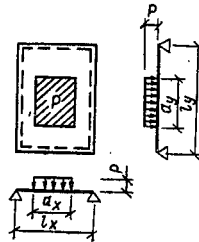
у балок II

$$M_{11} = -\chi_{31} q l_1^2 / 12. \quad (4.183)$$

Таблица 4.41. Значения β_x и β_y для расчета прямоугольных свободно опертых по контуру плит, нагруженных местной нагрузкой, распределенной по прямоугольной площадке

$$M_x = \beta_x p a_x a_y;$$

$$M_y = \beta_y p a_x a_y.$$



a_x/l_x	l_y/l_x	a_y/l_y									
		1		0,8		0,6		0,4		0,2	
		β_x	β_y	β_x	β_y	β_x	β_y	β_x	β_y	β_x	β_y
0,2	1	0,088	0,058	0,105	0,072	0,124	0,09	0,144	0,117	—	—
	1,2	0,094	0,045	0,125	0,065	0,144	0,083	0,164	0,111	—	—
	1,4	0,096	0,034	0,14	0,06	0,158	0,078	0,175	0,105	—	—
	1,6	0,096	0,025	0,15	0,055	0,166	0,073	0,185	0,1	—	—
	1,8	0,094	0,019	0,155	0,051	0,172	0,069	0,19	0,097	—	—
	2	0,09	0,012	0,158	0,048	0,175	0,066	0,193	0,094	—	—

0,4	1	0,07	0,055	0,084	0,067	0,096	0,081	0,108	0,103	0,117	0,144
	1,2	0,077	0,043	0,103	0,063	0,115	0,078	0,127	0,102	0,135	0,127
	1,4	0,081	0,031	0,117	0,056	0,129	0,073	0,139	0,097	0,149	0,126
	1,6	0,082	0,024	0,126	0,052	0,137	0,068	0,147	0,092	0,154	0,125
	1,8	0,082	0,017	0,131	0,048	0,142	0,065	0,152	0,088	0,161	0,123
	2	0,078	0,012	0,135	0,048	0,146	0,062	0,156	0,085	0,163	0,12
0,6	1	0,056	0,05	0,066	0,061	0,076	0,076	0,084	0,096	0,09	0,124
	1,2	0,064	0,039	0,085	0,057	0,096	0,07	0,102	0,091	0,107	0,118
	1,4	0,069	0,029	0,097	0,051	0,105	0,065	0,113	0,085	0,118	0,111
	1,6	0,071	0,022	0,106	0,047	0,114	0,061	0,119	0,081	0,125	0,107
	1,8	0,07	0,014	0,11	0,044	0,119	0,057	0,125	0,076	0,129	0,104
	2	0,068	0,011	0,113	0,041	0,121	0,056	0,127	0,075	0,133	0,102
1	1	0,036	0,036	—	—	0,05	0,056	0,055	0,07	0,058	0,088
	1,2	0,043	0,03	—	—	0,063	0,051	0,068	0,065	0,07	0,083
	1,4	0,047	0,024	—	—	0,072	0,048	0,077	0,059	0,08	0,079
	1,6	0,048	0,019	—	—	0,078	0,044	0,081	0,057	0,084	0,076
	1,8	0,048	0,015	—	—	0,081	0,041	0,085	0,054	0,088	0,072
	2	0,047	0,012	—	—	0,082	0,04	0,087	0,053	0,09	0,071

Т а б л и ц а 4.42. Значения α_k , α_d , β_k и β_d для расчета прямоугольных плит, нагруженных сосредоточенной силой, расположенной в центре:

$$M_k = \alpha_k P; M_d = \alpha_d P; M_k^{оп} = -\beta_k P; M_d^{оп} = -\beta_d P$$

l_d/l_k						
	α_k	α_d	α_k	α_d	β_k	β_d
1	0,146	0,146	0,108	0,108	0,094	0,094
1,1	0,162	0,143	0,118	0,104	0,113	0,083
1,2	0,179	0,141	0,128	0,1	0,126	0,074
1,3	0,198	0,14	0,136	0,096	0,139	0,063
1,4	0,214	0,138	0,143	0,092	0,149	0,055
1,5	0,230	0,137	0,15	0,088	0,156	0,047
1,6	0,244	0,135	0,156	0,086	0,162	0,04
1,7	0,258	0,134	0,16	0,083	0,167	0,035
1,8	0,27	0,132	0,162	0,08	0,171	0,03
1,9	0,28	0,131	0,165	0,078	0,174	0,026
2	0,29	0,13	0,168	0,076	0,176	0,022

Примечание. M_k и M_d — максимальные пролетные моменты в направлениях соответственно l_k и l_d ; $M_k^{оп}$ и $M_d^{оп}$ — опорные изгибающие моменты в направлениях l_d и l_k в середине сторон l_d и l_k .

Двухрядная неразрезная плита (рис. 4.34, б). Пролетные изгибающие моменты:

в крайних пролетах

$$M_{1max} = (q'/\varphi_{41} \pm q''/\varphi_{11}) l_1^2; \quad (4.184)$$

$$M_{2max} = (q'/\varphi_{42} \pm q''/\varphi_{12}) l_2^2; \quad (4.185)$$

в средних пролетах

$$M_{1max} = (q'/\varphi_{51} \pm q''/\varphi_{11}) l_1^2; \quad (4.186)$$

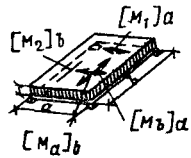
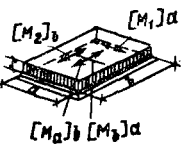
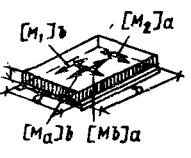
$$M_{2max} = (q'/\varphi_{52} \pm q''/\varphi_{12}) l_2^2. \quad (4.187)$$

Опорные изгибающие моменты:

у балок I

$$M_I = -\chi_{51} q l_1^2 / 10; \quad (4.188)$$

Таблица 4.43. Моменты в прямоугольных плитах, загруженных равномерно распределенной нагрузкой с опиранием: схема I — на четыре точки; схема II — по двум сторонам и в точке; схема III — по одной стороне и в двух точках

Схемы опирания	Моменты	$\gamma = a/b$						Множитель		
		1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5			
	$[M_2]_b$ $[M_1]_a$ $[M_0]_b$ $[M_0]_a$	0,1606	0,1541	0,1486	0,1435	0,1386	0,1339	pb^2		
	$[M_2]_b$ $[M_1]_a$ $[M_0]_b$ $[M_0]_a$	0,1198	0,1092	0,0986	0,0870	0,0739	0,0578		pb^2	
	$[M_1]_b$ $[M_2]_a$ $[M_0]_b$ $[M_0]_a$	0,1314	0,1462	0,1639	0,1844	0,2073	0,2326			pa^2
		0,1444	0,147	0,1498	0,1526	0,1552	0,1578			
		0,0364	0,0468	0,0589	0,0729	0,0889	0,1070			
		0,1121	0,1097	0,1069	0,1038	0,1007	0,0977			

у балок II

$$M_{II} = -\chi_{51} q l_1^2 / 12; \quad (4.189)$$

у балок III

$$M_{III} = -\frac{(1 - \chi_{11}) q l_2^2}{8}; \quad (4.190)$$

у балок IV

$$M_{IV} = -(1 - \chi_{51}) q l_2^2 / 8. \quad (4.191)$$

Трехрядная неразрезная плита (рис. 4.34, а). В плитах первого и третьего рядов пролетные изгибающие моменты определяются по тем же формулам, что и в двухрядной неразрезной плите.

В плитах среднего ряда:

в крайних пролетах

$$M_{1\max} = (q' / \Phi_{51} \pm q'' / \Phi_{11}) l_1^2; \quad (4.192)$$

$$M_{2\max} = (q' / \Phi_{51} \pm q'' / \Phi_{12}) l_2^2; \quad (4.193)$$

в средних пролетах

$$M_{1\max} = (q' / \Phi_{61} \pm q'' / \Phi_{11}) l_1^2; \quad (4.194)$$

$$M_{2\max} = (q' / \Phi_{62} \pm q'' / \Phi_{12}) l_2^2. \quad (4.195)$$

Опорные изгибающие моменты:

у балок I

$$M_I = -\chi_{51} q l_1^2 / 10; \quad (4.196)$$

у балок II

$$M_{II} = -\chi_{51} q l_1^2 / 12; \quad (4.197)$$

у балок III

$$M_{III} = -\Phi_{61} q l_1^2 / 10; \quad (4.198)$$

у балок IV

$$M_{IV} = -\chi_{61} q l_1^2 / 12; \quad (4.199)$$

у балок V

$$M_V = -\chi_{51} q l_1^2 / 10; \quad (4.200)$$

у балок VI

$$M_{VI} = -(1 - \chi_{61}) q l_2^2 / 10. \quad (4.201)$$

Для плиты 5 направление l_1 всегда должно быть параллельно свободно опертому краю, так как в этом предположении вычислены соответствующие коэффициенты.

Рекомендации по армированию плит. По экономическим и конструктивным соображениям при подборе сечения арматуры плит рекомендуется:

а) при армировании плит отдельными стержнями или плоскими сварными сетками соотношение A_{s2}/A_{s1} между площадями сечения арматуры, укладываемой на 1 м ширины плиты, назначать в зависимости от отношения пролетов плиты l_2/l_1 ;

Рекомендуемые соотношения площадей арматуры

l_2/l_1	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
A_{s2}/A_{s1}	1—0,8	0,9—0,7	0,8—0,6	0,7—0,5	0,6—0,4	0,65—0,35

Продолжение

l_2/l_1	1,6	1,7	1,8	1,9	2
A_{s2}/A_{s1}	0,5—0,3	0,45—0,25	0,4—0,2	0,35—0,2	0,2—0,15

б) при армировании плит рулонными сварными сетками применять для отношения сторон панелей $l_2/l_1 < 1,5$ сетки с квадратными ячейками и одинаковыми диаметрами стержней обоих направлений, а для отношения сторон панелей $l_2/l_1 > 1,5$ принимать приведенные выше значения соотношения A_{s2}/A_{s1} между площадями сечения арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты;

в) соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматуры, укладываемой на 1 м плиты, назначать в пределах 1—2,5; при этом для средних пролетов рекомендуется принимать эти соотношения ближе к 2,5.

Для плит, окаймленных со всех сторон балками или ребрами за счет благоприятного влияния распора, рекомендуется для средних полей плит и над средними опорами уменьшать расчетное сечение арматуры на 20 %; в крайних полях плит и над вторыми от края перекрытия опорами: при $l_k/l < 1,5$ —на 20 %; при $1,5 \leq l_k/l \leq 2$ —на 10 %; при $l_k/l > 2$ уменьшения площади сечения арматуры не производится (здесь l — расчетный пролет в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_k — пролет крайнего поля, измеряемый вдоль края перекрытия).

4.12.3. Балки, поддерживающие плиты

Нагрузка на балки, поддерживающие плиты, определяется приближенно по площадям фигур, ограниченных биссектрисами углов контура плиты (рис. 4.35).

В прямоугольной плите при заданной равномерно распределенной нагрузке q нагрузка, приходящаяся на короткую сторону, $p_1 = \frac{1}{4} q l_1^2$, а на длинную сторону $\frac{1}{4} q l_1 (2l_2 - l_1)$.

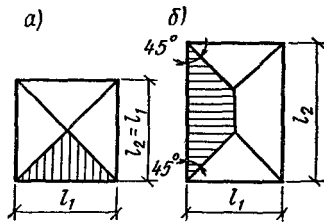


Рис. 4.35. Схема распределения нагрузки на контурную балку
 а — при квадратной плите; б — при прямоугольной плите

Изгибающие моменты, возникающие в балках от этих нагрузок, при учете нагрузки, действующей с одной стороны, при свободном опирании плиты

$$M_1 = ql_1^3/24; \quad (4.202)$$

$$M_2 = ql_1 (3l_2^2 - l_1^2)/49. \quad (4.203)$$

При нагрузках с обеих сторон полученные значения должны быть удвоены.

Изгибающие моменты, возникающие в неразрезных балках, могут быть определены на основании уравнения трех моментов с учетом треугольной или трапецидальной нагрузки.

Для балок с равными пролетами опорные моменты можно определять по таблицам для неразрезных равнопролетных балок, вводя эквивалентную равномерно распределенную нагрузку:

для треугольной нагрузки

$$q_э = \frac{5}{8} p;$$

для трапецидальной нагрузки

$$q_э = (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3) p; \quad \alpha = \frac{l_1}{2l_2},$$

где p — максимальная нагрузка в середине пролета, равная $ql_1/2$ при нагрузке балки с одной стороны.

Определив опорные моменты, находят пролетные моменты обычным путем.

При трапецидальной нагрузке изгибающий момент на участке с нагрузкой постоянной интенсивности

$$M_x = \frac{1}{2} q \left[l_2 x - x^2 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_1}{2} \right)^2 \right] + M_{n-1} + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_2} x \quad (4.204)$$

достигает максимума при

$$x = l_2/2 + (M_n - M_{n-1})/ql_2.$$

При треугольной нагрузке изгибающий момент

$$M_x = \frac{ql_1}{4}x - \frac{qx^3}{3l_1} + M_{n-1} + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_1}x \quad (4.205)$$

и достигает максимума при

$$x = \sqrt{l_1^2/4 + (M_n - M_{n-1})/q}$$

В крайних балках вычисленные значения изгибающих моментов и поперечных сил уменьшаются вдвое.

4.12.4. Кессонные перекрытия

Кессонными называются перекрытия (рис. 4.36), состоящие из плиты и балок, расположенных по двум направлениям и образующих сетку с отношением сторон менее двух. Плиты рассчитывают как прямоугольные или квадратные, опертые по контуру. При расчете балок различают в зависимости от их расположения три случая.

1. Балки расположены только по колоннам (рис. 4.36, а). Для расчета балок вырезают полосы в обоих направлениях шириной, равной полусумме прилегающих пролетов.

Изгибающие моменты в вырезанных полосах определяют как в многопролетных неразрезных балках и из определенных таким образом опорных и пролетных моментов вычитают изгибающие моменты, воспринимаемые плитами.

Поперечные силы в балках определяют из расчета на равномерно распределенную нагрузку, приходящуюся на вырезанные полосы. Плиты в этом случае рассчитывают как прямоугольные или квадратные, опертые по контуру.

2. Кроме главных балок, расположенных по колоннам, в кессонном перекрытии имеются второстепенные балки, опирающиеся на главные балки или стены и образующие сетки (рис. 4.36, б). В этом случае при определении изгибающих моментов пренебрегают моментами, воспринимаемыми плитами (ввиду их малости).

Второстепенные балки рассчитывают так же, как неразрезные, на соответственные нагрузки, передающиеся через плиту.

3. Кессонное перекрытие состоит из системы перекрестных балок, опирающихся на стены или прогоны. Панели перекрытия в плане могут иметь квадратную или прямоугольную форму. Число балок произвольное, а направление их — перпендикулярное (рис. 4.36, в) или под углом 45° к сторонам перекрытия (рис. 4.36, г).

Систему балок рассчитывают как пространственную сетку, причем в запас прочности можно пренебречь влиянием крутящих моментов. Расчет системы целесообразно производить методом сил,

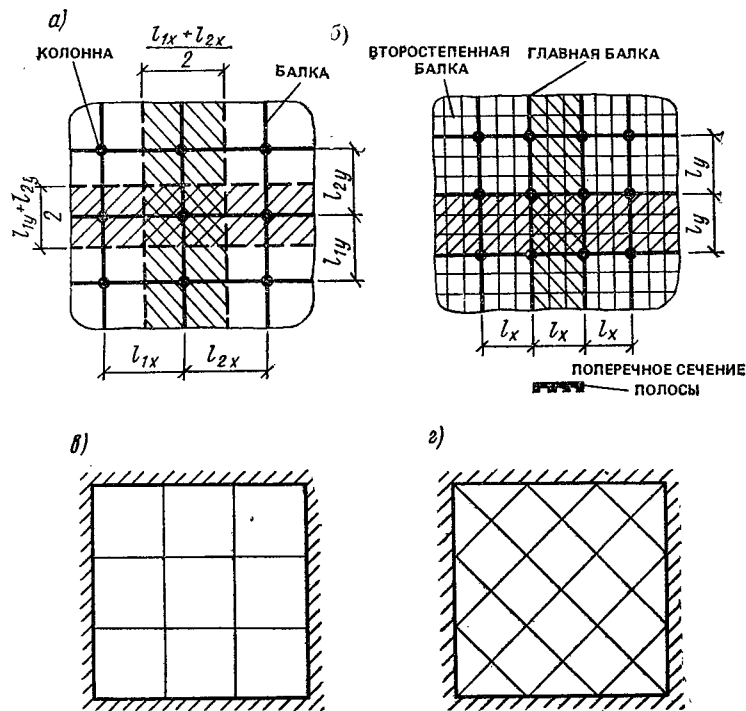


Рис. 4.36. Схемы кессонных перекрытий

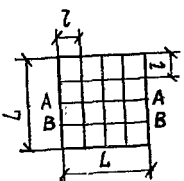


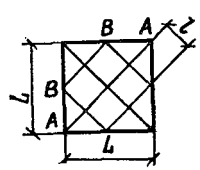
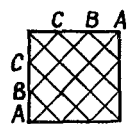
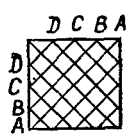
a — схема с балками, расположенными только по колоннам; *б* — схема с главными и второстепенными балками; *в* — схема с перекрестными ортогонально расположенными балками; *г* — схема с перекрестными диагонально расположенными балками

приняв, что нагрузка, расположенная на перекрытии, передается в узлах сетки в виде сосредоточенных сил. Расчет выполняют в следующем порядке: выбирают основную систему в виде балок, расположенных в обоих направлениях, и строят эпюры моментов от каждого воздействия в отдельности; определяют коэффициенты при лишних неизвестных и свободные члены канонических уравнений; решая системы уравнений, определяют лишние неизвестные; строят окончательные эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

В случаях когда расстояние между балками не более 1 м и число балок не менее 4, перекрытие в целом рассчитывают как плиту, опертую по контуру.

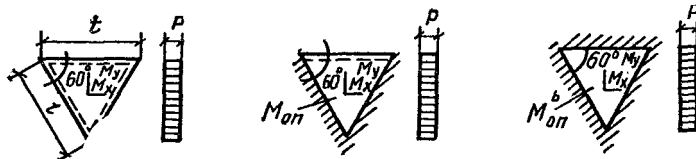
Расчет балок квадратных кессонных перекрытий, свободно опертых по четырем сторонам, производится по табл. 4.44.

Таблица 4.44. Расчет балок кессонных перекрытий
(q — нагрузка на 1 м^2 перекрытия)

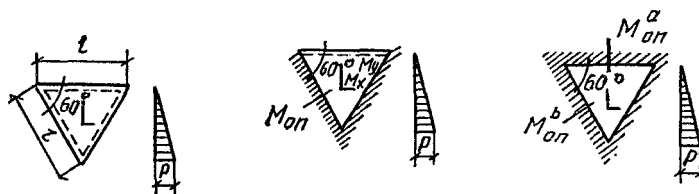
Схема перекрытия	Обозначение балки	Нагрузка на балку (множитель ql)	Максимальный изгибающий момент (множитель ql)
	AA BB	0,562 0,415	0,0703 0,052
	AA BB	0,55 0,316	0,0686 0,0395
	AA BB CC	0,635 0,523 0,293	0,0794 0,0654 0,0366
	AA BB	0,305 0,596	0,0382 0,0746
	AA BB CC	0,34 0,302 0,583	0,0425 0,0378 0,0729
	AA BB CC DD	0,311 0,341 0,308 0,57	0,389 0,0427 0,0385 0,0713

4.12.5. Треугольные плиты

Максимальные пролетные изгибающие моменты M_x , M_y и опорные моменты $M_{оп}$ в треугольных равносторонних и равнобедренных плитах при действии равномерно распределенной или изменяющейся по треугольнику нагрузки определяют по следующим формулам:



$$\begin{aligned}
 M_x &= 0,01758pl^2 & M_x &= 0,00930pl^2 & M_x &= 0,00812pl^2 \\
 M_y &= 0,01538pl^2 & M_y &= 0,00980pl^2 & M_y &= 0,00716pl^2 \\
 M_{оп} &= -0,02136pl^2 & M_{оп} &= -0,01787pl^2
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 M_x &= 0,00739pl^2 & M_x &= 0,00373pl^2 & M_x &= 0,00344pl^2 \\
 M_y &= 0,00425pl^2 & M_y &= 0,00227pl^2 & M_y &= 0,00224pl^2 \\
 M_{оп} &= -0,00752pl^2 & M_{оп}^0 &= -0,00681pl^2 \\
 & & M_{оп}^b &= -0,00452pl^2
 \end{aligned}$$

ГЛАВА 4.13. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.13.1. Общие положения

Минимальные размеры сечения элементов

Толщина монолитных плит, мм, не менее:	
для покрытий	40
для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий	50
для плит из легкого бетона класса В7,5 и ниже во всех случаях	70

Минимальная толщина сборных плит определяется из условия обеспечения требуемой толщины защитного слоя бетона и условий расположения арматуры по толщине плиты (см. ниже).

Размеры плиты зависят от ее статической схемы и приложенной к ней нагрузки. Пролет l_1 может быть до 4 м; толщина h должна составлять при свободном опирании не менее $1/45 l_1$, при заделанных концах — не менее $1/50 l_1$.

Класс бетона по прочности на сжатие для плит В15—В20, армирование плит производится отдельными стержнями или сварными сетками.

Рабочие стержни принимают диаметром 5—12 мм. Размещают их в средней части пролета и над опорами (стержни верхней арматуры) при толщине плиты h до 150 мм на расстоянии не более 200 мм друг от друга и при большей толщине — на расстоянии не более $1,5 h$. Над опорами это расстояние должно быть не менее 100 мм. Расстояние между стержнями, заводимыми за грань опоры, не должно превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $1/3$ площади сечения стержней в пролете, полученной из расчета по наибольшему изгибающему моменту. Диаметр монтажных стержней 4—8 мм, их общее сечение — не менее 10 % расчетного сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Размещают монтажные стержни через 250—300 мм, но не реже чем в 350 мм друг от друга.

Балки могут быть прямоугольного, таврового и двутаврового сечения. Высота балок h в зависимости от статической схемы и нагрузки колеблется в пределах $1/10—1/20$ пролета.

Ширина прямоугольных балок принимается равной (0,25—0,5) h . По экономическим соображениям пролет железобетонных балок принимается до 18 м, но не более 24 м.

Армирование балок производится вязаными, но чаще сварными каркасами. Продольная рабочая арматура размещается (как и в плитах) в растянутой зоне в соответствии с эпюрой момента. По сечению она располагается в зависимости от количества в один или два ряда с требуемыми зазорами. В балках шириной 150 мм и более предусматривают не менее двух (по углам) доводимых до опоры продольных стержней, при меньшей ширине и армировании сварными каркасами допускается установка одного стержня.

В сжатой зоне ставится монтажная арматура.

Размеры сечений внецентренно сжатых элементов принимаются такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала:

для железобетонных элементов	200 (для прямоугольных сечений при $l_0/h \leq 60$)
для колонн, являющихся элементами зданий	120 (при $l_0/h \leq 35$)
для бетонных элементов	90 (при прямоугольных сечений при $l_0/h \leq 26$)

4.13.2. Арматура, сетки и каркасы

Сварные сетки применяют рулонные и плоские. Стержни сеток укладывают в двух взаимно перпендикулярных направлениях и соединяют при помощи контактной точечной сварки. Сетки изготовляют из обыкновенной по стандарту арматурной проволоки Вр-I диаметром 3—5 мм, стержневой арматуры класса А-III диаметром 6—8 мм*, они также могут быть из стержневой арматуры классов А-I и А-II.

Рабочую арматуру в сварных сетках располагают в продольном, поперечном и в обоих направлениях.

Диаметр продольных стержней в рулонных сетках должен быть не более 5 мм, в плоских сетках из арматуры классов А-III и А-II — не более 10 мм и из арматуры класса А-I — не более 12 мм. Диаметр поперечных стержней из арматуры класса А-III должен быть не более 8 мм, из арматуры класса А-I не более 10 мм.

При проектировании гнутых стержней диаметры и углы загиба должны отвечать требованиям табл. 4.45. Длина гнутых стержней определяется по оси стержня.

Т а б л и ц а 4.45. Диаметры и углы загиба

Класс арматуры	Минимальный диаметр загиба в свету при диаметре стержня d , мм		Максимальный угол загиба, град
	18 и менее	20 и более	
А-I, Ас-II, марки 10ГТ	$2,5d$	$2,4d$	Не ограничен
А-II	$4d$	$6d$	180
А-III	$6d$	$8d$	90*
Вр-I	$4d$	—	Не ограничен

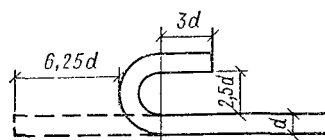
* Допускается загибать стержни на 180° при снижении расчетного сопротивления растяжению на 10 %.

Размеры крюков для анкеровки гладких стержней арматуры должны приниматься в соответствии с рис. 4.37.

Сварные соединения арматуры. Арматуру из горячекатаной стали гладкого и периодического профилей, термически упрочненной стали класса Ат-IIIС и обыкновенной арматурной проволоки изготовляют с применением контактной сварки — точечной и стыковой. Допускается применение полуавтоматической дуговой сварки, а также ручной.

* Сортамент сварных сеток приведен в прил. 5.

Рис. 4.37. Размеры крюков на концах стержней гладкой рабочей арматуры



Типы сварных соединений и способы сварки арматуры назначаются с учетом условий эксплуатации и свариваемости стали, технико-экономических показателей и технологических возможностей предприятия-изготовителя (табл. 4.46).

В заводских условиях при изготовлении сварных арматурных сеток, каркасов и соединений по длине отдельных стержней применяют преимущественно контактную сварку — точечную и стыковую (см. поз. 1.2 и 5 табл. 4.46).

Для соединения между собой стержневой арматуры диаметром 10—18 мм при монтаже, а также для соединения стержневой арматуры с сортовым прокатом (закладными деталями) или с анкерными и закрепляющими устройствами применяется ручная дуговая сварка протяженными швами [см. поз. 15 и 16 (табл. 4.46)]. При повышенных требованиях к прочности соединения (не более 50 % прочности стыкуемого стержня) допускается сварка стержней диаметром 8 мм. Сварка стержней протяженными швами при диаметрах 20 мм и более допускается при специальном обосновании.

При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку для соединения по длине заготовок арматуры диаметром 10 мм и более (см. поз. 15 и 16 табл. 4.46), а также при выполнении крестообразных соединений арматурных сеток с ненормированной прочностью (см. поз. 3 табл. 4.46).

Расположение арматуры, анкеров, стыков. Защитный слой бетона. Толщина защитного слоя должна составлять, как правило, не менее диаметра стержня и не менее значений, указанных в табл. 4.47.

Для сборных элементов из тяжелого бетона класса В20 и выше толщину защитного слоя для продольной арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее величин, указанных в табл. 4.47.


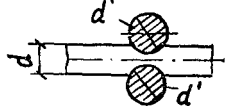
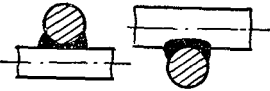


Для железобетонных плит из тяжелого бетона класса В20 и выше, изготавливаемых на заводах в металлических формах и защищаемых сверху в сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать равной 5 мм.

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже толщина защитного слоя должна составлять, мм: для продольной рабочей арматуры — не менее 20; для наруж-

Таблица 4.46. Типы сварных


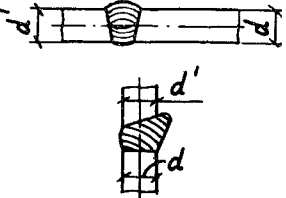
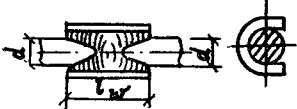
Способ сварки	Обозначение соединения по ГОСТ 14:98—85 (над чертой) и номер позиции табл. 1 по СН 393-78 (под чертой)	Положение стержней при сварке	Класс (марка) арматурной стали
Крестообразные			
1. Контактная точечная двух стержней	$\frac{K1}{1A}$	Горизонтальное (возможно вертикальное в кондукторах)	A-I A-II A-III At-IIIС Bp-I B-I
2. То же, трех стержней	$\frac{K2}{1B}$	То же	A-I A-II A-III At-IIIС Bp-I B-I
3. Ручная дуговая точечными прихватками	$\frac{K3}{2}$	Горизонтальное и вертикальное	A-I A-II (BCT5сп2) A-II (BCT5пс2) Ac-II A-III (25Г2С) At-IIIС
4. То же, с принудительным формированием шва	$\frac{—}{3}$	Вертикальное	A-I, A-II A-III At-IIIС
Стыковые			
5. Контактная стыковая	$\frac{C1; C2}{4A}$	Горизонтальное	A-I A-II A-III At-IIIС

соединений и способы сварки

Диаметр стержней, мм	Схема конструкции соединения	Дополнительные указания
соединения		
6—40 10—40 6—40 10—28 3—5 3—5		$d'/d=0,25-1$
6—40 10—40 6—40 10—22 3—5 3—5		$d'/d=0,5-2$
10—40 10—28 10—18 10—32 10—28 10—22		В условиях отрицательных температур допускается применять сварные соединения только из арматурной стали классов А-I и Ас-II Сварка применяется для соединений с ненормированной прочностью
10—40 14—18		Сварка допускается для соединения стержней в основном для монолитного железобетона. Сварка выполняется в инвентарных формах
соединения		
10—40 10—40 10—40 10—22		$d'/d=0,85-1$ Допускается $d'/d \geq 0,3$ при применении специального устройства, обеспечивающего предварительный нагрев стержня большего диаметра

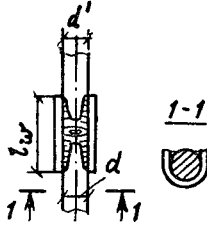
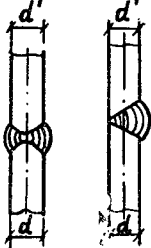
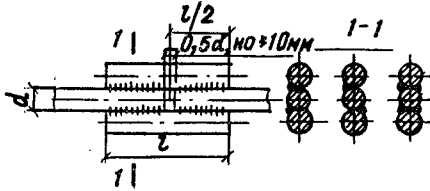
Способ сварки	Обозначение соединения по ГОСТ 14098—85 (над чертой) и номер позиции табл. 1 по СН 393-78 (под чертой)	Положение стержней при сварке	Класс (марка) арматурной стали
6. Контактная стыковая с последующей механической обработкой	<u>C3; C4</u> 4Б	Горизонтальное	А-II А-III Ат-IIIС
7. Ванная механизированная под флюсом	<u>C5; C8—C11</u> 5А, 6А	Горизонтальное и вертикальное	А-I, А-II, А-III
8. Дуговая механизированная порошковой проволокой	<u>C6; C9; C12</u> 5Б; 6Б	»	»
9. Ванная одноэлектродная	<u>C7; C10; C13</u> 5В; 6В	»	»
10. Дуговая механизированная порошковой проволокой	<u>C14; C17</u> —	Горизонтальное и вертикальное	На стальной А-I А-II А-III Ат-IIIС
11. Ванно-шовная	<u>C15</u> 9Г	Горизонтальное	»

Продолжение табл. 4.46

Диаметр стержней, мм	Схема конструкции соединения	Дополнительные указания
10—40 10—40 10—22		Рекомендуется для конструкций, работающих на многократно повторяющиеся нагрузки
20—40		$d'/d=0,5-1$ Допускается сварка горизонтальных спаренных стержней из арматуры класса А-III, диаметром 32—40 мм при $d'/d=1$
скосе-накладке 20—40 20—40 20—40 20—22		$d'/d=0,5-1$

Способ сварки	Обозначение соединения по ГОСТ 14098—85 (над чертой) и номер позиции табл. 1 по СН 393-78 (под чертой)	Положение стержней при сварке	Класс (марка) арматурной стали
<p>12. Дуговая механизированная открытой дугой голый легированной проволокой</p> <p>13. Ручная дуговая многослойными швами</p>	<p><u>C16; C18</u> 9B; 10B</p> <p><u>C19</u> 10B</p>	<p>Горизонтальное и вертикальное</p> <p>Вертикальное</p>	<p>То же</p> <p>»</p>
14. То же, без дополнительных технологических элементов	<p><u>C20</u> 11</p>	То же	<p>A-I A-II A-III</p>
15. Ручная дуговая протяженными швами с накладками из стержней	<p><u>—</u> 12</p>	Горизонтальное и вертикальное	<p>A-I A-II A-III At-IIIС</p>

Продолжение табл. 4.46

Диаметр стержней, мм	Схема конструкции соединения	Дополнительные указания
		—
20—40		$d'/d=0,5-1$
10—40 10—40 10—40 10—22		Длина накладок l для арматуры классов: А-I — $6d$, А-II, А-III и Ат-IIIС — $8d$ Для арматуры классов А-I, А-II и А-III допускаются двусторонние швы с длиной накладок $l=4d$

Способ сварки	Обозначение соединения по ГОСТ 14098—85 (над чертой) и номер позиции табл. 1 по СН 393-78 (под чертой)	Положение стержней при сварке	Класс (марка) арматурной стали
16. Ручная дуговая протяженными швами двух стержней	— 13	Горизонтальное и вертикальное	<p style="text-align: center;">Нахлесточные</p> А-I А-II А-III Ат-IIIС

Примечание. Указания по сварке высокопрочной стержне-2.03.01—84* (обязательное прил. 3) и ГОСТ 14098—85.

ных стеновых панелей (без фактурного слоя) — не менее 25; для поперечной, конструктивной и распределительной арматуры — не менее 15.

В изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых при $M_t/M_c > 0,3h$ элементах, кроме фундаментов, толщина защитного слоя для растянутой рабочей арматуры, как правило, не должна превышать 50 мм. В защитном слое толщиной свыше 50 мм следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток. При этом площадь сечения продольной арматуры сеток должна быть не менее $0,05 A_s$.

Для свободной укладки в форму цельных арматурных стержней, сеток или каркасов, идущих по всей длине или ширине изделия, концы этих стержней должны отстоять от грани элемента при соответствующем размере изделия: до 9 м — на 10 мм, до 12 м — на 15 мм, свыше 12 м — на 20 мм.

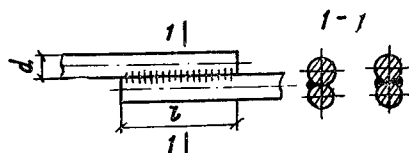
Минимальное расстояние между стержнями арматуры. Расстояние в свету между отдельными стержнями продольной арматуры

Продолжение табл. 4.46

Диаметр стержней, мм	Схема конструкции соединения	Дополнительные указания
----------------------	------------------------------	-------------------------

соединения

10—40
10—25
10—25
10—18



Длина нахлестки l для арматуры классов: А-I— $6d$; А-II; А-III и Ат-IIIС— $8d$. Для арматуры классов: А-I и А-II марки 1СГТ допускаются двухсторонние швы с длиной нахлестки $l = 4d$

вой арматуры классов А-IV, Ат-IVС, А-V и А-VI приведены в СНиП

и между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов принимается не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение: для нижней арматуры — не менее 25 мм; для верхней — не менее 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояние между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционирования заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом оно должно быть не менее 1,5-кратного наибольшего размера крупного заполнителя.

В элементах или узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготавливаемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должно быть обеспечено

Т а б л и ц а 4.47. Толщина защитного слоя

Конструкция	Назначение арматуры	Высота (толщина) сечения, мм	Толщина защитного слоя, мм не менее
1. Плиты, стенки, полки ребристых плит	Продольная	До 100	10
2. Балки, ребра плит	Рабочая	Свыше 100	15
	То же	Менее 250	15
		250 и более	20
3. Колонны, стойки	»	Любая	20
4. Фундаментные балки и сборные фундаменты	»	»	30
5. Монолитные фундаменты:			
при наличии бетонной подготовки	Нижняя рабочая	»	35
при отсутствии бетонной подготовки	То же	»	70
6. Любая конструкция	Поперечная, распределительная, конструктивная	Менее 250	10
		250 и более	15

Примечание. Для конструкций, указанных в поз. 1—3 и соприкасающихся с грунтом, значения толщины защитного слоя увеличиваются на 5 мм.

печено в отдельных местах расстояние в свету не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплотняющих бетонную смесь. Расстояние между такими местами должно быть не более 500 мм.

При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно без зазора между ними или с расстоянием между стержнями пары менее расстояния, требуемого для отдельных стержней. Такая пара стержней при назначении расстояний между стержнями и при определении длины анкеровки должна рассматриваться как условный стержень диаметром $d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - c_1^2}$ (где d_1 и d_2 — диаметры сближаемых стержней; c_1 — расстояние между этими стержнями в свету, принимаемое не более диаметра меньшего стержня, рис. 4.38).

Расстояние в свету между стержнями периодического профиля определяется по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

Анкеровка арматуры. Стержни периодического профиля, а также гладкие стержни, применяемые в сварных каркасах и сетках, выполняются без крюков. Растянутые гладкие стержни вязаных

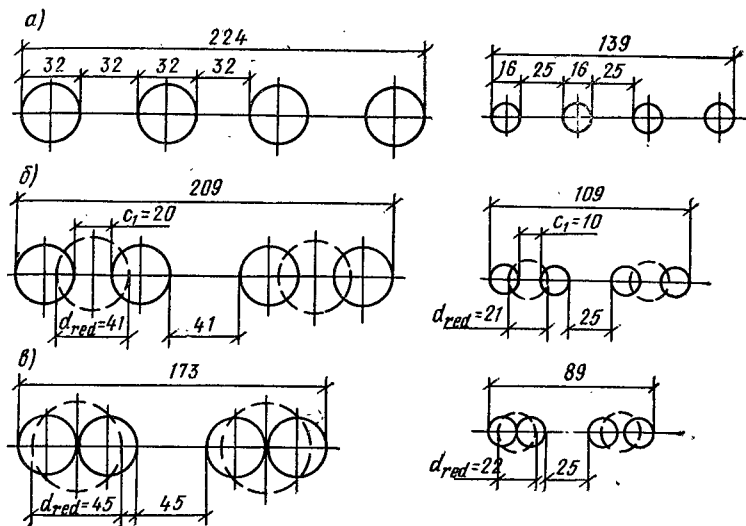


Рис. 4.38. Примеры расположения одного из рядов стержней нижней арматуры (располагаемой в один или два ряда по высоте) при изготовлении изделия на виброплощадке при $d=32$ мм и $d=16$ мм

a — равномерное расположение стержней; *б* — спаренное расположение стержней при уменьшенных расстояниях между стержнями каждой пары; *в* — то же, при отсутствии зазора между стержнями каждой пары

каркасов и сеток должны заканчиваться крюками (см. рис. 4.37) или петлями.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{an} , определяемую по формуле

$$l_{an}(l_i) = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d, \quad (4.206)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$, где значения ω_{an} , $\Delta \lambda_{an}$ и λ_{an} , а также допускаемые минимальные величины l_{an} определяются по табл. 4.48. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки. К величине R_b допускается вводить коэффициенты условий работы бетона, кроме γ_{bz} .

При невозможности выполнения указанных требований принимают специальные меры по анкеровке продольных стержней:

устройство на концах специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. д. (рис. 4.39). В этом

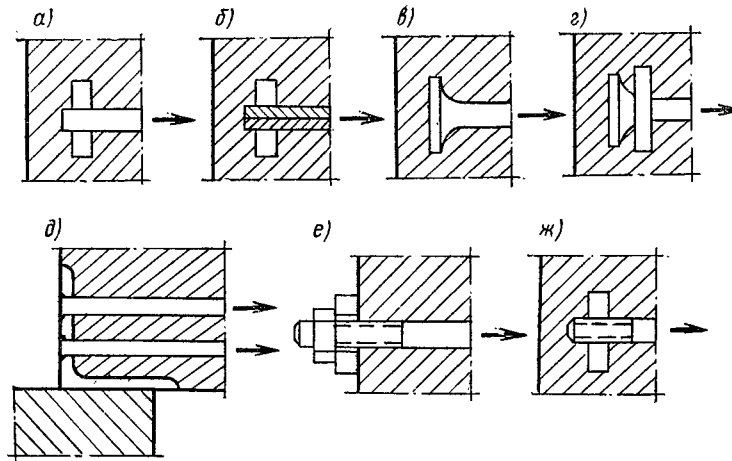


Рис. 4.39. Анкеровка арматуры путем устройства на концах специальных анкеров

a — приваренной пластины; *б* — обжатой пластины; *в* — высаженной головки; *г* — высаженной головки с шайбой; *д* — приваренного стержня к уголку; *е* — гайки с шайбой снаружи; *ж* — гайки внутри

Т а б л и ц а 4.48. Параметры для определения $l_{ан}$ арматуры без анкеров

Условия работы арматуры	Параметры для определения длины анкеровки $l_{ан}$ арматуры без анкеров							
	периодического профиля				гладкой			
	$\omega_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l'_{ан}$ мм	$\omega_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l'_{ан}$ мм
			не менее				не менее	
Заделка арматуры: растянутой в растянутом бето- не	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
Стыки арматуры внахлестку в бето- не: растянутом	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
	0,65	8	15	200	1	8	15	200
сжатом								

случае площадь контакта анкера с бетоном должна удовлетворять условию прочности бетона на смятие, а толщина анкерующей пластины должна быть не менее $1/5$ всей ширины (диаметра) и удовлетворять условиям сварки; длина заделки стержня определяется расчетом на выкалывание и принимается не менее $10 d$;

приварка на длине заделки поперечных анкерующих стержней; в этом случае длина анкеровки l_{an} уменьшается на длину $\Delta l = l_{an}(N_w/R_s A_s)$; если $\Delta l \geq 150$ мм, гладкие стержни могут выполняться без крюков, при этом значение l_{an} не уменьшается.

Стыки арматуры внахлестку (без сварки). Стыки рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании сварных и вязаных каркасов и сеток, при этом диаметр рабочей арматуры должен быть не более 36 мм.

Стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуются располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто.

Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска (нахлестки) l не менее величины l_i , определяемой по формуле (4.206).

Относительная длина перепуска $\lambda_l = l_i/d$, вычисленная по формуле (4.206) для разных классов бетона и арматуры, приведена в табл. 4.49.

Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки располагаются

Т а б л и ц а 4.49. Относительная длина перепуска λ_l

Расположение арматуры в бетоне	Класс арматуры	Относительная длина перепуска $\lambda_l = l_i/d$ при бетоне классов										
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Растянутом $l_i \geq 250$ мм	Вр-I	56	49	40	34	30	27	26	24	23	23	22
	A-I	59	51	41	35	32	28	27	25	24	23	23
	A-II	46	40	33	28	26	24	22	21	21	20	20
	A-III	56	49	40	34	30	27	26	24	23	23	22
Сжато, $l_i \geq 200$ мм	Вр-I	41	35	29	24	22	20	19	18	17	17	16
	A-I	39	26	28	24	21	19	18	17	16	16	16
	A-II	33	29	24	21	19	17	16	15	15	15	15
	A-III	41	35	29	24	22	20	19	18	17	17	16

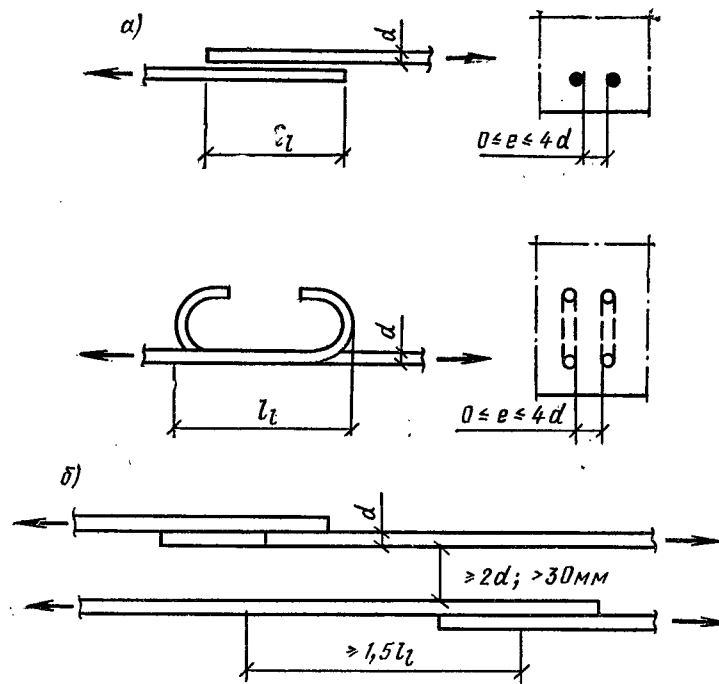


Рис. 4.40. Расположение стержней, стыкуемых внахлестку, и стыков
 а — расположение стержней в стыке; б — расположение стыков

вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска l_l , должна составлять не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры при стержнях периодического профиля и не более 25 % — при гладких стержнях.

Смещение стыков, расположенных в разных местах, должно быть не менее $1,5 l_l$ (рис. 4.40).

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчетов), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50 %.

В поперечном сечении элемента арматурные стыки следует располагать по возможности симметрично.

При стыке внахлестку стыкуемые стержни должны располагаться по возможности вплотную один к другому; расстояние в свету между стыкуемыми стержнями не должно превышать $4d$, т. е. $0 \leq e \leq 4d$ (см. рис. 4.40, а).

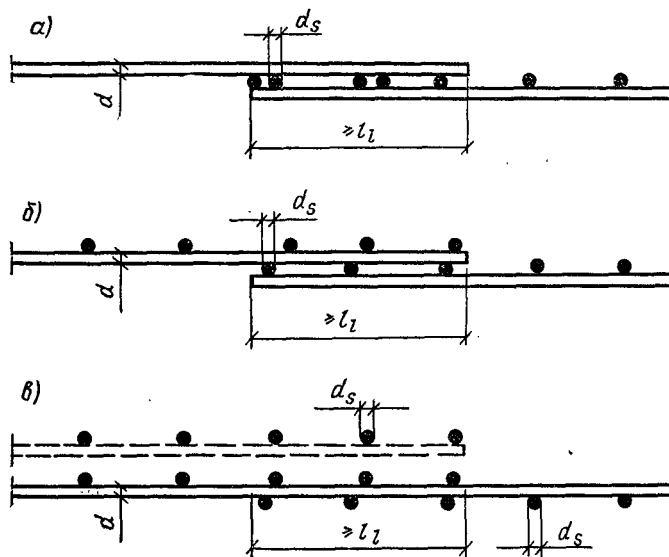


Рис. 4.41. Стыки сварных сеток внахлестку в направлении рабочей арматуры, выполненной из гладких стержней
 а — при расположении распределительных стержней в одной плоскости; б, в — то же, в разных плоскостях

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры из гладкой горячекатаной стали класса А-I должны выполняться таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сеток (рис. 4.41).

Длина нахлестки сварных сеток с гладкой рабочей арматурой при наличии двух приваренных анкерующих стержней на длине нахлестки должна быть не менее l_l .

Такие же типы стыков применяются для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней из всех видов стали.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры классов А-II, А-III и Ат-IIIС выполняются без поперечных стержней в пределах стыка в одной или в двух стыкуемых сетках (рис. 4.42, а, б).

При приварке поперечных анкерующих стержней к рабочим стержням периодического профиля сварных сеток и каркасов (рис. 4.42, в, г) длина нахлестки, может быть уменьшена на $5d$ при одном поперечном анкерующем стержне, на $8d$ — при двух поперечных анкерующих стержнях.

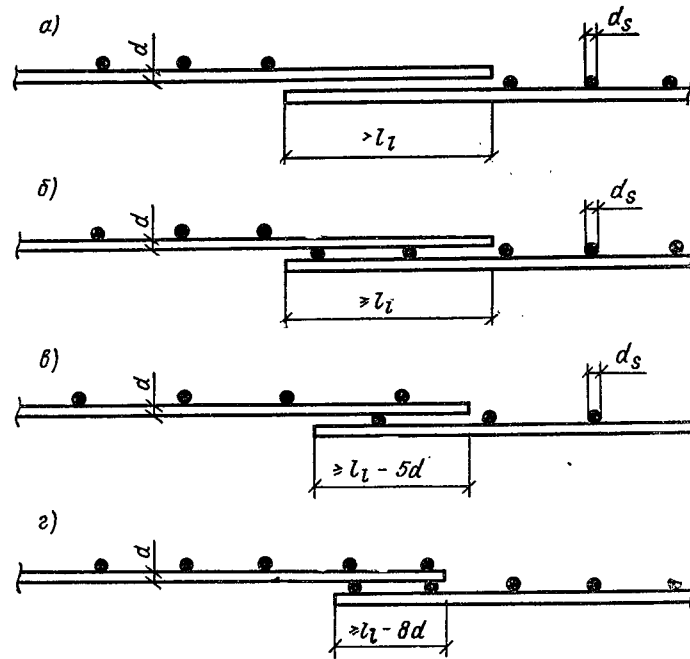


Рис. 4.42. Стыки сварных сеток внахлестку в направлении рабочей арматуры периодического профиля
 а — без анкерирующих поперечных стержней на двух сетках; б — то же, на одной из сеток; в — при одном анкерирующем стержне; г — при двух анкерирующих стержнях

Во всех случаях длина нахлестки должна быть не менее $15d$ в растянутом и $10d$ — в сжатом бетоне.

Если диаметр рабочих стержней, стыкуемых внахлестку в растянутой зоне, превышает 10 мм и расстояние между стержнями составляет менее $(d/300)(R_s/R_{bt})$ (где d — наименьший диаметр стыкуемых стержней, мм), в местах стыков следует ставить дополнительную поперечную арматуру в виде хомутов или подвесок из корытообразно согнутых сварных сеток, заведенных в сжатую зону. При этом площадь сечения дополнительной поперечной арматуры, поставленной в пределах стыка, должна составлять не менее $0,4 A_s \times (R_s/R_{sw})$ (где A_s — площадь сечения всех стыкуемых продольных стержней).

При стыковании внахлестку сварных каркасов в балках на длине стыка независимо от диаметра рабочих стержней должна ставиться дополнительная поперечная арматура в виде хомутов или

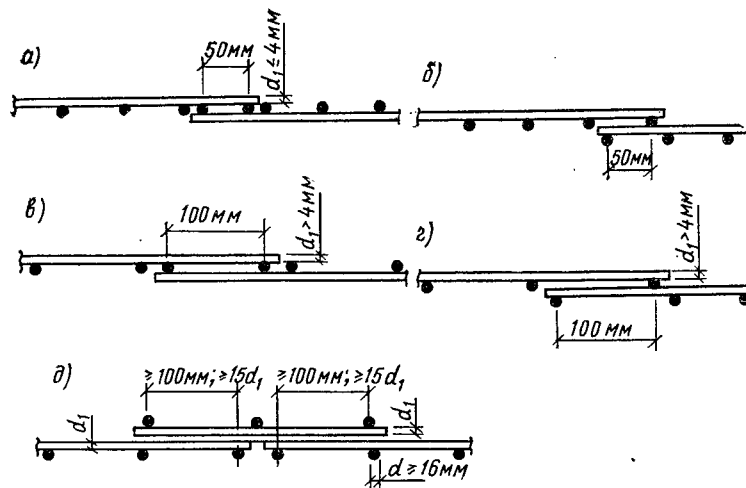


Рис. 4.43. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении

a, б — внахлестку при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно; *в, г* — то же, свыше 4 мм; *д* — впритык при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более

корытообразно согнутых сварных сеток. При этом шаг дополнительных поперечных стержней в пределах стыка должен быть не более $5d$ (d — наименьший диаметр продольных рабочих стержней).

Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку с перепуском (считая между осями крайних рабочих стержней сетки): при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно — на 50 мм (рис. 4.43, *a, б*), свыше 4 мм — на 100 мм (рис. 4.43, *в, г*).

При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык одну к другой, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее чем на $15d$ распределительной арматуры и не менее чем на 100 мм (рис. 4.43, *д*).

Сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях, а также при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

4.13.3. Армирование железобетонных элементов

Общие положения. Площадь сечения продольной арматуры железобетонных элементов принимается не менее указанной в табл. 4.50.

Т а б л и ц а 4.50. Минимальная площадь сечения арматуры

Условия работы арматуры	Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах, % площади сечения бетона
1. Арматура s в изгибаемых, а также во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2. Арматура s, s' во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой s и s'	0,05
3. Арматура s, s' во внецентренно сжатых элементах при:	
$l_0/i < 17$ (для прямоугольных сечений — при $l_0/h < 5$)	0,05
$17 \leq l_0/i \leq 35$ ($5 \leq l_0/h \leq 10$)	0,1
$35 < l_0/i \leq 83$ ($10 < l_0/h \leq 24$)	0,2
$l_0/i > 83$ ($l_0/h > 24$)	0,25

Примечание. Минимальная площадь сечения арматуры относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения или ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения h_0 . В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах минимальная площадь всей продольной арматуры относится к полной площади сечения бетона и должна приниматься вдвое больше величин, указанных в таблице.

Минимальное содержание арматуры s и s' во внецентренно сжатых элементах, несущая способность которых при расчетном эксцентриситете используется менее чем на 50 %, независимо от гибкости элементов принимается равным 0,05 %.

Требования табл. 4.50 не распространяются на армирование, определенное расчетом элемента для стадий транспортирования и возведения; в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом по прочности.

Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального армирования, относятся к бетонным элементам.

Указанные требования не учитываются при назначении площа-

ди сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая крайние продольные стержни, для предотвращения развития продольных трещин. При этом расстояние между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должно быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента. Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер шириной 150 мм и менее, по ширине которых располагается лишь один продольный стержень.

Соответствие расположения арматуры ее проектному положению должно обеспечиваться специальными мероприятиями по фиксации арматуры.

Армирование сжатых элементов. Продольная арматура. Диаметр продольных стержней сжатых элементов не должен превышать для бетона тяжелого и мелкозернистого класса ниже В25 — 40 мм, легкого и поризованного классов: В12,5 и ниже — 16, В15—В25 — 25, В30 и выше — 40 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм. В колониях с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

В линейных внецентренно сжатых элементах расстояния между осями стержней продольной арматуры должны приниматься в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, не более 400 мм, а в направлении плоскости изгиба — не более 500 мм.

При расстояниях между осями рабочих стержней в направлении плоскости изгиба свыше 500 мм надлежит ставить конструктивную арматуру диаметром не менее 12 мм, чтобы между продольными стержнями было не более 400 мм.

Поперечная арматура. Во внецентренно сжатых линейных элементах при наличии учитываемой, в расчете сжатой продольной арматуры для предотвращения ее выпучивания хомуты должны ставиться на расстоянии не более 500 мм и не более: при вязаных каркасах — $15d$, при сварных — $20d$ (d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней).

Расстояния между хомутами внецентренно сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны составлять не более $10d$.

Если насыщение элемента требуемой по расчету сжатой продольной арматурой s' составляет свыше 1,5 %, хомуты должны устанавливаться на расстоянии не более $10d$ и не более 300 мм.

Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закреп-

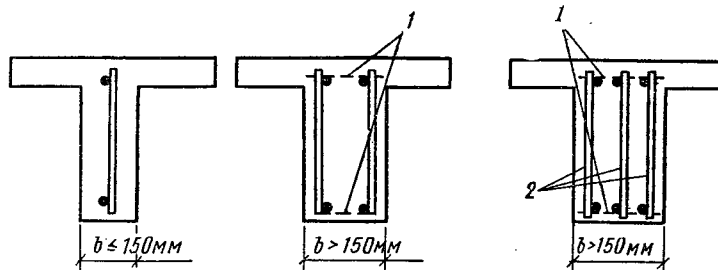


Рис. 4.44. Армирование балок плоскими сварными каркасами
1 — соединительные стержни; 2 — плоские сварные каркасы

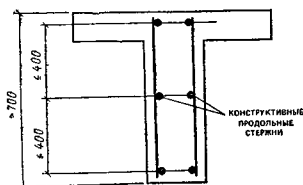


Рис. 4.45. Установка конструктивной продольной арматуры по высоте сечения балки

ление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Диаметр хомутов внецентренно сжатых элементов принимают не менее $0,25 d$ (d — наибольший диаметр продольных стержней), а в вязаных каркасах, кроме того, не менее 5 мм.

Армирование изгибаемых элементов. Продольная арматура. Балки и ребра шириной 150 мм и менее (рис. 4.44), работающие в основном на изгиб, могут армироваться одним плоским вертикальным каркасом, а шириной свыше 150 мм и при значительных нагрузках должны армироваться несколькими вертикальными сетками (каркасами).

В балках шириной свыше 150 мм число продольных рабочих стержней, заводимых за грань опоры, должно быть не менее двух. В ребрах сборных панелей, настилов, часторбристых перекрытий и т. п. шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня.

В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней ставятся конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента расстоянию между этими стержнями, по ширине — половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм (рис. 4.45).

Расстояние между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должно быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более $1,5h$ при толщине плиты свыше 150 мм (h — толщина плиты). В плитах толщиной свыше 350 мм расстояние между осями рабочих стержней разрешается увеличивать до 600 мм.

В сплошных плитах расстояние между стержнями, заводимыми за грань опоры, не должно превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $\frac{1}{3}$ площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

В многопустотных настилах расстояние между осями рабочих стержней разрешается увеличивать в соответствии с расположением пустот в сечении, но не более чем до $2h$.

При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни переводить в верхнюю зону.

Неразрезные плиты толщиной не более 80 мм допускаются армировать одинарными плоскими сетками без отгибов.

В балочных плитах площадь сечения распределительной арматуры на единицу ширины плиты составляет не менее 2 % площади сечения рабочей арматуры на единицу ширины плиты в месте наибольшего изгибающего момента.

Расстояние между стержнями распределительной арматуры балочных плит не более 600 мм.

Поперечная и отогнутая арматура. В балочных конструкциях высотой более 150 мм, а также в многопустотных плитах (или в аналогичных часторебристых конструкциях) высотой более 300 мм должна устанавливаться поперечная арматура.

В сплошных плитах независимо от высоты, в многопустотных плитах (или в аналогичных часторебристых конструкциях) высотой 300 мм и менее и в балочных конструкциях высотой 150 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать, при этом должны быть обеспечены соответствующие требования расчета.

Для предотвращения бокового выпучивания стержней сжатой зоны должна устанавливаться поперечная арматура в соответствии с приведенными выше требованиями.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимается, мм, не менее: при высоте сечения элемента, равной или менее 800 мм — 6, более 800 мм — 8.

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и сварных сетках, устанавливаемое из условия сварки, принимается согласно поз. 1 и 2 табл. 4.46.

Поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях ус-

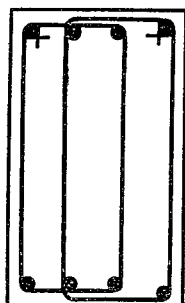
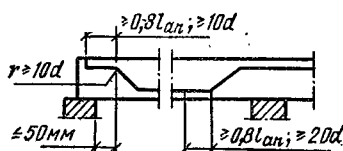


Рис. 4.46. Конструкция хомутов вязанных каркасов балок

Рис. 4.47. Конструкция отгибов арматуры



танавливается на оппорных участках, равных при равномерно распределенной нагрузке $1/4$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4$ пролета с шагом: при высоте сечения элемента h , равной или менее 450 мм — не более $h/2$ и не более 150 мм; при h более 450 мм — не более $h/3$ и не более 500 мм.

На остальной части пролета при высоте сечения элемента более 300 мм устанавливается поперечная арматура с шагом не более $3/4 h$ и не более 500 мм.

Для обеспечения анкеровки поперечной арматуры изгибаемых элементов соединения продольных и поперечных стержней в сварных каркасах должны быть выполнены в соответствии с требованиями поз. 1 и 2 табл. 4.46. В вязанных каркасах хомуты конструируются таким образом, чтобы в местах их перегиба, а также загиба концевых крюков (при отсутствии перепуска концов) обязательно располагались продольные стержни (рис. 4.46). При этом как в сварных, так и в вязанных каркасах диаметр продольных стержней должен быть не менее 0,8 диаметра поперечных.

Отогнутые стержни арматуры должны предусматриваться в изгибаемых элементах при армировании их вязаными каркасами. Отгибы стержней должны осуществляться по дуге радиусом не менее $10 d$ (рис. 4.47). В изгибаемых элементах на концах отогнутых стержней устраиваются прямые участки длиной не менее $0,8 l_{an}$, но не менее $20 d$ в растянутой и $10 d$ — в сжатой зоне.

Прямые участки отогнутых гладких стержней заканчивают крюками.

Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на $0,5 h_0$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету (рис. 4.48).

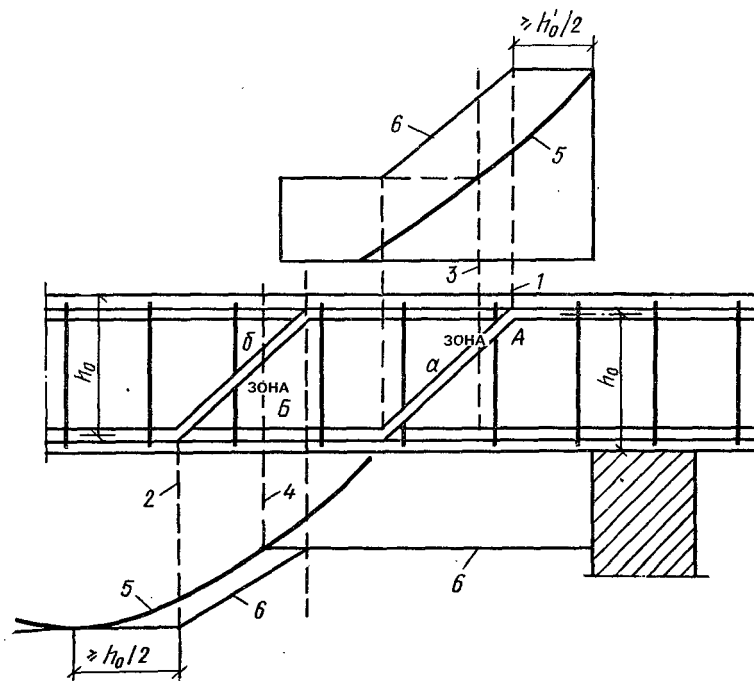


Рис. 4.48. Положения отгибов, определяемые эпюрой изгибающих моментов в балке

1 — начало отгиба в растянутой зоне А; 2 — то же, в зоне В; 3 — сечение, в котором стержень *a* не требуется по расчету зоны А; 4 — сечение, в котором стержень *b* не требуется по расчету зоны В; 5 — огибающая эпюра моментов; 6 — эпюра материалов

Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба (считая от опоры) должно быть не более 50 мм.

Угол наклона отгибов к продольной оси элемента принимают равным 45°. В балках высотой более 800 мм и балках-стенках допускается увеличивать угол наклона отгибов в пределах до 60°, а в низких балках и в плитах — уменьшать в пределах до 30°.

Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней элемента (d — диаметр отгибаемого стержня). Отгибать стержни, расположенные непосредственно у боковых граней элементов, не рекомендуется.

Отгибы стержней следует располагать симметрично относительно продольной оси балки.

Применение отгибов в виде «плавающих» стержней не допускается.

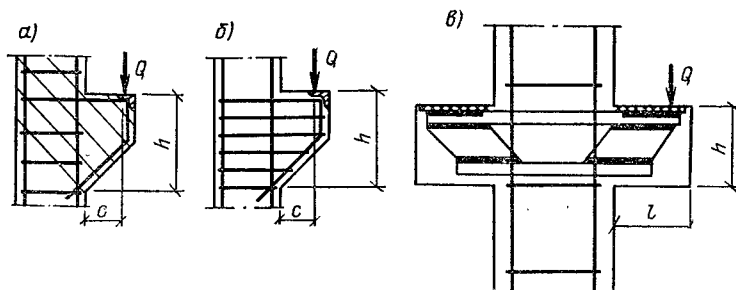


Рис. 4.49. Короткие консоли колонн с хомутами (а) и с жесткой арматурой (б, в)

Армирование плит в зоне продавливания. Поперечная арматура в плитах в зоне продавливания устанавливается с шагом не более $1/3 h$ и не более 200 мм, при этом ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее $1,5 h$ (h —толщина плиты).

Конструирование коротких консолей. Короткие консоли могут быть постоянной или переменной высоты с увеличением к месту заделки.

Консоли переменной высоты следует предусматривать при больших нагрузках.

Поперечное армирование коротких консолей колонны рекомендуется выполнять: при $h \leq 2,5 c$ — хомутами, наклонными под углом 45° (рис. 4.49, а); при $h > 2,5 c$ — горизонтальными хомутами (рис. 4.49, б). Во всех случаях шаг хомутов должен быть не более $h/4$ и не более 150 мм (h — высота консоли).

При ограниченной высоте консоли применяют жесткую арматуру (рис. 4.49, в).

Косвенное армирование. Косвенное армирование применяется в виде поперечных сварных сеток (рис. 4.50) или спиралей — колец (рис. 4.51).

Для косвенного армирования применяют арматурную сталь классов А-I, А-II, А-III и Ат-IIIС диаметром не более 14 мм и сталь класса Вр-I.

Косвенное армирование может применяться по всей длине сжатых элементов (колонн, свай) или как местное армирование в местах стыков колонн, в местах воздействия ударов на сваю и др. Кроме того, косвенное армирование в виде сеток применяется при местном сжатии (смятии).

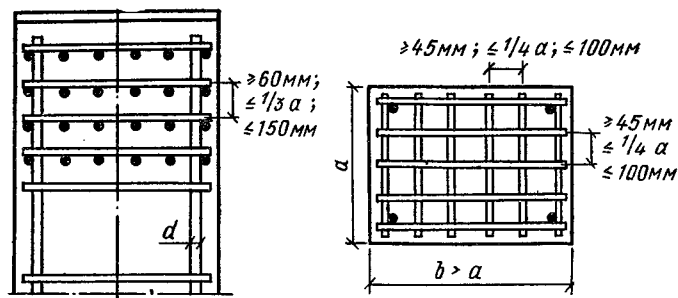


Рис. 4.50. Косвенное армирование в виде пакета поперечных сварных сеток

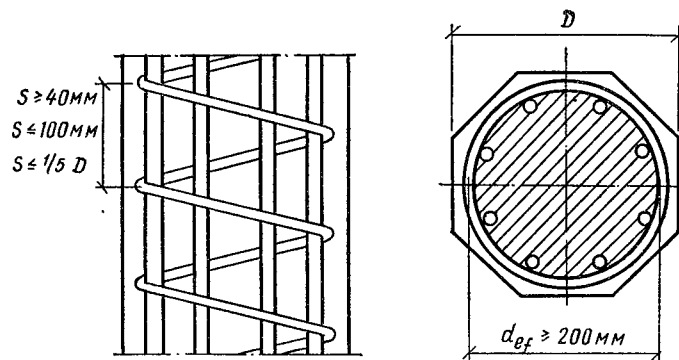


Рис. 4.51. Спиральное косвенное армирование железобетонных элементов

В колоннах и сваях сетки и спирали (кольца) должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

При применении косвенного армирования сварными сетками должны соблюдаться следующие условия: а) площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза; б) шаг сеток (расстояние между сетками в осях стержней одного направления) следует принимать не менее 60 мм, но не более $\frac{1}{3}$ меньшей стороны сечения элемента и не более 150 мм; в) размеры ячеек сеток в свету должны назначаться не менее 45 мм, но не более $\frac{1}{4}$ меньшей стороны сечения элемента и не более 100 мм (рис. 4.52).

Первая сварная сетка располагается на расстоянии 15—20 мм от нагруженной поверхности элемента.

Отдельные конструктивные требования. Осадочные швы должны, как правило, предусматриваться в случаях возведения здания

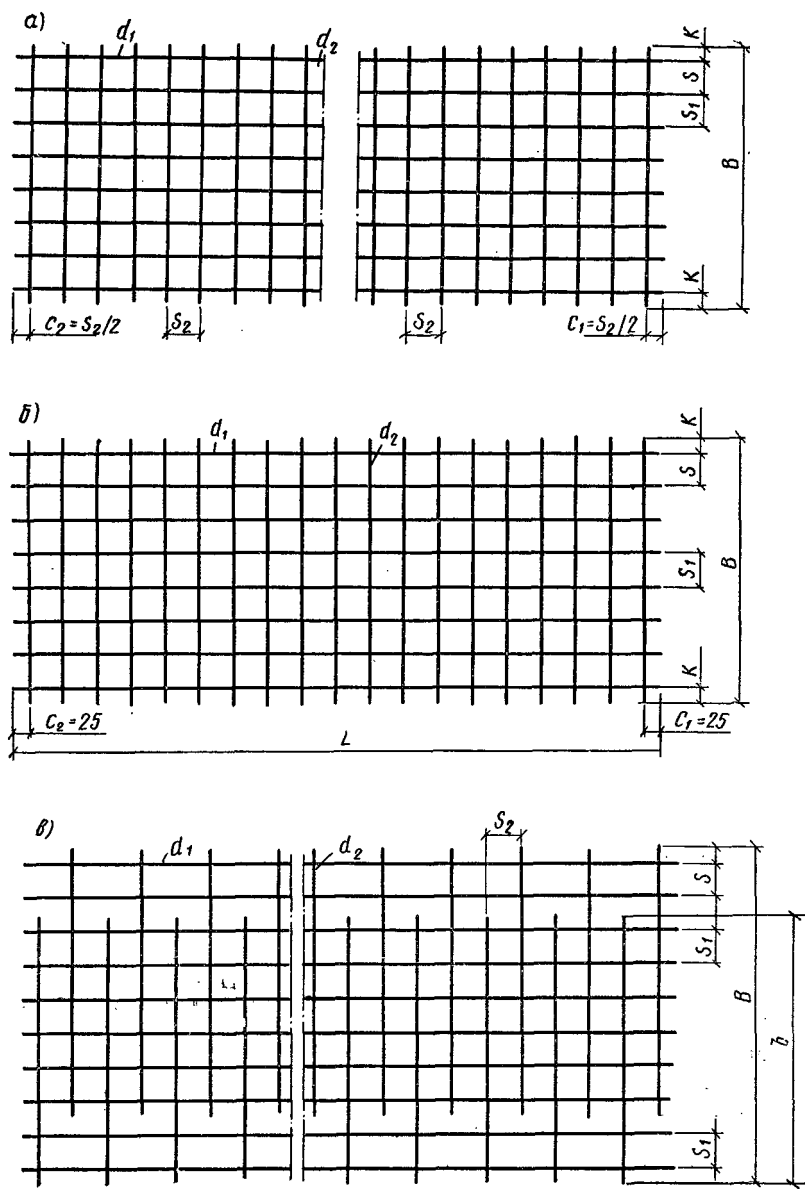


Рис. 4.52. Сварные сетки

a — сварная рулонная сетка; *б* — сварная плоская сетка; *в* — сварная рулонная сетка с укороченными поперечными стержнями

(сооружения) на неоднородных грунтах основания (просадочных и др.), в местах резкого изменения нагрузок и т. д.

Если в указанных случаях осадочные швы не предусматриваются, фундаменты должны обладать достаточной прочностью и жесткостью, предотвращающей повреждение вышележащих конструкций, или иметь специальную конструкцию, служащую для достижения этой же цели.

Осадочные швы, а также температурно-усадочные швы в сплошных бетонных и железобетонных конструкциях следует осуществлять сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента. Температурно-усадочные швы в железобетонных каркасах осуществляются посредством двойных колонн с доведением шва до верха фундамента.

Расстояние между температурно-усадочными швами в бетонных фундаментах и стенках подвалов допускается принимать в соответствии с расстоянием между швами, принятым для вышележащих конструкций.

В бетонных конструкциях должно предусматриваться конструктивное армирование: а) в местах резкого изменения размеров сечения элементов; б) в местах изменения высоты стен (на участке не менее 1 м); в) в бетонных стенах под и над проемами каждого этажа; г) у менее напряженной грани внецентренно сжатых элементов, если наибольшее напряжение в сечении, определяемое как для упругого тела, превышает $0,8 R_b$, а наименьшее составляет менее 1 МПа или оказывается растягивающим, при этом коэффициент армирования μ принимается не менее 0,025 %.

4.13.4. Требования, указываемые на рабочих чертежах железобетонных конструкций

На рабочих чертежах железобетонных конструкций или в пояснительной записке к ним должны быть указаны:

класс бетона по прочности на сжатие и в случае необходимости марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости, а для легкого бетона — также марка по средней плотности;

вид арматуры (стержневая или проволочная), ее профиль, класс, а в необходимых случаях, например для конструкций, работающих при низких температурах, и марка стали; номера государственных стандартов (или технических условий) на товарные арматурные изделия (сетки или каркасы), если они применяются; условия работы сварных соединений (низкие температуры или переменные нагрузки); соответствующие нормативные документы по сварке; в сложных случаях — методы изготовления пространственного арматурного каркаса и порядок его сборки; расход материалов;

мероприятия по антикоррозийной защите;

толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, а также необходимость установки соответствующих фиксаторов, обеспечивающих проектное положение арматуры;

расчетные схемы, нагрузки; расчетные усилия в основных сечениях, в том числе от постоянных и длительных нагрузок.

Дополнительные требования, указываемые на рабочих чертежах элементов сборных конструкций. На рабочих чертежах элементов сборных конструкций или в пояснительной записке к ним указывают: наименьшие размеры опорных участков;

степень (качество) отделки поверхности (при необходимости);

места для захвата элементов при снятии с формы, подъеме и монтаже, места их опирания при транспортировании и складировании;

требования о нанесении заводом-изготовителем меток (рисок) для обеспечения качественной укрупнительной сборки конструкций (при необходимости), а для элементов с трудноразличимым верхом или торцами, например, прямоугольного сечения с одиночным двойным армированием, — требования о нанесении заводом-изготовителем маркировки (надписи), обеспечивающей правильность положения таких элементов при их подъеме, транспортировании и укладке;

для элементов, образцы которых, согласно требованиям ГОСТ 8829—85 или других нормативных документов, испытываются загрузкой, должны указываться схемы испытания, значения нагрузок, прогибов и других контролируемых величин;

отпускная прочность бетона для предусмотренных условий монтажа и загрузки;

масса сборного элемента.

4.13.5. Самонапряженные железобетонные конструкции*

Самонапряженные железобетонные конструкции — конструкции, предварительное напряжение которых создается в процессе твердения напрягающего бетона вследствие его расширения и натяжения в результате этого находящейся в конструкции арматуры или возникает при иных видах стеснения деформаций расширения указанного бетона при его твердении.

Самонапряженные железобетонные конструкции применяют с учетом следующих особенностей данных конструкций:

повышения трещиностойкости или уменьшения размеров сечений элементов за счет самонапряжения конструкций в результате расширения напрягающего бетона без применения дополнительных устройств, машин и механизмов (например, конструкций, эксплуатируе-

* Указания по расчету и конструированию самонапряженных конструкций приведены в «Пособии по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций» (НИИЖБ и ЦНИИПромзданий).

мых в грунте ниже уровня грунтовых вод, наружных ограждений, стилобатов, оболочек покрытий, безрулонных кровель и т. д.);

обеспечения повышенной водонепроницаемости конструкций при действии гидростатического давления без устройства гидроизоляции — вследствие плотной структуры данного бетона, например в бассейнах, резервуарах;

увеличения расстояния между деформационными швами и сокращения их количества в протяженных сооружениях за счет самоупрочнения и повышенной прочности данного бетона на осевое растяжение, например, в спортивных сооружениях.

Самонапряженные железобетонные конструкции целесообразно применять также в тех случаях, когда предварительное напряжение поперечной и косвенной арматуры выполнить другими способами трудоемко и технически сложно, например, в колоннах со спиральной арматурой в зданиях и сооружениях под большими нагрузками.

Самонапряженные железобетонные конструкции проектируют как железобетонные конструкции из тяжелого или легкого бетона в соответствии со СНиП 2.03.01—84*.

Для самонапряженных железобетонных конструкций применяют напрягающий бетон на напрягающем цементе НЦ-20 и НЦ-40.

Допускается применять напрягающий бетон на НЦ-10 при условии обеспечения предусмотренных проектом марок по самоупрочнению и водонепроницаемости.

Для самонапряженных конструкций используют следующие классы и марки напрягающего бетона:

классы по прочности на сжатие — В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60, В70;

классы по прочности на осевое растяжение — $V_{t1,6}$; V_{t2} ; $V_{t2,4}$; $V_{t2,8}$; $V_{t3,2}$; $V_{t3,6}$; V_{t4} ; $V_{t4,4}$; $V_{t4,8}$;

марки по морозостойкости — F100; F150; F200; F300; F400; F500;

марки по самоупрочнению — $S_{p0,6}$; $S_{p0,8}$; S_{p1} ; $S_{p1,2}$; $S_{p1,5}$; S_{p2} ; $S_{p2,5}$; S_{p3} ; S_{p4} ;

марка по водонепроницаемости напрягающего бетона обеспечивается не ниже W12 и в проектах может не указываться.

Расчет самонапряженных конструкций на все виды эксплуатационных воздействий по предельным состояниям первой и второй групп производится в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01—84* как конструкций из тяжелого, в том числе мелкозернистого, и легкого бетонов и с учетом предварительного напряжения арматуры и бетона, а также их деформаций в результате самоупрочнения, определяемых согласно положениям «Пособия по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций».

ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Легкие и поризованные бетоны и область их применения

Бетон	Заполнитель		Область применения
	крупный	мелкий	
Легкие бетоны на искусственных заполнителях			
1. Керамзитобетон	Керамзит		Все бетонные и железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой, за исключением специальных конструкций
2. Шунгзитобетон	Шунгзит		Панели стен, плиты покрытий и перекрытий
3. Аглопоритобетон	Аглопорит		То же, что в поз. 1
4. Шлакопемзобетон	Шлакопемза		То же, что в поз. 2, кроме плит покрытий и перекрытий, под нагрузку свыше 10 0 0 Па
5. Перлитобетон	Перлит		То же, что в поз. 2
6. Шлакобетон	Пористый топливный шлак		То же, что в поз. 2
7. Керамзитоперлитобетон	Керамзит	Перлит	То же, что в поз. 5
8. Аглопоритоперлитобетон	Аглопорит		»
9. Шлакопемзобетон с гранулированным шлаком	Шлакопемза	Легкий гранулированный шлак	»
10. Керамзитобетон	Керамзит	Легкий гранулированный шлак	То же
Легкие бетоны на природных заполнителях			
11. Пемзобетон	Аниийская или литоидная пемза		То же, что в поз. 1
12. Шлакобетон	Вулканический шлак		То же, что в поз. 5
13. Туфобетон	Вулканические туфы		То же, что в поз. 1
14. Бетон на известняках-ракушечниках	Известняк-ракушечник		То же, что в поз. 5
Поризованные бетоны (пенной)			
15. Керамзитопеннобетон	Керамзит	Без песка, с пористым	Блоки и панели стен
16. Аглопоритопеннобетон	Аглопорит	и кварцевым песком	То же

Примечания: 1. Легкие бетоны могут иметь смешанный мелкий заполнитель — пористый разных видов (в том числе золы ТЭЦ и золошлаковые смеси) и кварцевый песок. 2. Легкие бетоны по поз. 1—5 могут иметь мелкий заполнитель только из кварцевого песка. 3. Легкие бетоны класса В7,5 и ниже на кварцевом песке допускается применять как исключение при соответствующем технико-экономическом обосновании при поризации свыше 6 %.

2. Графики несущей способности вицентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой из тяжелого и легкого бетона (рис. 4.53, 4.54)

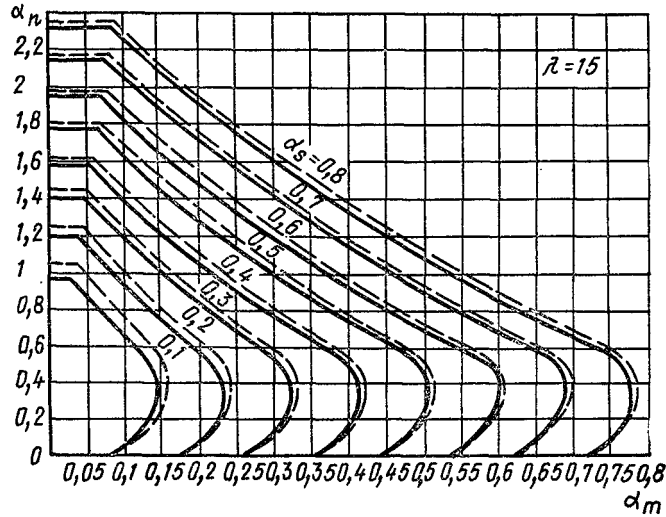
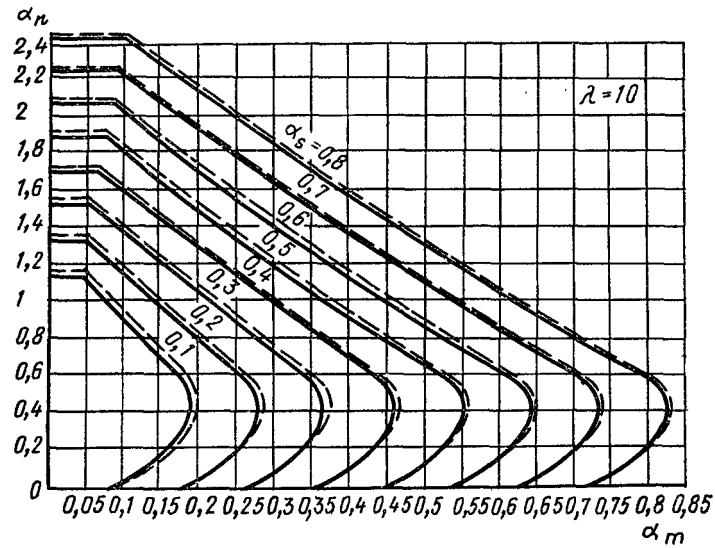
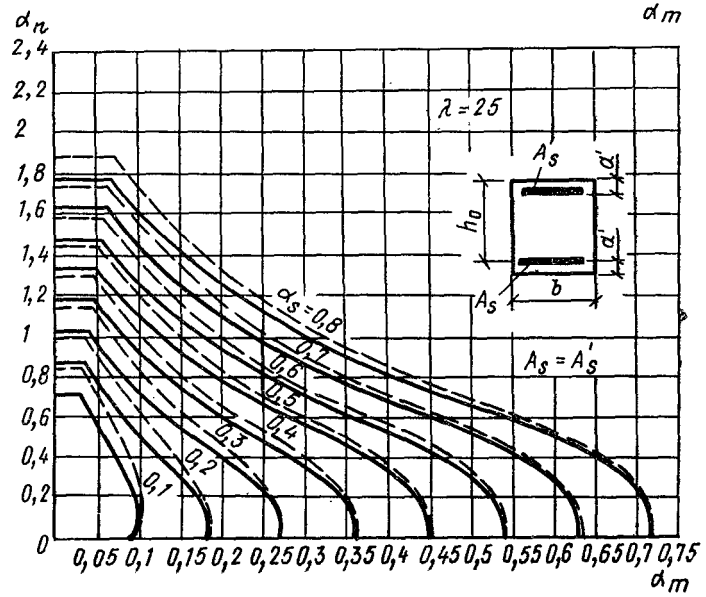
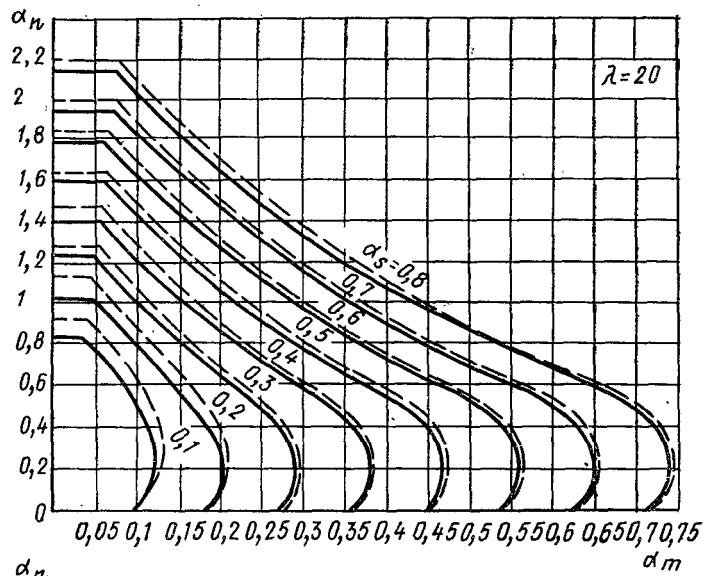


Рис. 4.53. Графики для элементов из тяжелого бетона
 — при $M_1/M_2=1$; - - - при $M_1/M_2=0,5$



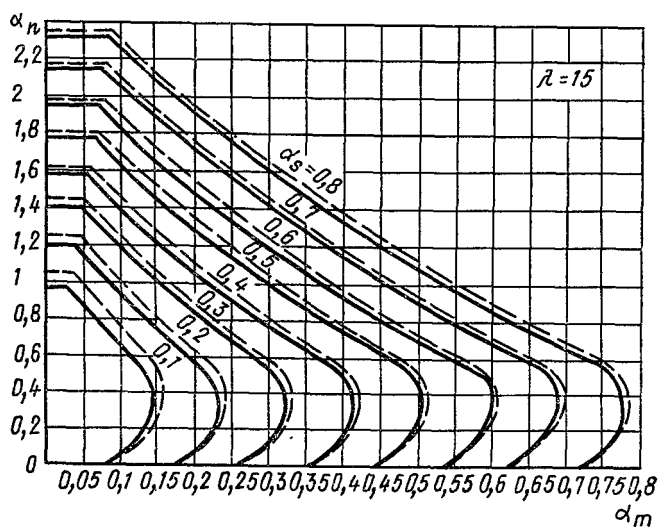
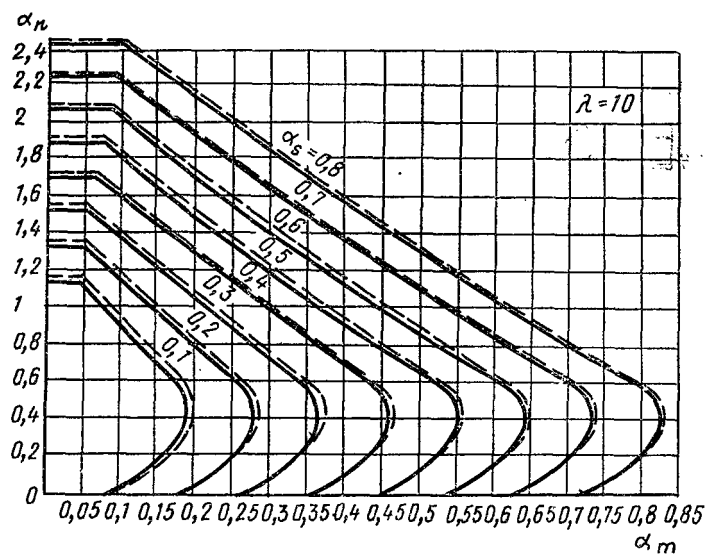
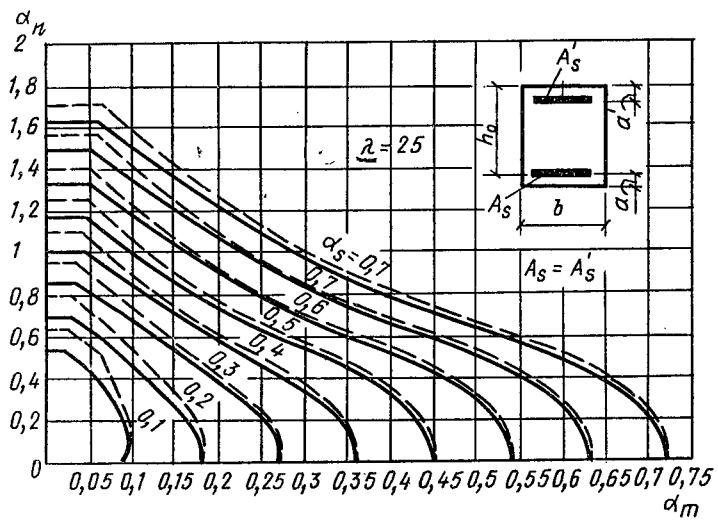
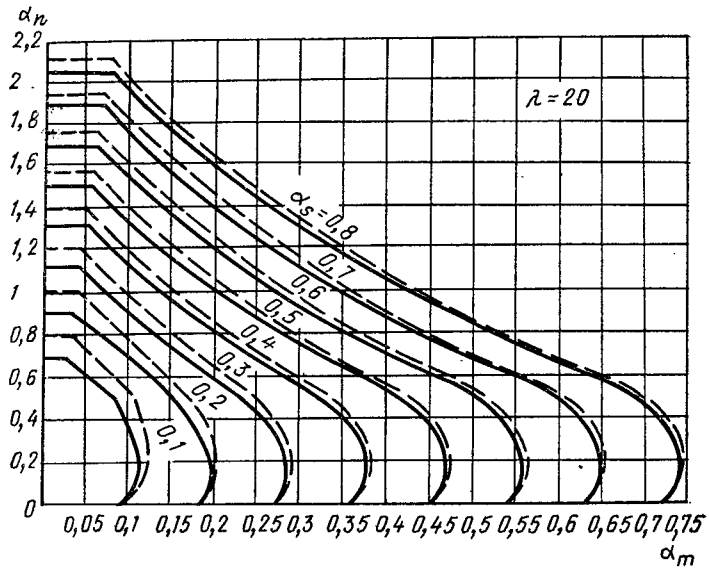


Рис. 4.54. Графики для элементов из легкого бетона при марке по средней плотности не ниже Д 1800
 — при $M_{1l}/M_1=1$; - - - - при $M_{1l}/M_1=0,5$



Примечания: 1. Рис. 4.53 допускается пользоваться при классах бетона от В15 до В50 при $\alpha = \alpha'$ от $0,05h_0$ до $0,15h_0$. 2. Рис. 4.54 допускается пользоваться при классах бетона от В10 до В40 при $\alpha = \alpha'$ от $0,05h_0$ до $0,15h_0$. 3. При $M_{II}/M_I < 0,5$ значения α_s определяются линейной экстраполяцией. 4. Значения M определяются из расчета по недеформированной схеме без учета коэффициента η . 5. $\lambda = l_0/h$; $\alpha_n = N/R_b b h_0$; $\alpha_m = M/R_b b h_0^2$; $\alpha_s = R_s A_s / R_b b h_0$.

3. Марки и классы бетона

Марка бетона по прочности на сжатие	Соотношение прочностей бетона, соответствующих маркам и классам бетона по прочности на сжатие				
	Класс бетона по прочности на сжатие	Условная марка бетона, соответствующая классу бетона по прочности на сжатие			
		бетон всех видов кроме	отличие от класса бетона, %	ячеистый бетон	отличие от класса бетона, %
M50	B3,5	45,84	-8,1	50,64	+1,3
M75	B5	65,48	-12,7	72,34	-3,5
M100	B7,5	98,23	-1,8	108,51	+8,5
M150	B10	130,97	-12,7	144,68	-3,55
M150	B12,5	163,71	+9,1	180,85	-
M200	B15	196,45	-1,8	217,02	-
M250	B20	261,93	+4,8	-	-
M300	B22,5	294,68	-1,8	-	-
M300	B25	327,42	+9,1	-	-
M350	B25	327,42	-6,45	-	-
M350	B27,5	360,16	+2,9	-	-
M400	B30	392,90	-1,8	-	-
M450	B35	458,39	+1,9	-	-
M500	B40	523,87	+4,8	-	-
M600	B45	589,35	-1,8	-	-

4. Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I	A-II	A-III	At-IIIc	Bp-I
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	—	—	—	—	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	—	—	—	—	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	—	—	—	—	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	—	+	—	—
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	—	+	—	—
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	—
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1 018	0,888	+	+	+	+	—
14	153,9	308	462	616	769	923	1 077	1 231	1 385	1,208	+	+	+	+	—
16	201,1	402	603	804	1 005	1 206	1 407	1 608	1 810	1,578	+	+	+	+	—
18	254,5	509	763	1 018	1 272	1 527	1 781	2 036	2 290	1,998	+	+	+	+	—
20	314,2	628	942	1 256	1 571	1 885	2 199	2 513	2 828	2,466	+	+	+	+	—

2.2	380,1	760	1 140	1 520	1 900	2 281	2 661	3 041	3 421	2,984	+	+	+	+	-
25	490,9	982	1 473	1 963	2 454	2 945	3 436	3 927	4 418	3,84	+	+	+	-	-
28	615,8	1 232	1 847	2 463	3 079	3 685	4 310	4 926	5 542	4,83	+	+	+	-	-
32	804,3	1 609	2 413	3 217	4 021	4 826	5 630	6 434	7 238	6,31	+	+	+	-	-
36	1017,9	2 036	3 054	4 072	5 089	6 107	7 125	8 143	9 161	7,99	+	+	+	-	-
40	1256,6	2 513	3 770	5 027	6 283	7 540	8 796	10 053	11 310	9,865	+	+	+	-	-
45	1590,4	3 181	4 771	6 362	7 952	9 542	11 133	12 723	14 313	12,49	-	+	-	-	-
50	1963,5	3 927	5 891	7 854	9 818	11 781	13 745	15 708	17 672	15,41	-	+	-	-	-
55	2376	4 752	7 128	9 504	11 880	14 256	16 632	19 008	21 384	18,65	-	+	-	-	-
60	2827	5 654	8 481	11 308	14 135	16 962	19 789	22 616	25 443	22,19	-	+	-	-	-
70	3848	7 696	11 544	15 392	19 240	23 088	26 936	30 784	34 632	30,21	-	+	-	-	-
80	5027	10 055	15 081	20 108	25 135	30 162	35 190	40 216	45 243	39,46	-	+	-	-	-

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781—82*. 2. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса. 3. Теоретическая масса 1 м длины арматуры класса В-I принимается равной: при $d=3$ мм — 0,055 кг; при $d=4$ мм — 0,099 кг; при $d=5$ мм — 0,154 кг.

5. Сортамент сварных сеток по ГОСТ 8478—81 (с изм.) (размеры, мм)

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояние по осям между стержнями (см. рис. 4.52)		Ширина сетки B	Длина укоро-ченных попе-речных стержней b	Свободные концы попе-речных стержней K
	продоль-ных d_1	попереч-ных d_2	продольными s_1 или $(\times s_1) + s^{**}$	поперечными s_2			
$\frac{5 \text{ Вр-I}-100}{5 \text{ Вр-I}-100} \times 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	100	1040	—	20
$\frac{5 \text{ Вр-I}-200+(\times 100)+200}{5 \text{ Вр-I}-150} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$200+(\times \times 100)+200$	150	1140	—	20
$\frac{4 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{4 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	4 Вр-I	4 Вр-I	$(\times 200)+100$	$(\times 200)+100$	1140	—	20
$\frac{5 \text{ Вр-I}-100}{5 \text{ Вр-I}-100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	100	1280	—	40
$\frac{5 \text{ Вр-I}-100}{5 \text{ Вр-I}-50} 1280 \times L \frac{C_1}{45}$	5 Вр-I	5 Вр-I	100	50	1280	—	40
$\frac{4 \text{ Вр-I}-200}{4 \text{ Вр-I}-300} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	4 Вр-I	200	300	1280	—	45
$\frac{4 \text{ Вр-I}-200}{6 \text{ А-III}-200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	6А-III	200	200	1290	—	45
$\frac{4 \text{ Вр-I}-200}{8 \text{ А-III}-200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	4 Вр-I	8А-III	200	200	1290	—	45

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{4 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-200}{4 \text{ Bp-I}-200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-200}{5 \text{ Bp-I}-200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-200}{4 \text{ Bp-I}-100} 1500 \times L \frac{C_1}{50}$$

$$\frac{5 \text{ Bp-I}-100}{5 \text{ Bp-I}-100} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{5 \text{ Bp-I}-100}{5 \text{ Bp-I}-50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-200}{4 \text{ Bp-I}-100} 1660 \times L \frac{C_1}{20}$$

$$\frac{4 \text{ Bp-I}-200}{4 \text{ Bp-I}-200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{5 \text{ Bp-I}-100}{5 \text{ Bp-I}-100} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$$

$$\frac{5 \text{ Bp-I}-(\times 150)+100}{5 \text{ Bp-I}-200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$$

$$\frac{5 \text{ Bp-I}-100}{5 \text{ B-I}-100} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$$

265

4 Bp-I	4 Bp-I	($\times 200$)+100	($\times 200$)+100	1340	—	20
4 Bp-I	4 Bp-I	200	200	1440	—	20
4 Bp-I	5 Bp-I	200	200	1440	—	20
4 Bp-I	4 Bp-I	200	100	1500	—	50
5 Bp-I	5 Bp-I	100	100	1540	—	20
5 Bp-I	5 Bp-I	100	50	1540	—	20
4 Bp-I	4 Ep-I	200	100	1660	—	20
4 Bp-I	4 Bp-I	200	200	1660	—	30
5 Bp-I	5 Bp-I	100	100	2350	—	25
5 Bp-I	5 Bp-I	($\times 150$)+100	150	2350	—	25
5 B-I	5 B-I	100	100	2350	—	25

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояние по осям между стержнями (см. рис. 4.52)		Ширина сетки В	Длина укороченных поперечных стержней В	Свободные концы поперечных стержней К
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными s_1 или $(\times s_1) + \times s^{**}$	поперечными s_2			
$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{5 \text{ Вр-I}-200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+100$	200	2350	—	25
$\frac{5 \text{ В-I}-100+(\times 150)+100}{5 \text{ В-I}-150} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	5 В-I	5 В-I	$100+(\times 150)+100$	150	2350	—	25
$\frac{5 \text{ В-I}-(\times 200)+100}{5 \text{ В-I}-200} 2350 \times L \frac{C_1}{25}$	5 В-I	5 В-I	$(\times 200)+100$	200	2350	—	25
$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 150)+100}{5 \text{ Вр-I}-150} 2550 \times 6050 \times 25$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 150)+100$	150	2550	—	25
$\frac{5 \text{ Вр I}-200}{5 \text{ Вр I}-150} 2660 \times L \frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	2660	2330	30
$\frac{4 \text{ Вр-I}-200}{6 \text{ А-III}-150} 2660 \times L \frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	6 А-III	200	150	2660	2330	30
$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+170}{5 \text{ Вр-I}-100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+170$	100	2830	2390	30
$\frac{4 \text{ Вр-I}-(\times 200)+170}{6 \text{ А-III}-100} 2830 \times L \frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	6 А-III	$(\times 200)+170$	100	2830	2390	30

$\frac{3 \text{ Bp-I}-100}{3 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{3 \text{ Bp-I}-(\times 250)+100}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Bp-I}-100}{3 \text{ Bp-I}-200}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{4 \text{ Bp-I}-(\times 250)+100}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{5 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{3 \text{ Bp-I}-200}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{5 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{4 \text{ Bp-I}-(\times 250)+100}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Bp-I}-100}{4 \text{ Bp-I}-200}$	$2940 \times L$	$\frac{C_1}{20}$
$\frac{5 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{5 \text{ Bp-I}-150}$	$2960 \times L$	$\frac{C_1}{30}$
$\frac{5 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{6 \text{ A-III}-150}$	$2960 \times L$	$\frac{C_1}{30}$
$\frac{4 \text{ Bp-I}-(\times 200)+100}{8 \text{ A-III}-150}$	$2960 \times L$	$\frac{C_1}{30}$

3 Bp-I	3 Bp-I	100	($\times 250$)+100	2940	—	20
4 Bp-I	3 Bp-I	($\times 200$)+100	($\times 250$)+100	2940	—	20
4 Bp-I	3 Bp-I	100	200	2940	—	20
4 Bp-I	4 Bp-I	($\times 200$)+100	($\times 250$)+100	2940	—	20
5 Bp-I	3 Bp-I	($\times 200$)+100	200	2940	—	20
5 Bp-I	4 Bp-I	($\times 200$)+100	($\times 250$)+100	2940	—	20
4 Bp-I	4 Bp-I	100	200	2940	—	20
4 Bp-I	5 Bp-I	($\times 200$)+100	150	2960	2590	30
5 Bp-I	6 A-III	($\times 200$)+100	150	2960	2590	30
4 Bp-I	8 A-III	($\times 200$)+100	150	2960	2590	30

Марка сетки*	Диаметр и класс проволоки или стержня		Расстояние по осям между стержнями (см. рис. 4.52)		Ширина сетки B	Длина укороченных поперечных стержней b	Свободные концы поперечных стержней K
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными s_1 или $(\times s_1) + s^{**}$	поперечными s_2			
$\frac{5 \text{ Вр-I-200}}{5 \text{ Вр-I-150}} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	3040	2650	15
$\frac{5 \text{ Вр-I-200}}{6 \text{ А-III-150}} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	6 А-III	200	150	3030	2650	15
$\frac{4 \text{ Вр-I-200}}{8 \text{ А-III-150}} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$	4 Вр-I	8 А-III	200	150	3030	2650	15
$\frac{5 \text{ Вр-I-200}}{5 \text{ Вр-I-150}} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	5 Вр-I	5 Вр-I	200	150	3260	2850	30
$\frac{4 \text{ Вр-I-200}}{8 \text{ А-III-150}} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$	4 Вр-I	8 А-III	200	150	3260	2850	30
$\frac{5 \text{ Вр-I-200}}{6 \text{ А-III-150}} 3260 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	6 А-III	200	150	3260	2850	30
$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{5 \text{ Вр-I-150}} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$	5 Вр-I	5 Вр-I	$(\times 200)+100$	150	3330	2920	15

$$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{6 \text{ А-III}-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{4 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{6 \text{ А-III}-150} 3330 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{6 \text{ А-III}-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{5 \text{ Вр-I}-(\times 200)+100}{8 \text{ А-III}-150} 3560 \times L \frac{C_1}{30}$$

$$\frac{5 \text{ Вр-I}-200}{6 \text{ А-III}-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$$

$$\frac{5 \text{ Вр-I}-200}{8 \text{ А-III}-150} 3630 \times L \frac{C_1}{15}$$

5 Вр-I	6 А-III	($\times 200$)+100	150	3330	2920	15
4 Вр-I	8 А-III	($\times 200$)+100	150	3330	2920	15
5 Вр-I	6 А-III	($\times 200$)+100	150	3560	3120	30
5 Вр-I	8 А-III	($\times 200$)+100	150	3560	3120	30
5 Вр-I	6 А-III	200	150	3630	3180	15
5 Вр-I	8 А-III	200	150	3630	3180	15

* Сетки маркируются следующим образом:

$$\frac{d_1}{d_2}, \text{ класс продольной арматуры} - s_1 B \times \frac{C_1 C_2}{K},$$

где d_1 — диаметр продольных стержней; d_2 — то же, поперечных; s_1 — шаг продольных стержней; s_2 — то же, поперечных; B — ширина сетки; L — длина сетки; C_1 и C_2 — длина свободных концов продольных стержней; K — длина свободных концов поперечных стержней. Если $C_1=C_2$, то в обозначении оставляют только C_1 и K .

** s — дополнительный шаг крайних стержней.

РАЗДЕЛ 5. КАМЕННЫЕ И АРМАТУРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ*

ГЛАВА 5.1. МАТЕРИАЛЫ

5.1.1. Расчетные характеристики кладки

Применяются камни и растворы следующих марок и бетоны классов:

камни марок — по пределу прочности на сжатие (а кирпича на сжатие с учетом его прочности при изгибе) — 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50 (камни малой прочности — легкие бетонные и природные камни); 75, 100, 125, 150, 200 (средней прочности — кирпич, керамические, бетонные и природные камни); 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 (высокой прочности — кирпич, природные и бетонные камни); **бетоны классов** — по пределу прочности на сжатие: тяжелый — В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30; на пористых заполнителях — В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30; ячеистый — В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; крупнопористый — В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; поризованный — В2,5; В3,5; В5; В7,5; силикатный — В12,5; В15; В20; В25; В30.

Допускается применение в качестве утеплителей бетонов, пределы прочности которых на сжатие 0,7 и 1 МПа, а для вкладышей и плит; не менее 1 МПа;

растворы марок по пределу прочности на сжатие — 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200;

каменные материалы марок по морозостойкости — Мрз 10, Мрз 15, Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз.300.

Растворы с плотностью в сухом состоянии 1500 кг/м³ и более — тяжелые, до 1500 кг/м³ — легкие.

Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину) приведены в табл. 5.1.

Для армирования каменных конструкций применяют: для сетчатого армирования — арматуру классов А-I и Вр-I; для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей — арматуру классов А-I, А-II и Вр-I.

Расчетные сопротивления R кладки приведены в табл. 5.2—5.11.

* Раздел составлен на основе СНиП II-22—81 «Каменные и армокаменные конструкции» и «Пособия по проектированию каменных и армокаменных конструкций» (ЦНИИСК им. Кучеренко).

Т а б л и ц а 5.1. Марки камней по морозостойкости

Конструкция	Срок службы, годы		
	100	50	25
Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
сухим и нормальным	25	15	15
влажным	35	25	15
мокрым	50	35	25
Фундаменты и подземные части стен:			
из кирпича глиняного пластического прессования	35	25	15
из природного камня	25	15	15

Примечания: 1. Для районов, расположенных восточнее и южнее городов Грозный, Волгоград, Саратов, Самара, Орск, Карагайда, Семипалатинск, Усть-Каменогорск, требования к морозостойкости материалов и изделий, применяемых для конструкций, указанных в таблице, допускается снижать на одну ступень, но не ниже Мрз 10.

2. Для северной строительно-климатической зоны, а также для побережий Ледовитого и Тихого океанов шириной 100 км, не входящих в северную строительно-климатическую зону, марки по морозостойкости материалов для наружной части стен (при сплошных стенах — на толщину 25 см) и для фундаментов (на всю ширину и высоту) должны быть на одну ступень выше указанных в таблице, но не выше Мрз 50 для керамических и силикатных материалов, а также природных камней.

3. Марки по морозостойкости для всех строительно-климатических зон, кроме указанных в примеч. 2, могут быть снижены для кладки из глиняного кирпича пластического прессования на одну ступень, но не ниже Мрз 10 в следующих случаях:

для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом, защищенных с наружной стороны облицовками толщиной не менее 35 мм, удовлетворяющими требованиям по морозостойкости, приведенным в таблице, морозостойкость лицевого кирпича и керамического камня должна быть не менее Мрз 25 для всех сроков службы конструкций;

для наружных стен с влажным и мокрым режимом помещений, защищенных с внутренней стороны гидроизоляционными или пароизоляционными покрытиями;

для фундаментов и подземных частей стен зданий с тротуарами или отмостками, возводимых в маловлажных грунтах, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли на 3 м и более.

4. Марки по морозостойкости для облицовок толщиной менее 35 мм, повышаются на одну ступень, но не выше Мрз 50, а облицовок зданий, возводимых в северной строительно-климатической зоне — на две ступени, но не выше Мрз 100.

5. Марки по морозостойкости каменных материалов, применяемых для фундаментов и подземных частей стен, повышают на одну ступень, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли менее чем на 1 м.

Продолжение табл. 5.1

6. Марки камня по морозостойкости для кладки открытых конструкций, а также конструкций сооружений, возводимых в зоне переменной уровня грунтовых вод (подпорные стенки, водосливы, бортовые камни и т.п.), принимаются по нормативным документам, утвержденным или согласованным Госстроем СССР.

7. По согласованию с Госстроями союзных республик, требования испытаний по морозостойкости не предъявляются к природным каменным материалам, которые на опыте прошлого строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях эксплуатации.

R кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 200 мм должны определяться как среднее арифметическое значений, принятых по табл. 5.2 и 5.5, при высоте ряда от 300 до 500 мм — по интерполяции между значениями, указанными по табл. 5.4 и 5.5.

R кладки, приведенные в табл. 5.2—5.8, умножают на коэффициенты условий работы γ_c : 0,8 — для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м² и менее; 0,6 — для элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (нелекального) кирпича, не армированных сетчатой арматурой; 1,1 — для крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и из природного камня ($\rho \geq 1800$ кг/м³); 0,9 — для кладки из блоков и камней из силикатных бетонов классов по прочности выше В25; 0,8 — для кладки из блоков и камней из крупнопористых бетонов и ячеистых бетонов вида А; 0,7 — для кладки из блоков и камней из ячеистых бетонов вида Б. Виды ячеистых бетонов принимаются в соответствии с главой СНиП 2.03.01—84;

1,15 — для кладки после длительного периода твердения раствора (более 1 года); 0,85 — для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа; для зимней кладки, выполняемой способом замораживания — на коэффициенты условий работы γ_{c1} по табл. 5.36.

R сжатия кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов устанавливаются по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления следует принимать по табл. 5.4, с коэффициентом 0,9 — при пустотности блоков $\leq 5\%$; 0,5 — при пустотности $\leq 25\%$ и 0,25 — при $\leq 45\%$. При этом пустотность (в %) определяется по среднему горизонтальному сечению.

Для промежуточных значений пустотности указанные коэффициенты получают интерполяцией.

R сжатия кладки из природного камня, указанные в табл. 5.4; 5.5; 5.7, принимают с коэффициентами: 0,8 — для кладки из камней лучистой тески (выступы до 10 мм); 0,7 — для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 мм).

Таблица 5.2. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50—150 мм на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня	Марка раствора								Прочность раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2(2)	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1
150	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1	0,8
125	—	2,2	2	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	—	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1	0,9	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	—	—	—	1,1	1	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечание. R кладки на растворах марок от 4 до 50 уменьшают, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 — для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), шлаковых и известковых растворах в возрасте до 3 мес; 0,9 — для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Таблица 5.3. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах

Марка кирпича	Марка раствора				
	200	150	100	75	50
300	5,6	5,3	4,8	4,5	4,2
250	5,2	4,9	4,4	4,1	3,7
200	4,8	4,5	4	3,6	3,3
150	4	3,7	3,3	3,1	2,7
125	3,6	3,3	3	2,9	2,5
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,3
75	—	2,5	2,3	2,2	2

Примечание. R сжатию виброкирпичной кладки толщиной более 30 см принимают с коэффициентом 0,85.

Таблица 5.4. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня пиленых или чистой тески при высоте кладки 500—1000 мм

Класс бетона	Марка камня	Марка раствора						Нулевая прочность раствора	
		200	150	100	75	50	25		10
—	1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3
—	800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4
—	600	12,8	12,4	12	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3
—	500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
B30	400	9,3	9	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
B25	300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
B20	250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
B15	200	5,4	5,2	5	4,9	4,7	4,3	4	3
B12,5	150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
B7,5	100	—	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
B5	75	—	—	2,3	2,2	2,1	2	1,8	1,3
B3,5	50	—	—	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,8
B2,5	35	—	—	—	—	1,1	1	0,9	0,6
B2	25	—	—	—	—	0,9	0,8	0,7	0,5

Примечание. R кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимают с коэффициентом 1,1.

Таблица 5.5. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200—300 мм

Марка камня	Марка раствора								Прочность раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
1000	13	12,5	12	11,5	11	10,5	9,5	8,5	8,3	8
800	11	10,5	10	9,5	9	8,5	8	7	6,8	6,5
600	9	8,5	8	7,8	7,5	7	6	5,5	5,3	5
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6	5,3	4,8	4,6	4,3
400	6,5	6	5,8	5,5	5,3	5	4,5	4	3,8	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4	3,7	3,3	3,1	2,8
200	4	3,8	3,6	3,5	3,3	3	2,8	2,5	2,3	2
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5
100	2,5	2,4	2,3	2,2	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1
75	—	—	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	0,8
50	—	—	1,5	1,4	1,3	1,2	1	0,9	0,8	0,6
35	—	—	—	—	1	0,95	0,85	0,7	0,6	0,45
25	—	—	—	—	0,8	0,75	0,65	0,55	0,5	0,35
15	—	—	—	—	—	0,5	0,45	0,38	0,35	0,25

Примечания: 1. R кладки из сплошных шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, принимают с коэффициентом 0,8. 2. Гипсобетонные камни допускается применять только для кладки стен со сроком службы 25 лет, R принимают с коэффициентами: 0,7 — для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом, 0,5 — в прочих зонах; 0,8 — для внутренних стен. 3. R кладки из бетонных и природных камней марок 150 и выше с ровными поверхностями и допусками по размерам, не превышающими ± 2 мм (при толщине растворных швов не более 5 мм, выполненных на цементных пастах или клеевых составах, допускается принимать с коэффициентом 1,3.

Таблица 5.6. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда кладки 200—300 мм

Марка камня	Марка раствора						Прочность раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2(2)	0
150	2,7	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,7	1,3
125	2,4	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1
100	2	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	0,9
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1	0,9	0,7
50	1,2	1,15	1,1	1	0,9	0,8	0,7	0,5
35	—	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	0,4
25	—	—	0,7	0,65	0,55	0,5	0,45	0,3

Примечание. R сжатию кладки из пустотелых шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, а также кладки из гипсобетонных, пустотелых камней, следует снижать в соответствии с примеч. 1 и 2 к табл. 5.5.

Таблица 5.7. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленых и чистой тески)

Кладка	Марка камня	Марка раствора			Прочность раствора	
		25	10	4	0,2	0
Из природных камней при высоте ряда до 150 мм	25	0,6	0,45	0,35	0,3	0,2
	15	0,4	0,35	0,25	0,2	0,13
	10	0,3	0,25	0,2	0,18	0,1
	7	0,25	0,2	0,18	0,15	0,07
То же, при высоте ряда 200—300 мм	10	0,38	0,33	0,28	0,25	0,2
	7	0,28	0,25	0,23	0,2	0,12
	4	—	0,15	0,14	0,12	0,08

Таблица 5.8. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка рваного буттового камня	Марка раствора						Прочность раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	0
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2	1,6	1	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	0,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12

Продолжение табл. 5.8

Марка рваного бутового камня	Марка раствора						Прочность раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	0
200	1,1	1	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	—	—	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	—	—	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	—	—	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примечания: 1. Приведенные в таблице расчетные сопротивления для бутовой кладки даны в возрасте 3 мес для раствора марок 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 сут. Для кладки в возрасте 28 сут приведенные расчетные сопротивления следует принимать с коэффициентом 0,8. 2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, указанные в таблице, умножают на коэффициент 1,5. 3. R бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом на 0,1 МПа; при кладке в траншеях «враспор» с нетронутым грунтом и при надстройках на 0,2 МПа.

Таблица 5.9. Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию бутобетона (невибрированного)

Бутобетон	Класс бетона					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
С рваным бутовым камнем марок:						
200 и выше	4	3,5	3	2,5	2	1,7
100	—	—	—	2,2	1,8	1,5
50 или с кирпичным боем	—	—	—	2	1,7	1,3

Примечание. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

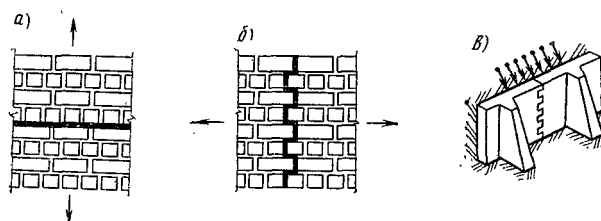


Рис. 5.1. Растяжение кладки

a — по неперевязанному сечению; b — по перевязанному сечению; $в$ — при изгибе по перевязанному сечению

**Т а б л и ц а 5.10. Расчетное сопротивление R , МПа,
кладки из сплошных камней на цементно-известковых,
цементно-глиняных и известковых растворах**

Напряженное состояние	Обозначения	Марка раствора				Прочность раствора $R_{0,2}$
		50 и выше	25	10	4	
А. Осевое растяжение						
По неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 5.1, а)	R_t	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
По перевязанному сечению (рис. 5.1, б):						
для кладки из камней правильной формы		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
для бутовой кладки		0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
Б. Растяжение при изгибе						
По неперевязанному сечению для кладки всех видов и по косою штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе)	$R_{tb} (R_{tw})$	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
По перевязанному сечению (рис. 5.1, в):						
для кладки из камней правильной формы		0,25	0,16	0,08	0,04	0,02
для бутовой кладки		0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
В. Срез						
По неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)	R_{sq}	0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
По перевязанному сечению для бутовой кладки		0,24	0,16	0,08	0,04	0,02

Примечания: 1. Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия. 2. R кладки принимают с коэффициентами: для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней — 1,25; для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести — 0,75; для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича — 0,7, из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханых) песков, по экспериментальным данным; для зимней кладки,

Продолжение табл. 5.10

выполняемой способом замораживания, — по табл. 5.36. При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе R_{tb} принимают без учета указанных коэффициентов. 3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы R кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в таблице, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 5.11. Расчетное сопротивление R , МПа, кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню

Напряженное состояние	Обозначение	Марка камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
Осевое растяжение	R_t	0,25	0,2	0,18	0,13	0,1	0,08	0,06	0,05	0,03
Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	R_{tb}	0,4	0,3	0,25	0,2	0,16	0,12	0,1	0,07	0,05
	R_{tw}									
Срез	R_{sq}	1	0,8	0,65	0,55	0,4	0,3	0,2	0,14	0,09

Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{tb} и главным растягивающим напряжениям R_{tw} отнесены ко всему сечению разрыва кладки. 2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению R_{sq} отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.

R сжатию кладки из сырцового кирпича и грунтовых камней принимают по табл. 5.7 с коэффициентами: 0,7 — для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом; 0,5 — то же, в прочих зонах; 0,8 — для кладки внутренних стен.

Сырцовый кирпич и грунтовые камни разрешается применять только для стен зданий с предполагаемым сроком службы не более 25 лет. R бутобетона осевому растяжению R_t , главным растягивающим напряжениям R_{tw} и растяжению при изгибе R_{tb} приведены в табл. 5.12.

Расчетные сопротивления кладки из природного камня для всех видов напряженного состояния допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

Расчетные сопротивления арматуры R_s , принимаемые в соответствии с главой СНиП 2.03.01—84, умножают в зависимости от вида армирования конструкций на коэффициенты условий работы γ_{cs} , приведенные в табл. 5.13.

Таблица 5.12. Расчетное сопротивление R , МПа, бугобетона осевому растяжению, главным растягивающим напряжениям и растяжению при изгибе

Напряженное состояние	Обозначение	Класс бетона					
		B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
Осевое растяжение и главные растягивающие напряжения	R_t R_{tw}	0,2	0,18	0,16	0,14	0,12	0,1
Растяжение при изгибе	R_{tb}	0,27	0,25	0,23	0,2	0,18	0,16

Таблица 5.13. Коэффициенты условий работы арматуры γ_{cs}

Армирование конструкций	Класс арматуры		
	A-I	A-II	Bp-I
Сетчатое армирование	0,75	—	0,6
Продольная арматура в кладке:			
растянутая	1	1	1
сжатая	0,85	0,7	0,6
отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6
Анкеры и связи в кладке на растворе марок:			
25 и выше	0,9	0,9	0,8
10 и ниже	0,5	0,5	0,6

Примечания: 1. При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления принимаются не выше, чем для арматуры классов A-II и соответственно Bp-I. 2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании следует принимать с дополнительными коэффициентами условий работы γ_{cs1} , приведенными в табл. 5.36.

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки E_0 при кратковременной нагрузке принимают равным:
для армированной кладки

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (5.1)$$

для кладки с продольным армированием

$$E_0 = \alpha R_{sku}, \quad (5.2)$$

где α — упругая характеристика кладки, принимается по табл. 5.14. Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимается таким же, как для неармированной кладки.

Модуль деформаций кладки E при расчете конструкций по прочности кладки для определения усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия при условии, что деформации кладки определяются совместной работой с элементами конструкций из других материалов (для определения усилий в затяжках сводов, в слоях сжатых многослойных сечений, усилий, вызываемых температурными деформациями, при расчете кладки над рандбалками или под распределительными поясами),

$$E = 0,5E_0. \quad (5.3)$$

При определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, а также периода колебаний каменных конструкций и жесткости конструкций

$$E = 0,8E_0. \quad (5.4)$$

Для кладки с продольным армированием упругую характеристику принимают такой же, как для неармированной кладки. Временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки R_u определяют по формуле

$$R_u = kR, \quad (5.5)$$

где k — коэффициент при кладке из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичной вибрированной $k=2$, при кладке из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов $k=2,25$; R — расчетное сопротивление сжатию кладки, принимаемое по табл. 5.2—5.9.

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяют по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha (R_u / R_{sku}). \quad (5.6)$$

где R_{sku} — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, для кладки с продольной арматурой

$$R_{sku} = kR + R_{sn} \mu / 100; \quad (5.7)$$

здесь μ — армирование кладки, %; $\mu = (A_s / A_k) 100$, A_s и A_k — соот-

Т а б л и ц а 5.14. Упругая характеристика кладки с

№ п.п.	Кладка	Марка раствора			Прочность раствора	
		25—200	10	4	0,2	0
1	Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня $\rho \geq 1800$ кг/м ³	1500	1000	750	750	500
2	Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3	Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4	Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов видов:					
	А	750	750	500	500	350
	Б	500	500	350	350	350

5	Из камней из ячеистых бетонов видов:					
	А	750	500	350	350	200
	Б	500	350	200	200	200
6	Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
7	Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	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

Примечания: 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ допускается принимать величины упругой характеристики кладки всех видов, как из кирпича пластического прессования. 2. Приведенные в табл. 5.14 (п. 7—9) значения α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки. 3. Для бутобетона $\alpha = 2000$. 4. Для кладки на легких растворах значения α умножают на коэффициент 0,7.

ответственно площади сечения арматуры и кладки; R_{sn} — нормативное сопротивление арматуры в армированной кладке для стали класса Вр-1, коэффициент условий работы 0,6; для кладки с сетчатой арматурой

$$R_{sku} = kR + 2R_{sn} \mu / 100. \quad (5.8)$$

Относительная деформация кладки с учетом ползучести

$$\varepsilon = \nu (\sigma / E_0), \quad (5.9)$$

где σ — напряжение, при котором определяется ε ; ν — коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки; для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня 138 мм) $\nu=1,8$; для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования $\nu=2,2$; для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона $\nu=2,8$; для кладки из силикатного кирпича и камней полнотелых и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях или поризованного и силикатных крупных блоков $\nu=3$; для кладки из мелких и крупных блоков, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона вида А, $\nu=3,5$; из автоклавного ячеистого бетона вида Б, $\nu=4$.

Модуль упругости кладки E_0 при постоянной и длительной нагрузке, с учетом ползучести, следует уменьшать путем деления его на коэффициент ползучести ν .

Деформации усадки кладки из глиняного кирпича и керамических камней не учитываются.

Деформации усадки принимают для кладок: из кирпича, камней, мелких и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем, $-3 \cdot 10^{-4}$; из камней и блоков, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона (вида А) $-4 \cdot 10^{-4}$; то же, из неавтоклавного ячеистого бетона (вида Б) $-8 \cdot 10^{-4}$.

Модуль сдвига кладки $G=0,4E_0$ (где E_0 — модуль упругости при сжатии).

Коэффициенты линейного расширения кладки α_t указаны в табл. 5.15. Коэффициенты трения принимают по табл. 5.16.

Т а б л и ц а 5.15. Значения коэффициента α_t

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки α_t , град $^{-1}$
Кирпич глиняный, полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

Примечание. α_t для кладки из других материалов принимают по опытным данным.

Т а б л и ц а 5.16. Значения коэффициента трения μ_t

Материал	Коэффициент трения μ_t при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
Кладка и бетон по песку или гравию	0,6	0,5
То же, по суглинку	0,55	0,4
То же, по глине	0,5	0,3

Нормативная средняя плотность кладки, принимаемая при расчете каменных конструкций на прочность, приведена в прил. 1.

ГЛАВА 5.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

5.2.1. Центральнo-сжатые элементы

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производят по формуле

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (5.10)$$

где N — расчетная продольная сила; R — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 5.2—5.9; φ — коэффициент продольного изгиба (табл. 5.17); A — площадь сечения элемента; m_g — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (5.16) при $e_{од} = 0$. При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов $h \geq 30$ см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения $i \geq 8,7$ см) коэффициент m_g следует принимать равным 1.

Коэффициент продольного изгиба φ для элементов постоянно-го по длине сечения принимают по табл. 5.17 в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda_i = l_0 / i \quad (5.11)$$

или прямоугольного сплошного сечения при отношении

$$\lambda_h = l_0 / h \quad (5.12)$$

и упругой характеристики кладки α , принимаемый по табл. 5.14, а для кладки с сетчатым армированием — по формуле (5.6). В зависимости от условий опирания на горизонтальные опоры l_0 принимают: при неподвижных шарнирных опорах $l_0 = H$ (рис. 5.2, а); при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных зда-

Таблица 5.17. Значения коэффициента продольного изгиба φ в зависимости от упругой характеристики кладки и гибкости

Гибкость		Упругая характеристика кладки						
λ_h	λ_z	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	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	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	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	0,2	—
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	—
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	—
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	—
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	—

Примечания: 1. Коэффициенты φ при промежуточных значениях гибкостей определяются по интерполяции. 2. Коэффициенты φ для λ_h , превышающей предельные значения (п. 5.4.2), следует принимать при определении φ_c в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами. 3. Для кладки с сетчатым армированием значения упругих характеристик, определяемые по формуле (5.6), могут быть менее 200.

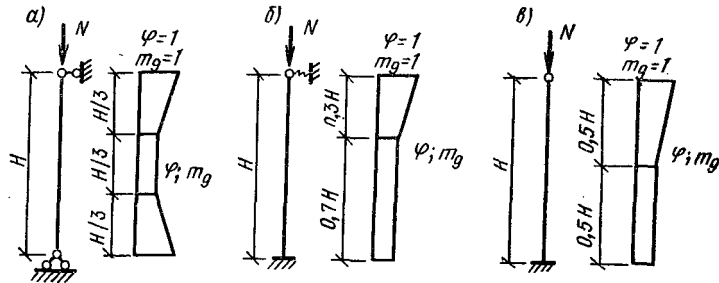


Рис. 5.2. Коэффициенты φ и m_g по высоте сжатых стен и столбов

a — шарнирно опертых на неподвижные опоры; *б* — защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; *в* — свободно стоящих

ний $l_0 = 1,25 H$ (рис. 5.2, *б*); для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2 H$ (рис. 5.2, *в*); для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8 H$ (где H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах расстояние между ними в свету).

При жестких опорах и заделке в стены сборных железобетонных перекрытий принимается $l_0 = 0,9 H$, а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам, $l_0 = 0,8 H$. Если нагрузкой является только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка, то расчетную высоту l_0 сжатых элементов уменьшают умножением на коэффициент 0,75.

φ и m_g для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры, с расчетной высотой $l_0 = H$ при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0 , следует принимать постоянными, равными расчетным значениям φ и m_g , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 коэффициенты φ и m_g увеличиваются по линейному закону до единицы на опоре (см. рис. 5.2, *a*).

Для стен и столбов, имеющих нижнюю защемленную и верхнюю упругую опоры, при расчете сечений нижней части стены или столба до высоты $0,7 H$ принимаются расчетные значения φ и m_g , а при расчете сечений верхней части стены или столба значения φ и m_g для этих сечений увеличиваются до единицы по линейному закону (см. рис. 5.2, *б*).

Для свободно стоящих стен и столбов при расчете сечений в их нижней части (до высоты $0,5 H$) принимаются расчетные значения φ и m_g , а в верхней половине значения φ и m_g увеличиваются до 1 по линейному закону (см. рис. 5.2, *в*).

В месте пересечения продольной и поперечной стен при условии их надежного взаимного соединения φ и m_g принимают равными 1. На расстоянии H от пересечения стен коэффициенты φ и m_g определяются, как указано выше. Для промежуточных вертикальных участков коэффициенты φ и m_g принимаются по интерполяции.

В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается по гибкости стены.

Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также расчет простенка в плоскости стены, при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициенты φ и m_g определяются: при опирании стен (столбов) на неподвижные шарнирные опоры — по высоте $l_0 = H$ и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты H ; при упругой верхней опоре или при ее отсутствии — по расчетной высоте l_0 и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) высотой H_1 — по расчетной высоте l_{01} и поперечному сечению этого участка; l_{01} определяется так же, как l_0 , но при $H = H_1$.

5.2.2. Внецентренно сжатые элементы

Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций производят по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (5.13)$$

где A_c — площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 5.3), определяемая при условии, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы N . Положение границы площади A_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести; для прямоугольного сечения

$$A_c = A (1 - 2e_0/h), \quad (5.14)$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \quad (5.15)$$

R — расчетное сопротивление кладки сжатию; A — площадь сечения элемента; h — высота сечения в плоскости действия изгибающего момента; e_0 — эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения; φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента по табл. 5.17; φ_c — коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H по табл. 5.17 в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{hc} = H/h_c$$

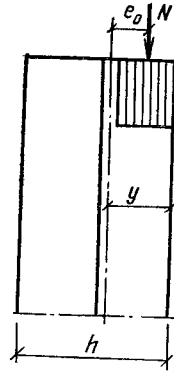
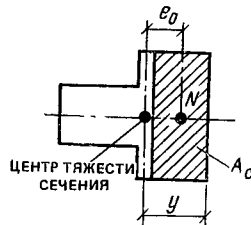


Рис. 5.3. Внецентренное сжатие



или гибкости

$$\lambda_{1c} = H/i_c;$$

здесь h_c и i_c — высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента. Для прямоугольного сечения $h_c = h - 2e_0$. Для таврового сечения (при $e_0 > 0,45y$) допускается приближенно принимать $A_c = 2(y - e_0)$ и $h_c = 2(y - e_0)$ (y — расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета; b — ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета); ω — коэффициент, определяемый по табл. 5.18; m_g — коэффициент,

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_0g}{h} \right), \quad (5.16)$$

где N_g — расчетная продольная сила от длительных нагрузок; η — коэффициент, принимаемый по табл. 5.19; e_{00} — эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

При $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см коэффициент $m_g = 1$. При $e_0 > 0,7y$ кроме расчета внецентренно сжатых элементов по формуле (5.13) следует производить расчет по раскрытию трещин в швах кладки.

При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см в

Т а б л и ц а 5.18. Значения коэффициента ω

№ п. п.	Кладка	ω для сечений	
		произвольной формы	прямоугольного
1	Кладка всех видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2	Кладка из камней и крупных блоков, изготовленных из чистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут)	1	1

Пр и м е ч а н и е. Если $2y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2y$ следует принимать h .

менее следует учитывать случайный эксцентриситет e_0 , который должен суммироваться с эксцентриситетом продольной силы.

Значение случайного эксцентриситета следует принимать равным: для несущих стен — 2 см; для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен — 1 см; для перегородок и ненесущих стен, а также заполнений фахверковых стен случайный эксцентриситет не учитывается.

Т а б л и ц а 5.19. Значения коэффициента η

Гибкость		η для кладки			
λ_h	λ_z	из глиняного кирпича и керамических камней; из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов		из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона на пористых заполнителях; крупных блоков из ячеистого бетона	
		при продольном армировании, %			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,2	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,2	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,3

Пр и м е ч а н и е. Для неармированной кладки η принимают как для кладки с армированием 0,1 % и менее. При армировании более 0,1 % и менее 0,3 % коэффициент η определяется интерполяцией.

Наибольший эксцентриситет (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должен превышать: для основных сочетаний нагрузок — $0,9y$, для особых $0,95y$; в стенах толщиной 25 см и менее: для основных сочетаний нагрузок — $0,8y$, для особых — $0,85y$, при этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 см.

Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть проверены расчетом на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента в тех случаях, когда ширина их поперечного сечения $b < h$.

5.2.3. Смятие (местное сжатие)

Расчет сечений на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения производят по формуле

$$N_c \leq \psi d R_c A_c, \quad (5.17)$$

где N_c — продольная сжимающая сила от местной нагрузки; R_c — расчетное сопротивление кладки на смятие; A_c — площадь смятия, на которую передается нагрузка; d — коэффициент, для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона, $d = 1,5 - 0,5\psi$; для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона $d = 1$; ψ — коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки, при равномерном распределении давления $\psi = 1$, при треугольной эпюре $\psi = 0,5$.

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать $\psi d = 0,75$ — для кладок из материалов, указанных в поз. 1 и 2 табл. 5.20, и $\psi d = 0,5$ — для кладок из материалов, указанных в поз. 3.

$$R_c = \xi R; \quad (5.18)$$

$$\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \leq \xi_1, \quad (5.19)$$

где A — расчетная площадь сечения; ξ_1 — коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по табл. 5.20

При расчете на смятие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки R_c принимается в формуле (5.17) большим из двух значений: R_c , определяемого по формуле (5.18) для неармированной кладки, или $R_c = R_{с\bar{a}}$ (где $R_{с\bar{a}}$ — расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, вычисленное по формулам (5.27) или (5.28)).

При одновременном действии местной (опорные реакции балок, прогонов, перекрытий и т. д.) и основной нагрузок (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится отдельно на местную нагрузку и на сумму местной

Т а б л и ц а 5.20. Значения коэффициента ξ_1

№ п. п.	Материал кладки	Схема нагрузок (рис. 5.4)			
		ξ_1 при схеме нагрузок (см. рис. 5.4)			
		а, в, в, д, ж		б, г, е, и	
		местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1	Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше	2	2	1	1,2
2	Керамические камни с щелевыми пустотами, дырчатый кирпич, бето-бетон	1,5	2	1	1,2
3	Пустотелые бетонные камни и блоки; сплошные камни и блоки из бетона; камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

Примечание. Для кладок всех видов на неотвердевшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения ξ_1 , указанные в поз. 3.

и основной нагрузок, при этом принимаются различные значения ξ_1 согласно табл. 5.20.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загрузки площади смятия основной нагрузкой.

В случае когда площадь сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок, допускается устранять передачу основной нагрузки на площадь смятия путем устройства промежуток или укладки мягкой прокладки над опорным концом прогона, балки или перемычки.

Расчетная площадь сечения A определяется:

при площади смятия, включающей всю толщину стены, в рас-

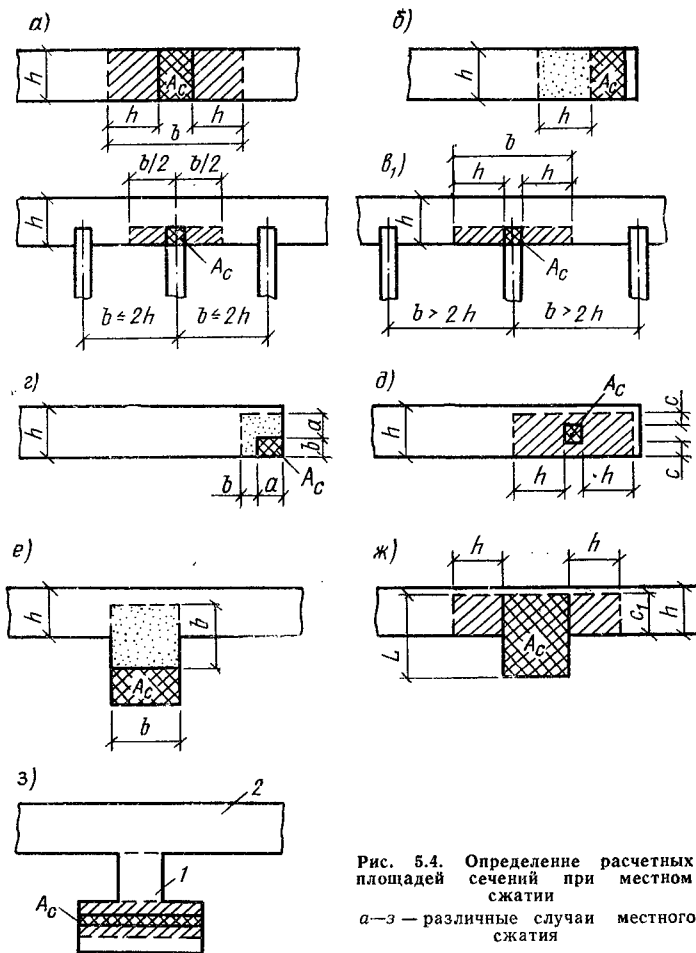


Рис. 5.4. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии
 а-з — различные случаи местного сжатия

четную площадь смятия включаются участки длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (см. рис. 5.4, а);

при площади смятия, расположенной на краю стены по всей ее толщине, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки за расчетную площадь сечения A принимается расчетная площадь, обозначенная на рис. 5.4, б пунктиром;

при опирании на стену концов прогонов и балок в расчетную

площадь сечения стены входит участок шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки, и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 5.4, *в*); если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетного участка сечения определяется как сумма ширины балки b_c и удвоенной толщины стены h (рис. 5.4, *в*);

при смятии под краевой нагрузкой, приложенной к угловому участку стены, расчетная площадь сечения равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки расчетная площадь ограничена на рис. 5.4, *г* пунктиром;

при площади смятия, расположенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь сечения принимается согласно рис. 5.4, *д*. Если площадь смятия расположена вблизи от края сечения, то при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь сечения не меньше определяемой по рис. 5.4, *г* при приложении той же нагрузки к угловому участку стены;

при площади смятия, расположенной в пределах пилястры, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки расчетная площадь ограничивается участком, отмеченным на рис. 5.4, *е* пунктиром;

при площади смятия, расположенной в пределах пилястры и части стены или простенка, увеличение расчетной площади по сравнению с площадью смятия следует учитывать только для нагрузки, равнодействующая которой приложена в пределах полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом $e_0 > 1/6L$ в сторону стены (где L — длина площади смятия, e_0 — эксцентриситет по отношению к оси площади смятия). В этих случаях в расчетную площадь сечения включается, кроме площади смятия, часть площади сечения полки шириной C , равной глубине заделки опорной плиты в кладку стены и длиной в каждую сторону от края плиты не более толщины стены (рис. 5.4, *ж*);

если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать при определении расчетной площади сечения участки, связь которых с загруженным участком недостаточна для перераспределения давления (участки 1 и 2 на рис. 5.4, *з*).

Во всех случаях, приведенных на рис. 5.4, в расчетную площадь сечения A включается площадь смятия A_c .

При опирании на край кладки изгибаемых элементов (балок, прогонов и т. д.) без распределительных плит или с распределительными плитами, которые могут поворачиваться вместе с концом элемента, длина опорного участка элемента должна приниматься по расчету. При этом плита обеспечивает распределение нагрузки только по своей ширине в направлении, перпендикулярном из-

гибаемому элементу. Эти указания не распространяются на расчет опор висячих стен.

При необходимости увеличения площади смятия под опорными плитами следует укладывать на них стальные прокладки, фиксирующие положение опорного давления.

5.2.4. Изгибаемые элементы

Расчет изгибаемых неармированных элементов производят по формуле

$$M \leq R_{tb} W, \quad (5.20)$$

где M — расчетный изгибающий момент; W — момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе; R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. табл. 5.10—5.12).

Изгибаемые неармированные элементы на поперечную силу рассчитывают по формуле

$$Q \leq R_{tw} bz, \quad (5.21—5.22)$$

где R_{tw} — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, по табл. 5.11—5.12; b — ширина сечения; z — плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения $z = \frac{2}{3}h$.

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается.

5.2.5. Срез

Неармированную кладку на срез по горизонтальным неперевязанным швам и перевязанным швам для бутовой кладки рассчитывают по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0) A, \quad (5.23)$$

где R_{sq} — расчетное сопротивление срезу (см. табл. 5.10); μ — коэффициент трения по шву кладки, для кладки из кирпича и камней правильной формы $\mu = 0,7$; σ_0 — среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9; n — коэффициент, для кладки из полнотелого кирпича и камней $n = 1$, для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня $n = 0,5$; A — расчетная площадь сечения.

Расчет кладки на срез по перевязанному сечению (по кирпичу или камню) следует производить по формуле (5.23) без учета обжатия [2-й член формулы (5.23)]. Расчетные сопротивления кладки должны приниматься по табл. 5.11.

При внецентренном сжатии с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0,17 h$), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения A_c .

5.2.6. Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)

При расчете многослойных стен на прочность различаются два случая: *жесткое соединение слоев*. Различную прочность и упругие свойства слоев, а также неполное использование прочности их при совместной работе в стене следует учитывать путем приведения площади сечения к материалу основного несущего слоя. Эксцентриситеты всех усилий должны определяться по отношению к оси приведенного сечения; *гибкое соединение слоев*. Каждый слой следует рассчитывать отдельно на воспринимаемые им нагрузки, нагрузки от покрытий и перекрытий должны передаваться только на внутренний слой. Нагрузку от собственного веса утеплителя следует распределять на несущие слои пропорционально их сечению.

При приведении сечения стены к одному материалу толщина слоев должна приниматься фактической, а ширина слоев (по длине стены) изменяться пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования прочности слоев по формуле

$$b_{red} = b (m_i R_i / mR), \quad (5.24)$$

где b_{red} — приведенная ширина слоя; b — фактическая ширина слоя; R , m — расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение; R_i , m_i — расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности любого другого слоя стены.

Коэффициенты использования прочности слоев в многослойных стенах m и m_i приведены в табл. 5.21.

Расчет многослойных стен с жесткими связями следует производить: при центральном сжатии по формуле (5.10); при внецентренном сжатии по формуле (5.13). При этом площадь приведенного сечения обозначается A_{red} , площадь сжатой части приведенного сечения — $A_{с red}$ и расчетное сопротивление слоя, к которому приводится сечение, с учетом коэффициента использования его прочности — mR .

Коэффициенты продольного изгиба φ , φ_1 и коэффициент m_g определяют для материала слоя, к которому приводится сечение.

При расчете многослойных стен с гибкими связями (без тычковой перевязки) коэффициенты φ , φ_1 и m_g определяют для условной толщины, равной сумме толщин двух конструктивных слоев, умноженной на коэффициент 0,7.

При различном материале слоев принимается приведенная упругая характеристика кладки α_{red} ,

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2}{h_1 + h_2}, \quad (5.25)$$

где α_1 и α_2 — упругие характеристики слоев; h_1 и h_2 — толщина слоев.

Таблица 5.21. Коэффициенты использования прочности слоев m и m_i

Слой из бетонных камней	Слой из материалов							
	керамические камни		кирпич глиняный пластического прессования		кирпич силикатный		кирпич глиняный полусухого прессования	
	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i
Камни из бетонов на пористых заполнителях и из поризованных бетонов классов В2 и выше	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Камни из ячеистого бетона вида А классов В2 и выше	—	—	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Камни из ячеистого бетона вида Б классов В2 и выше	—	—	0,7	1	0,8	1	0,9	1

В двухслойных стенах при жесткой связи слоев эксцентриситет продольной силы, направленной в сторону термоизоляционного слоя относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, не должен превышать $0,5y$.

Многослойные стены с плитными утеплителями (минераловатные, полимерные и другие плиты), засыпками или заполнением бетоном с пределом прочности на сжатие $1,5$ МПа и ниже следует рассчитывать по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

Расчет стен с облицовками, жестко соединенными с материалом стены, при наличии или отсутствии несущих теплоизоляционных слоев, производят по правилам расчета многослойных стен, по площади сечения, приведенного к одному материалу по формуле (5.24). Сечение стен с облицовкой следует приводить к материалу основного несущего слоя стены.

При эксцентриситете нагрузки в сторону облицовки коэффициент ω_1 в формуле (5.13) следует принимать равным 1.

Коэффициенты использования прочности слоев в стенах с облицовками m и m_i приведены в табл. 5.22.

При расчете стен с облицовками эксцентриситет нагрузки в сторону облицовки не должен превышать $0,25y$ (y — расстояние

Т а б л и ц а 5.22. Значения коэффициентов m и m_i

Материал облицовочного слоя	Материал стены							
	керамические камни		глиняный кирпич пластического прессования		силикатный кирпич		глиняный кирпич полусухого прессования	
	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m
Лицевой кирпич пластического прессования высотой 65 мм	0,8	1	1	0,9	1	0,6	1	0,65
Лицевые керамические камни со щелевидными пустотами высотой 140 мм	1	0,9	1	0,8	0,85	0,6	1	0,5
Крупноразмерные плиты из силикатного бетона	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Силикатный кирпич	0,6	0,85	0,6	1	1	1	1	0,8
Силикатные камни высотой 138 мм	0,9	1	0,8	1	1	0,8	1	0,7
Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона	1	0,9	1	0,9	1	0,75	1	0,65

от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентриситета). При эксцентриситете, направленном в сторону внутренней грани стены $e_0 > y \frac{1-m}{1+m}$ но не менее $0,1y$, расчет по формулам (5.10—5.13) производится без учета коэффициентов m и m_1 , приведенных в табл. 5.21 и 5.22, как однослойного сечения по материалу основного несущего слоя стены, при этом в расчет вводится вся площадь сечения элемента.

При расчете многослойных стен связи между конструктивными слоями следует считать жесткими: при любых теплоизоляционном слое и расстоянии между осями вертикальных диафрагм из тычковых рядов кирпичей или камней не более $10h$ и не более 120 см (где h — толщина более тонкого конструктивного слоя); при теплоизоляционном слое из монолитного бетона с пределом прочности на сжатие не менее 0,7 МПа или кладке из камней марки не ниже 10, при тычковых горизонтальных прокладных рядах, расположенных на расстоянии между осями рядов по высоте кладки не более $5h$ и не более 62 см.

Гибкие связи следует проектировать из коррозионно-стойких сталей или сталей, защищенных от коррозии. Суммарная площадь сечения гибких стальных связей должна быть не менее $0,4 \text{ см}^2$ на 1 м^2 поверхности стены.

Облицовочный слой и основная кладка стены, если они жестко связаны друг с другом взаимной перевязкой, должны иметь близкие деформационные свойства. Рекомендуется предусматривать применение облицовочного кирпича или камней, имеющих высоту, равную высоте ряда основной кладки.

В проектах следует предусматривать перевязку облицовки, жестко связанной с кладкой тычковыми рядами — один тычковый ряд на шесть рядов кладки.

В простенках многоэтажных зданий, облицованных различными видами фасадных материалов, при жестком соединении слоев во всех этажах, где расчетная несущая способность стены используется более чем на 90 %, следует предусматривать конструктивное армирование: в швы кладки и облицовки укладываются арматурные сетки из стали диаметром 3—4 мм с ячейками размером 120×120 мм. Сетки располагаются в каждой трети высоты простенка, но реже чем через 1 м.

При наличии наружных обрезов в стенах во избежание отслаивания облицовки укладывают в швы кладки облицовки сетки из арматуры диаметром 4—6 мм с ячейками размером не менее 80×80 мм. Сетки располагают на участке кладки, примыкающем к обрезу не менее чем в двух швах через два ряда кладки по высоте стены, начиная с четвертого шва от обреза.

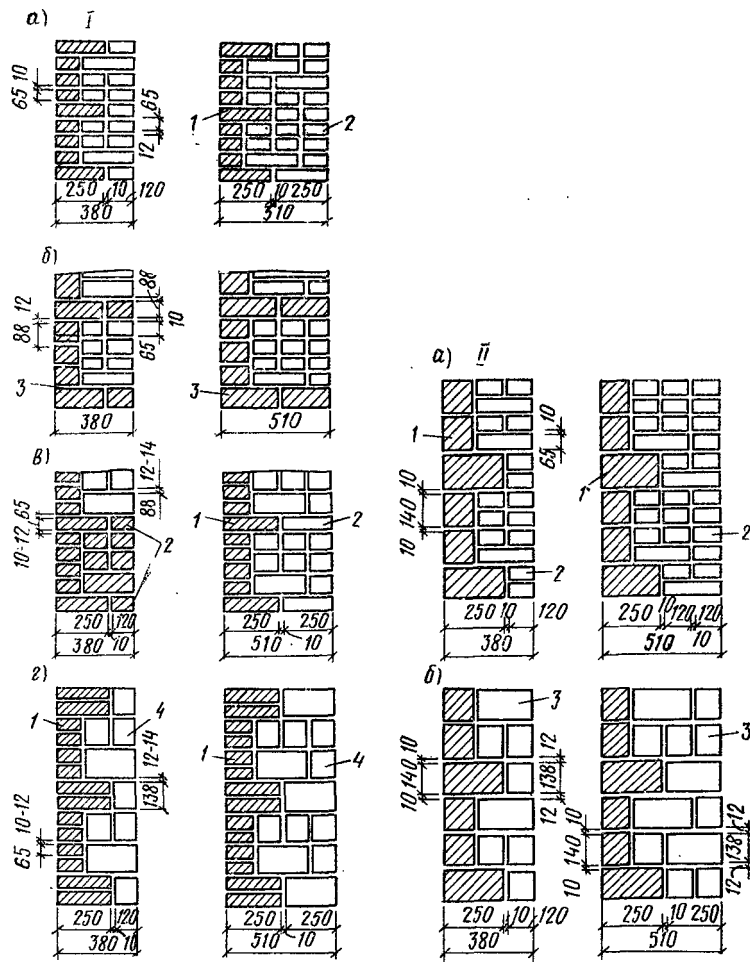


Рис. 5.5. Схемы перевязки облицовки с кладкой

1 — облицовка стен лицевым кирпичом: а, б — из кирпича толщиной 65 мм; в — из кирпича толщиной 88 мм; г — из кирпича толщиной 65 мм; 2 — кирпич рядовой глиняный, силикатный или полусухого прессования толщиной 65 мм; 3 — силикатный толщиной 88 мм; 4 — стеновые керамические камни; II — облицовка стен лицевыми керамическими камнями: а — из кирпича толщиной 65 мм; б — из лицевых керамических камней; 1 — лицевые керамические камни; 2 — глиняный, силикатный кирпич толщиной 65 мм; 3 — стеновые керамические камни

В местах нависания стен с облицовкой над цоколем (или фундаментами блоками) должны выполняться следующие конструктивные мероприятия: нависание кладки стен не должно превышать 60 мм; при высоте здания до 9 этажей в месте нависания над цоколем три ряда кладки стены на всю толщину выполняются из сплошного кирпича с цепной перевязкой и армированием в первом горизонтальном шве сеткой из стали диаметром 5—6 мм с ячейками размером 80×80 мм; при высоте здания более 9 этажей в месте нависания кладки укладывается железобетонная плита толщиной 8—10 см с армированием сетками из стали диаметром 6—8 мм.

Схемы перевязки облицовки с кладкой приведены на рис. 5.5: при полнотелом кирпиче толщиной 65 мм — один тычковый ряд на шесть рядов лицевой кладки и пустотелом — один тычковый на четыре ряда лицевой кладки; при кладке из кирпича толщиной 88 мм — один тычковый ряд на пять рядов лицевой кладки; при кладке из керамических камней высотой 138 мм — два тычковых ряда на шесть рядов лицевой кладки.

Тычковые ряды лицевого кирпича толщиной 88 мм, перевязывающие облицовку с кладкой из кирпича толщиной 65 мм, — один тычковый ряд на четыре ряда лицевой кладки.

Лицевая кладка из керамических камней (рис. 5.5, II) перевязывается с кладкой стены тычковыми рядами камней — один ряд на три ряда лицевой кладки.

5.2.7. Армокаменные конструкции

При центральном сжатии

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A, \quad (5.26)$$

где N — расчетная продольная сила; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 5.17, для λ_h или λ_l при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_{sk} , определяемой по формуле 5.6; R_{sk} — расчетное сопротивление при центральном сжатии для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами,

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100, \quad (5.27)$$

при прочности раствора менее 2,5 МПа при проверке прочности кладки в процессе ее возведения

$$R_{sk1} = R_1 + (2\mu R_s / 100) (R_1 / R_{25}), \quad (5.28)$$

при прочности раствора более 2,5 МПа отношение $R_1 / R_{25} = 1$; здесь R_1 — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора; R_{25} — расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25; μ — армирование по объему, %, $\mu = (V_s / V_k) 100$, где V_s и V_k — соответственно объемы кладки и арматуры; для сеток с квадратными ячейками из арматуры сече-

нием A_{st} с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s

$$\mu = (2A_{st}/cs) 100;$$

m_g — коэффициент, определяемый по формуле (5.16).

Армирование кладки сетчатой арматурой при центральном сжатии не должно превышать значение, определяемое по формуле

$$\mu = 50 (R/R_s) \geq 0,1\%$$

Элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм.

При внецентренно сжатых элементах с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_0 < 0,17h$),

$$N \leq m_g \Phi_1 R_{skb} A_c \omega \quad (5.29)$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leq m_g \Phi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega, \quad (5.30)$$

где $R_{skb} \leq 2R$ — расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, при марке раствора 50 и выше определяется по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \quad (5.31)$$

а при марке раствора менее 25 (при проверке прочности кладки в процессе ее возведения) — по формуле

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \frac{R_1}{R_{25}} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right). \quad (5.32)$$

При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0,17h$, а также при $\lambda_h > 15$ или $\lambda_i > 53$ применять сетчатое армирование не следует.

Армирование кладки сетчатой арматурой при внецентренном сжатии не должно превышать значения, определяемого по формуле

$$\mu = \frac{50R}{(1 - 2e_0/y) R_s} \geq 0,1\%.$$

ГЛАВА 5.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН И ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать: внецентренно сжатые неармированные элементы при $e_0 > 0,7y$; смежные, работающие совместно

конструктивные элементы кладки из материалов различной деформативности (с различными модулями упругости, ползучестью, усадкой) или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах; самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок; стеновые заполнения каркасов — на перекося в плоскости стен; другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы производят на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов по раскрытию трещин при $e_0 > 0,7y$ производят на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций производят при $e_0 > 0,7y$ исходя из следующих положений: при расчете принимается

Т а б л и ц а 5.23. Значения коэффициента условий работы кладки по раскрытию трещин γ_r

Характеристика и условия работы кладки	Предполагаемый срок службы конструкций, лет		
	100	50	25
Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2	3
То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	—
Неармированная внецентренно нагруженная кладка с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	—
То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1	1

П р и м е ч а н и е. При расчете продольно армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения γ_r принимаются с коэффициентами $k=1,25$ при $\mu \geq 0,1\%$; $k=1$ при $\mu \leq 0,05\%$. При промежуточных значениях армирования — по интерполяции, выполняемой по формуле $k=0,75+5\mu$.

линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела; расчет производится по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.

Расчет производят по формуле

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{[A(h-y)e_c/I] - 1} \quad (5.33-5.37)$$

где I — момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента; y — расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края; R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевазанному сечению (см. табл. 5.10); γ_r — коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 5.23.

ГЛАВА 5.4. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИИ

5.4.1. Общие указания

При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания на свежую кладку.

Для сплошной кладки из камней правильной формы необходимо предусматривать следующие минимальные требования к перевязке: для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм — один тычковый ряд на шесть рядов кладки, а из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого кирпича толщиной 65 мм — один тычковый ряд на четыре ряда кладки; для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 мм — один тычковый ряд на три ряда кладки.

Необходимо предусматривать защиту стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя выше уровня тротуара или верха отмостки. Гидроизоляционный слой следует устраивать также ниже пола подвала.

Для подоконников, поясков, парапетов и тому подобных выступающих особо подверженных увлажнению частей стен следует предусматривать защитные покрытия из цементного раствора, кровельной стали и др. Выступающие части стен должны иметь уклоны, обеспечивающие сток атмосферной влаги.

Неармированные кладки из каменных материалов в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и растворов подразделяются на четыре группы (табл. 5.24).

Таблица 5.24. Виды и группы кладки

№ п. п.	Кладка	Группа кладки			
		I	II	III	IV
1	Сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
2	То же, марок 35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
3	То же, марок 15, 10 и 7	—	—	На любом растворе	На любом растворе
4	То же, марки 4	—	—	—	—
5	Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	—	—	—
6	Кладка из грунтовых материалов (грунтоблоки и сырцовый кирпич)	—	—	На известковом растворе	На глиняном растворе

№ п. п.	Кладка	Группа кладки			
		I	II	III	IV
7	Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном класса не ниже В2 или вкладышами класса В2 и выше	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами класса В1	На растворе марки 10 и с заполнением засыпкой	—
8	Облегченная кладка из кирпича или камней колодезная (с перевязкой вертикальными диафрагмами)	На растворе марки 50 и выше с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	—	—
9	Кладка из постелистого бута	—	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
10	Кладка из рваного бута	—	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
11	Бутобетон	На бетоне класса В7,5	На бетоне классов В5 и В3,5	На бетоне класса В2,5	—

Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие следует принимать опертymi в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За жесткие опоры принимают: а) поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, участки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки; б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными, жесткими конструкциями не более указанных в табл. 5.25; в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

Т а б л и ц а 5.25. Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м

Тип покрытий и перекрытий	Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные сборные замоноличенные (см. примеч. 2) и монолитные	54	42	30	—
Б. Из сборных железобетонных настилов (см. примеч. 3) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	—
В. Деревянные	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные в табл. 5.25 предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях: а) при скоростных напорах ветра 0,7, 0,85 и 1 кПа — соответственно на 15, 20 и 25 %; б) при высоте здания 22—32 м — на 10 %; 33—48 м — на 20 %, более 48 м — на 25 %; в) для узких зданий при ширине b менее двойной высоты этажа H — пропорционально отношению $b/2H$. 2. В сборных замоноличенных перекрытиях типа А стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 — при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже М50 — при плитах из легкого бетона или другими способами замоноличивания). 3. В перекрытиях типа Б швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50. 4. Перекрытия типа В должны иметь двойной деревянный настил или настил, накат и подшивку.

За упругие опоры принимают покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающих указанные в табл. 5.25 при отсутствии ветровых связей (см. табл. 5.25, п. В).

Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор и т. п.), следует рассчитывать как свободно стоящие.

При упругих опорах производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы (железобетонные, кирпичные и др.), а ригелями — перекрытия и покрытия. При этом следует принимать, что стойки жестко заземлены в опорных сечениях.

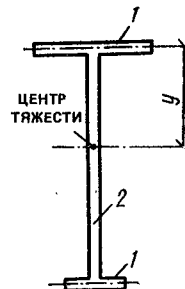
В стенах с пилястрами или без пилястр ширину стены при расчете принимают: а) равной ширине между проемами, а в стенах без проемов — равной ширине участка стены между осями пролетов, если конструкция покрытия обеспечивает равномерную передачу давления по всей длине опирания его на стену; б) если боковое давление от стены на покрытие передается в местах опирания на стены ферм или прогонов, то стена с пилястрой рассматривается как стойка рамы с постоянным по высоте сечением, при этом ширина полки принимается равной $\frac{1}{3} H$ в каждую сторону от края пилястры, но не более $6h$ и ширины стены между проемами (H — высота стены от уровня заделки, h — толщина стены). При отсутствии пилястр и передаче на стены сосредоточенных нагрузок, ширина участка $\frac{1}{3} H$ принимается в каждую сторону от края распределительной плиты, установленной под опорами ферм или прогонов.

Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий опоры, рассматриваемые как жесткие, рассчитываются на вращающую нагрузку как вертикальные неразрезные балки.

Допускается стены или столбы считать расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в плоскостях опирания перекрытий. При этом нагрузку от верхних этажей принимают приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа; нагрузки в пределах рассчитываемого этажа принимают приложенными с фактическими эксцентриситетами относительного центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения в пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты равным $\frac{1}{3}$ глубины заделки, но не более 7 см.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с заделанными кон-

Рис. 5.6. План поперечной стены и простенков продольных стен
1 — простенок продольной стены; 2 — поперечная стена



цами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.

При расчете стен (или их отдельных вертикальных участков) на вертикальные и горизонтальные нагрузки должны быть проверены: горизонтальные сечения на сжатие или внецентренное сжатие; наклонные сечения на главные растягивающие напряжения при изгибе в плоскости стены; раскрытие трещин от вертикальной нагрузки разнонагруженных связанных между собой стен или разной жесткости смежных участков стен.

При учете совместной работы поперечных и продольных стен при действии горизонтальной нагрузки должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания, определяемых по формуле

$$T = QAyH_{\text{эт}}/I \leq hH_{\text{эт}}R_{sq}, \quad (5.38)$$

где T — сдвигающее усилие в пределах одного этажа; Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа; y — расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане (рис. 5.6); A — площадь сечения полки (участка продольной стены, учитываемого в расчете); I — момент инерции сечения стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане; h — толщина поперечной стены; $H_{\text{эт}}$ — высота этажа; R_{sq} — расчетное сопротивление кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению.

Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения производят по формуле

$$Q \leq R_{tq}hl/v, \quad (5.39)$$

при наличии в стене растянутой части сечения по формуле

$$Q \leq R_{tq}A_c/v, \quad (5.40)$$

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа; R_{tq} — расчетное сопротивление складыванию кладки, обжатой расчетной силой N , определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;

$$R_{tq} = \sqrt{R_{tw}(R_{tw} + \sigma_0)}, \quad (5.41)$$

R_{tw} — расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям по швам кладки (см. табл. 5.10);

$$\sigma_0 = 0,9N/A; \quad (5.42)$$

при наличии в стене растянутой части сечения

$$\sigma_0 = 0,9N/A_c, \quad (5.43)$$

A — площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участков продольной стены; A_c — площадь только сжатой части сечения стены при эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения; h — толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает $1/4$ высоты этажа или же $1/4$ длины стены; при наличии в стене каналов их ширина из толщины стены исключается; l — длина поперечной стены в плане, если в сечении входят полки в виде отрезков наружных стен, то l — расстояние между осями этих полок; v — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении $v = S_0/l$, для двутавровых сечений $v = 1,15$, для тавровых сечений $v = 1,35$, для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен) $v = 1,5$; S_0 — статический момент части сечения, находящийся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения; I — момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

При недостаточном сопротивлении скалыванию, определяемому по формулам (5.39), (5.40), кладку армируют продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки R_{stq} определяют по формуле

$$R_{stq} = \sqrt{\frac{\mu R_s}{100} \left(\frac{\mu R_s}{100} + \sigma_0 \right)}, \quad (5.44)$$

где μ — армирование, %, определяемое по вертикальному сечению стены.

При расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, перемычки, перекрывающие проемы в стенах, рассматриваются как шарнирные вставки между вертикальными участками стен.

Если прочность поперечных стен с проемами при действии горизонтальных нагрузок обеспечивается только с учетом жесткости перемычек, то перемычки должны воспринимать возникающие в них перерезывающие силы, определяемые по формуле

$$T = QH_{эт} v/l, \quad (5.45)$$

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассчитываемым перемычкам; $H_{эт}$ — высота этажа.

Расчет перемычек на перерезывающую силу, определяемую по формуле (5.45), производится на скалывание и на изгиб, причем принимается меньшая из двух полученных величин:

$$T \leq 2/3 R_{tw} A, \quad (5.46)$$

$$T \leq 1/3 R_{tb} A (h/l), \quad (5.47)$$

где h и l — высота и пролет перемычки (в свету); T — определяется по формуле (5.45); A — поперечное сечение перемычки; R_{tw} и R_{tb} — см. табл. 5.10.

Если прочность перемычек недостаточна, то они должны быть усилены продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент

$$M = Tl/2 \quad (5.48)$$

и поперечную силу T [см. формулу (5.45)].

5.4.2. Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам

Отношение $\beta = H_{эт}/h$ (где $H_{эт}$ — высота этажа, h — толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба) для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены $l \leq 2,5H_{эт}$ не должно превышать значений, приведенных в табл. 5.26 (для кладки из каменных материалов правильной формы).

Таблица 5.26. Отношение $H_{эт}/h = \beta$

Марка раствора	β при группе кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	15	14	13

Таблица 5.27. Значения коэффициента k для стен и перегородок

№ п. п.	Стены и перегородки	
1	Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине, см: 25 и более 10 и менее	1,2
		1,8
2	Стены с проемами	$\sqrt{A_n/A_b}$
3	Перегородки с проемами	0,9
4	Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами от 2,5 до 3,5H	0,9
5	То же, при $l > 3,5H$	0,8
6	Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Для стен с пилястрами и столбов сложного сечения вместо h принимается условная толщина $h_{red} = 3,5i$, где $i = \sqrt{l/A}$.

При высоте этажа $H_{эт}$ большей свободной длины стены l отношение l/h не должно превышать значения $1,2\beta$ по табл. 5.26.

Отношения β для стен и перегородок принимают с поправочными коэффициентами k (табл. 5.27).

Общий коэффициент снижения отношений β , определяемый путем умножения отдельных коэффициентов снижения k (табл. 5.27), принимается не ниже коэффициентов снижения k_p , указанных в табл. 5.28 для столбов. При толщине несущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см поправочный коэффициент k определяется по интерполяции.

Т а б л и ц а 5.28. Значения коэффициента k_p для столбов

Меньший размер поперечного сечения столба, см	k для столбов	
	из кирпича и камней правильной формы	из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70—89	0,7	0,55
50—69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

П р и м е ч а н и е. Предельные отношения β несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столбов с высотой, равной высоте проемов.

Значения A_n (площадь нетто) и A_b (площадь брутто) определяются по горизонтальному сечению стены.

Предельные отношения β для столбов принимаются по табл. 5.26 с коэффициентами k , приведенными в табл. 5.28.

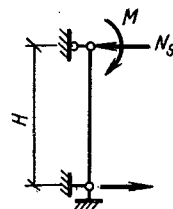
Отношения β , приведенные в табл. 5.26 и умноженные на коэффициенты k (см. табл. 5.27) для стен и перегородок, могут быть увеличены при конструктивном продольном армировании кладки (при $\mu = 0,05\%$) в одном направлении (в горизонтальных швах кладки) — на 20 %.

При расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями $l < k\beta h$, высота стен H не ограничивается и определяется расчетом на прочность. При свободной длине l , равной или большей H , но не более $2H_{эт}$ (где $H_{эт}$ — высота этажа), должно соблюдаться условие

$$H + l \leq 3k\beta h. \quad (5.49)$$

Для стен, перегородок и столбов, не закрепленных в верхнем сечении, значения β должны быть на 30 % меньше указанных выше.

Рис. 5.7. Определение усилия в анкере от изгибающего момента в уровне перекрытия



5.4.3. Анкеровка стен и столбов

Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и покрытиям анкерами сечением не менее 0,5 см².

Расстояние между анкерами балок, прогонов или ферм, а также перекрытий из сборных настилов или панелей, опирающихся на стены, должно быть не более 6 м. При увеличении расстояния между фермами до 12 м предусматривают дополнительные анкера, соединяющие стены с покрытием. Концы балок, укладываемые на прогоны, внутренние стены или столбы, должны быть заанкерены и при двустороннем опирании соединены между собой.

Самонесущие стены в каркасных зданиях соединяют с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Связи, устанавливаемые по высоте колонн, должны обеспечивать устойчивость, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

Расчет анкеров должен производиться: при расстоянии между анкерами более 3 м; при несимметричном изменении толщины столба или стены; для простенков при общей нормальной силе N более 1000 кН.

Расчетное усилие в анкере

$$N_s = M/H_{эт} + 0,01N, \quad (5.50)$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (рис. 5.7); $H_{эт}$ — высота этажа; N — расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

5.4.4. Опирание элементов конструкций на кладку

Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 мм, что должно быть указано в проекте.

В местах приложения местных нагрузок в случае, когда это требуется по расчету на смятие, следует предусматривать установку

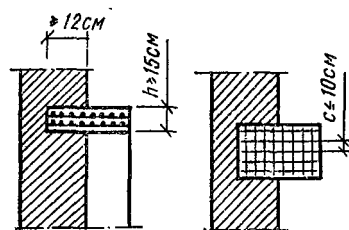


Рис. 5.8. Железобетонные распределительные плиты

распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5 % объема бетона.

При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок на пилястры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной. Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 12 см (рис. 5.8). Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать непосредственно после установки плит. Установка плит в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается.

При местных краевых нагрузках, превышающих 80 % расчетной несущей способности кладки при местном сжатии, предусматривают армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60×60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

При передаче местных нагрузок на пилястры участок кладки, расположенный в пределах 1 м ниже распределительной плиты, армируют через три ряда кладки сетками. Сетки должны соединять опорные участки пилястр с основной частью стены и заделываться в стену на глубину не менее 12 см.

5.4.5. Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку

При опирании на кирпичные стены и столбы железобетонных прогонов, балок и настилов, кроме расчета на внецентренное сжатие и смятие сечений ниже опорного узла, проверяют на центральное сжатие сечение по кладке и железобетонным элементам

$$N \leq gpRA, \quad (5.51)$$

где A — суммарная площадь сечения кладки и железобетонных элементов в опорном узле в пределах контура стены или столба, на которые уложены элементы; R — расчетное сопротивление кладки сжатию; g — коэффициент, зависящий от площади опирания желе-

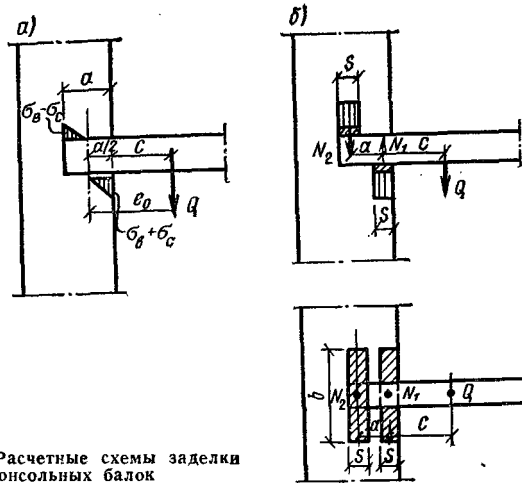


Рис. 5.9. Расчетные схемы заделки консольных балок

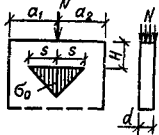
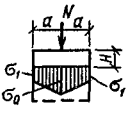
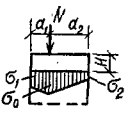
зобетонных элементов в узле; при опирании всех видов железобетонных элементов (прогонов, балок, перемычек, поясов, настилов) $g=1$, если $A_b < 0,1 A$; $g=0,8$, если $A_b \geq 0,4 A$; здесь A_b — суммарная площадь опирания железобетонных элементов в узле. При промежуточных значениях A_b коэффициент g определяется по интерполяции. Если железобетонные элементы (балки, настилы и др.), опертые на кладку с различных сторон, имеют одинаковую высоту и площадь их опирания в узле $A_b > 0,8 A$, разрешается производить расчет без учета коэффициента g , принимая в формуле (5.51) $A=A_b$; p — коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе, при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами $p=1$; при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках $p=0,5$.

В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами, кроме проверки несущей способности опорного узла в целом, должна быть проверена несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила, по формуле

$$N \leq nR_b A_n + RA_k, \quad (5.52)$$

где n — коэффициент, для тяжелых бетонов $n=1,25$, для бетонов на пористых заполнителях $n=1,1$; R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (см. разд. 4 Справочника); A_n — площадь горизонтального сечения настила, ослабленная пустотами, на длине опирания настила на кладку (суммарная площадь сечения ребер); R — расчетное сопротивление кладки сжатию; A_k — площадь сечения кладки в пределах опорного узла (без учета части сечения, занимаемой участками настилов).

Т а б л и ц а 5.29. Определение напряжений в кладке

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения σ_0 и σ_1
	$a_1 \text{ и } a_2 > s = \frac{\pi H}{2}$	$\sigma = 0,64 \frac{N}{Hd}$
	$a \leq s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right),$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right)$
	$a_i \leq s$ $a_1 \geq \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2) a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_2)}{2a_1};$ $\sigma_2 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2) a_2 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_2)}{2a_2};$ $a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}$

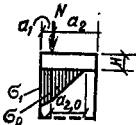
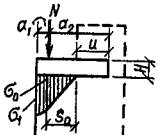
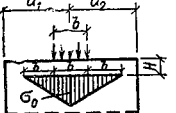
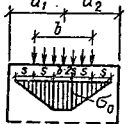
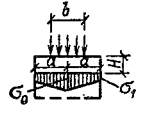
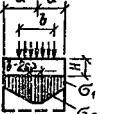
	$a_1 < s$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_{2,0})}{a_1};$ $a_0 = 1,125a_1;$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1$
	$a_1 < s \quad a_2 \geq s_0$ $a_1 < \frac{a_2}{2} \quad s_0 < a_2$ <p>для затвердевшей кладки: $u \geq 12 \text{ см} > H$</p> <p>для свежей или оттаявшей кладки: $u \geq 24 \text{ см} \geq 2H$</p> <p>Нагрузка q погашает растягивающие напряжения под плитой</p>	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + s_0)}{a_1};$ $a_0 = 0,15s + 0,85a_1;$ $s_0 = 0,4a_1 + 0,6s$

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения σ_0 и σ_1
	a_1 и a_2 больше $s + b/2$ и одновременно $b < 2s$	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \cdot \frac{2}{1 + \frac{\pi H}{b}}; \quad q = \frac{N}{b}$
	a_1 и $a_2 > s + b/2$ и одновременно $b > 2s$	$\sigma_0 = \frac{q}{d}$
	$a < s + \frac{b}{2}$ и одновременно $b < 2s$	$\sigma_0 = \frac{2b}{2ad} (1 + \beta^2); \quad \sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2);$ $\beta = \frac{2a}{\pi H \pm b}$
	$a < s + \frac{b}{2}$ и одновременно $b < 2s$	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right];$ $\sigma_1 = \frac{q}{d} \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$

Примечание. q — нагрузка; d — толщина элемента.

Расчет заделки в кладку консольных балок (рис. 5.9) производят по формуле

$$Q \leq R_c ab / (6e_0/a + 1), \quad (5.53)$$

где Q — расчетная нагрузка от веса балки и приложенных к ней нагрузок; R_c — расчетное сопротивление кладки при смятии; a — глубина заделки балки в кладку; b — ширина полок балки; e_0 — эксцентриситет расчетной силы относительно середины заделки $e_0 = c + a/2$; c — расстояние силы Q от плоскости стены.

Необходимую глубину заделки a определяют по формуле

$$a = 2Q/R_c b + \sqrt{4Q^2/R_c^2 b^2 + 6Q_c/R_c b}. \quad (5.54)$$

Если заделка конца балки не удовлетворяет расчету по формуле (5.54), то следует увеличить глубину заделки или уложить распределительные подкладки над и под балкой.

Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ($e_0 > 2a$), напряжения от сжатия могут не учитываться; расчет в этом случае производится по формуле

$$Q = R_c a^2 b / 6e_0. \quad (5.55)$$

При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более $1/3$ глубины заделки допускается принимать под ними прямоугольную эпюру напряжений (см. рис. 5.9).

Если нагрузка передается на кладку через распределительные устройства (например, через железобетонную или металлическую плиту), то эти устройства в расчетной схеме заменяются поясом кладки (или столбом), имеющим те же размеры в плане, что и распределительные устройства с эквивалентной по жесткости высотой H_0 , вычисленной по формуле

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{E_p I_p / Ed}, \quad (5.56)$$

где E_p — модуль упругости материала распределительного устройства (для железобетонных распределительных устройств $E_p = 0,85E_b$; E_b — начальный модуль упругости бетона); I_p — момент инерции распределительного устройства; E — модуль упругости кладки, принимаемый $E = 0,5E_0$; d — размер распределительного устройства в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

Напряжения в кладке под распределительными устройствами определяются по формулам, приведенным в табл. 5.29. В этих формулах s — радиус влияния местной нагрузки,

$$s = \pi H / 2 = 1,57H, \quad (5.57)$$

где H — расстояние от уровня, в котором приложена местная нагрузка, до рассчитываемого сечения.

При расчете сечения под распределительным устройством $H = H_0$, а в расположенных ниже сечениях $H = H_0 + H_1$ (где H_1 — рас-

стояние от нижней поверхности распределительного устройства до рассчитываемого сечения).

Если к распределительному устройству приложено несколько сосредоточенных и распределенных местных нагрузок, эпюры напряжений по его подошве могут быть определены как сумма эпюр, соответствующих каждой из этих нагрузок. Распределенные нагрузки могут заменяться несколькими эквивалентными по величине сосредоточенными силами.

Размеры распределительного устройства (или размеры основания конструкции, создающей местную нагрузку) определяют из условия

$$\sigma_{\max} \leq 0,8\xi R_n, \quad (5.58)$$

где ξ — определяется по формуле (5.19); R_n — по формуле (5.5).

5.4.6. Перемычки и висячие стены

Перемычки. Железобетонные перемычки рассчитывают на нагрузку от перекрытий и на давление от свежееуложенной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной $1/3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены выше квадрата кладки со стороны, равной пролету перемычки, а при оттаивающей кладке, выполненной способом замораживания, выше прямоугольника кладки с высотой, равной удвоенному пролету перемычки в свету. При оттаивании кладки перемычки допускается усиливать постановкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

При отсутствии железобетонных допускается применение каменных (рядовых, клинчатых и арочных) перемычек.

Пролеты неармированных каменных перемычек при марке кирпича или камня 75 и выше не должны превышать значений, указанных в табл. 5.30.

Т а б л и ц а 5.30. Максимальные пролеты перемычек

Марка раствора	Максимальные пролеты перемычек, м			
	рядовых	клинчатых	арочных при высоте подъема	
			$1/8-1/12$ пролета	$1/5-1/6$ пролета
50—100	2	2	3,5	4
25	1,75	1,75	2,5	3
10	—	1,5	2	2,5
4	—	1,25	1,75	2,25

Продолжение табл. 5.30

Примечания: 1. Максимальные пролеты перемычек из кирпича, бетонных и природных камней 35—50 уменьшаются умножением на коэффициент 0,8. 2. Арочные перемычки с пролетами, значения которых больше указанных в таблице, конструируются и рассчитываются как арки.

Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек указана в табл. 5.31.

Таблица 5.31. Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек

Марка раствора	Наименьшая конструктивная высота перемычек, доля от пролета			
	рядовых		клинчатых	арочных
	из кирпича	из камня		
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	—	—	0,16	0,08
4	—	—	0,2	0,1

Примечание. Под конструктивной высотой перемычки понимается: для рядовой перемычки — высота пояса кладки на растворе повышенной прочности; для клинчатой и арочной перемычек — должна быть не менее 4 рядов кирпича, а перемычек из камней — не менее 3 рядов камня.

В рядовых перемычках во избежание выпадения кирпичей или камней из нижнего ряда под ним укладывают слой раствора толщиной 2—3 см и арматуру — не менее одного стержня сечением 0,2 см² на каждые 13 см толщины стены.

Рядовые, клинчатые и арочные перемычки рассчитываются как арки. При распределении распора расстояние d кривой давления от верха перемычки в замке и от низа перемычки в пятах принимается по табл. 5.32.

Расчетный распор H_p рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяется по формулам:

в перемычках без затяжек

$$H_p = M/(c - 2d);$$

в перемычках с затяжкой

$$H_p = M/(h_0 - d),$$

где M — наибольший расчетный изгибающий момент в перемычке, определяемый как для свободно лежащей балки, от собственного веса перемычки и от давления концов балок, прогонов и настила, опирающихся на перемычку; c — расчетная высота перемычки; h_0 — расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки; d — расстояние кривой давления в замке от верха перемычки в замке и от низа перемычки в пятах,

Т а б л и ц а 5.32. Расстояние кривой давления

Марка	<i>d</i> , доля от расчетной высоты перемычки <i>c</i>	
	при марке кирпича и камня 75 и выше	при марке камня 50 и ниже
100	0,1	—
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,1	0,25
4	0,25	0,3

Примечания: 1. Под расчетной высотой перемычки *c* понимается высота перемычки до уровня опирания балок или настила перекрытия. 2. При отсутствии нагрузки на перемычки от перекрытий или других конструкций, кроме собственного веса, расчетная высота перемычки принимается равной $\frac{1}{3}$ пролета. 3. Для арочных перемычек расчетная высота принимается от уровня пят до уровня опирания балок или настила перекрытия (включая высоту подъема перемычки).

Висячие стены. Кладку висячих стен, поддерживаемых рандбалками, проверяют на прочность при смятии в зоне над опорами рандбалок. Должна быть проверена также прочность кладки при смятии под опорами рандбалок. Длину эпюры распределения давления в плоскости контакта стены и рандбалки определяют в зависимости от жесткости кладки и рандбалки. При этом рандбалка заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки, высота которого определяется по формуле

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{0,85 E_b I_{red} / E h}, \quad (5.59)$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона; I_{red} — момент инерции приведенного сечения рандбалки, принимаемый в соответствии с главой СНиП 2.03.01—84; E — модуль деформации кладки, определяемый по формуле (5.3); h — толщина висячей стены.

Жесткость стальных рандбалок определяется как произведение $E_s I_s$ (где E_s и I_s — соответственно модуль упругости стали и момент инерции сечения рандбалки).

Эпюру распределения давления в кладке над промежуточными опорами неразрезных рандбалок принимают по треугольнику при $a \leq 2s$ и по трапеции при $3s \geq a \geq 2s$ (рис. 5.10) с меньшим ее основанием, равным $a - 2s$. Максимальное напряжение смятия σ_c (высота треугольника или трапеции) определяется из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки по формулам:

при треугольной эпюре давления ($a \leq 2s$)

$$\sigma_c = 2N / (a + 2s) h, \quad (5.60)$$

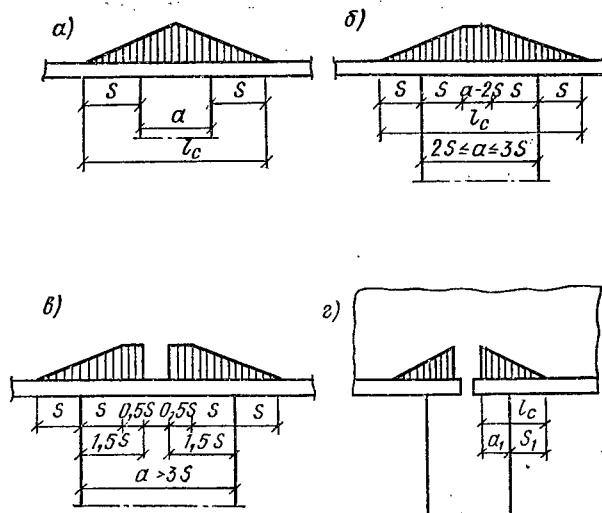


Рис. 5.10. Распределение давления в кладке над опорами висячих стен
 а — на средних опорах неразрезных балок при $a \leq 2s$; б — то же, при $3s > a > 2s$; в — то же, при $a > 3s$; г — на крайних опорах неразрезных балок и на опорах однопролетных раидалок

при трапецевидной эпюре давления ($3s > a > 2s$)

$$\sigma_c = N/ah, \quad (5.61)$$

где a — длина опоры (ширина простенка); N — опорная реакция раидалки от нагрузок, расположенных в пределах ее пролета и длины опоры, за вычетом собственного веса раидалки; s — длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от грани опоры $s = 1,57H_0$; h — толщина стены.

Если $a > 3s$, то в формуле (5.61) вместо a следует принимать расчетную длину опоры, равную $a_1 = 3s$, состоящую из двух участков длиной по $1,5s$, с каждой стороны простенка (см. рис. 5.10).

Эпюру распределения давления над крайними опорами раидалок, а также над опорами однопролетных раидалок принимают треугольной (см. рис. 5.10) с основанием

$$l_c = a_1 + s_1, \quad (5.62)$$

где s_1 — длина участка распределения давления от грани опоры, $s_1 = 0,9H_0$; a_1 — длина опорного участка раидалки, но не более $1,5H$ (H — высота раидалки).

Максимальное напряжение над опорой раидалки

$$\sigma_c = 2N/(a_1 + s_1) h. \quad (5.63)$$

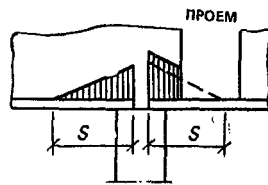


Рис. 5.11. Эпюра распределения давления в кладке всяких стен при наличии проема

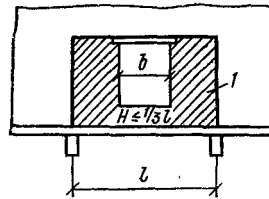


Рис. 5.12. Схема нагрузки на рандбалку при наличии проема в стене
1 — нагрузка на рандбалку; 2 — железобетонная перемычка

Эпюры распределения давления в кладке всяких стен при наличии проемов принимают по трапеции, причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры давления в пределах проема, заменяется равновеликой площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры (рис. 5.11).

Расчет рандбалок производят при двух случаях загрузки:

на нагрузки, действующие в период возведения стен. При кладке стен из кирпича, керамических камней или обыкновенных бетонных камней должна приниматься нагрузка от собственного веса неотвердевшей кладки высотой, равной $1/3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету — для кладки в зимних условиях. При кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого должны быть рассчитаны рандбалки, принимают равной $1/2$ пролета, но не менее высоты одного ряда блоков. При наличии проемов и высоте пояса кладки от верха рандбалок до подоконников менее $1/3$ пролета учитывают также вес кладки стен до верхней грани железобетонных или стальных перемычек (рис. 5.12). При рядовых, клинчатых и арочных перемычках учитывается вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $1/3$ его ширины;

на нагрузки, действующие в законченном здании. Эти нагрузки следует определять исходя из приведенных выше эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых балками стен.

5.4.7. Карнизы и парапеты

При расчете стены под карнизом для незаконченного здания учитываются следующие нагрузки: расчетная нагрузка от собственного веса карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и армированных каменных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке; временная расчетная нагрузка по краю карниза 100 кг на 1 м карниза или на один

элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 м; нормативная ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены.

Если по проекту концы анкеров, обеспечивающих устойчивость карниза, заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете должно учитываться наличие чердачного перекрытия (полностью или частично). Расчетом должна быть также проверена устойчивость карниза при нествердевшей кладке.

Карнизы и участки стен под карнизами законченных зданий рассчитывают на следующие нагрузки: вес всех элементов здания, как создающих опрокидывающий момент относительно наружной грани стен, так и повышающих устойчивость стены, при этом вес крыши принимается уменьшенным на величину отсоса от ветровой нагрузки; расчетная нагрузка на край карниза 150 кг на 1 м или на один элемент сборного карниза длиной менее 1 м; половина расчетной ветровой нагрузки. Снеговая нагрузка при расчете карнизов не учитывается.

Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать $\frac{1}{3}$ длины камня или кирпича.

Для кладки карнизов с выносом менее половины толщины стены и не более 20 см применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большем выносе кирпичных карнизов марка раствора для кладки должна быть не ниже 50.

Карнизы и парапеты при недостаточной их устойчивости должны закрепляться анкерами, заделываемыми в нижних участках кладки.

Расстояние между анкерами не должно превышать 2 м, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 м. Заделка анкеров должна располагаться не менее чем на 15 см ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При железобетонных чердачных перекрытиях концы анкеров заделывают под ними.

При сборных карнизах из железобетонных элементов должна быть обеспечена в процессе возведения устойчивость каждого элемента.

Анкеры располагают, как правило, в кладке на расстоянии в $\frac{1}{2}$ кирпича от внутренней поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены слоем цементной штукатурки толщиной 3 см (от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10 и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

Сечение анкера определяют по усилию

$$N = M/0,85h, \quad (5.64)$$

где M — наибольший изгибающий момент от расчетных нагрузок; h — расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

Кладка стен под карнизами проверяется на внецентренное сжатие. При отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки, эксцентриситеты более $0,7y$ не допускаются.

Парапеты рассчитывают в нижнем сечении на внецентренное сжатие при действии нагрузок от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, принимаемой с аэродинамическим коэффициентом $1,4$. При отсутствии анкеров эксцентриситеты более $0,7y$ не допускаются.

Нагрузки, повышающие устойчивость карнизов и парапетов, принимаются с коэффициентом $0,9$.

5.4.8. Фундаменты и стены подвалов

Фундаменты, стены подвалов и цоколи проектируют преимущественно сборными из крупных бетонных блоков. Допускается также применение мелких бетонных блоков и камней, природных камней правильной и неправильной формы, монолитного бетона и бутобетона, хорошо обожженного глиняного кирпича пластического прессования.

При расчете стены подвала или фундаментной стены в случае, когда толщина ее меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ней, следует учитывать случайный эксцентриситет $e=4$ см. Этот эксцентриситет должен суммироваться с эксцентриситетом, равнодействующим продольных сил. Толщина стены первого этажа не должна превышать толщину фундаментной стены более чем на 20 см. Участок стены первого этажа, расположенный непосредственно над обрезом, армируют сетками.

Переход от одной глубины заложения фундамента к другой производят уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более $1:1$, а высота уступа не более 1 м. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более $1:2$, высота уступа не более $0,5$ м.

Уширение бутобетонных и бутовых фундаментов к подошве производят уступами. Высота уступа принимается для бутобетона не менее 30 см, а для бутовой кладки — в два ряда кладки (35 — 60 см). Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов должны быть не менее значений, указанных в табл. 5.33.

Толщина стен подвалов принимается: из бутобетона не менее 35 см и размеры сечения столбов не менее 40 см; из бутовой кладки

Т а б л и ц а 5.33. Давление на грунт

Марка раствора или бетона	Давление на грунт при расчетной нагрузке, МПа	
	$\sigma \leq 0,2$	$\sigma > 0,25$
50—100	1,25	1,5
10—25	1,5	1,75
4	1,75	2

Примечание. Проверка уступов на изгиб и срез не требуется.

не менее 50 см и размеры сечения столбов не менее 60 см.

Наружные стены подвалов должны быть рассчитаны с учетом бокового давления грунта и нагрузки, находящейся на поверхности земли. При отсутствии специальных требований нормативную нагрузку на поверхности земли принимают равной 10 кН. Стены подвалов рассчитывают как балки с двумя неподвижными шарнирными опорами.

Фундаменты стен подвалов закладываются на глубине не менее 50 см ниже уровня пола подвального помещения.

Схема нагрузок на стены подвалов и очертания эпюр изгибающих моментов приведены на рис. 5.13.

Стена подвала рассчитывается как балка с двумя неподвижными шарнирными опорами. При наличии бетонного пола расчетная высота стен подвала принимается равной расстоянию в свету между перекрытием подвала и поверхностью пола. При отсутствии бетонного пола расчетная высота принимается равной расстоянию от нижней поверхности перекрытия до подошвы фундамента.

Для удобства расчета временную нормативную нагрузку на поверхности земли заменяют добавочным эквивалентным слоем грунта высотой H_{red} , м:

$$H_{red} = F/\rho, \quad (5.65)$$

где F — нормативная нагрузка на поверхности земли; ρ — средняя плотность грунта.

Эпюра бокового давления грунта на 1 м стены подвала представляет собой трапецию с верхней и нижней ординатами q_1 и q_2 :

$$q_1 = n_1 \rho H_{red} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2); \quad (5.66)$$

$$q_2 = n_2 \rho \left(\frac{n_1}{n_2} H_{red} + H_2 \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2), \quad (5.67)$$

где n_1 — коэффициент перегрузки для нагрузки на поверхности земли; n_2 — то же, для средней плотности грунта; H_2 — высота эпюры давления грунта; φ — расчетный угол внутреннего трения, принимается по СНиП 2.02.01—83.

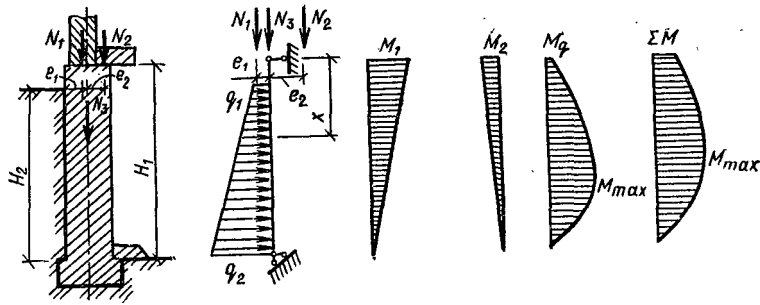


Рис. 5.13. Схема нагрузок на стену подвала и эпюры моментов.

Моменты в стене подвала от бокового давления грунта:

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_2^2}{H_1} (2q_1 + q_2) x - \left[3q_1 + (q_2 - q_1) \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \frac{x - H_1 + H_2}{H} \right] (x - H_1 + H_2)^2 \right\}, \quad (5.68)$$

где H_1 — расчетная высота стен подвала; x — расстояние от верха стены подвала до рассматриваемого горизонтального сечения.

Если боковое давление приложено по всей высоте стены подвала, то приближенно можно считать, что максимальное значение M_x будет на расстоянии $x = 0,6H_1$;

$$M_{\max} = (0,056q_1 + 0,064q_2) H_1^2. \quad (5.69)$$

Если ось вышележащей стены совпадает с осью стены подвала, то нагрузка от вышележащих этажей считается приложенной центрально.

Расчетом на внецентренное сжатие проверяют сечения стены, в которых моменты имеют максимальные значения.

5.4.9. Конструктивные требования к армированной кладке

Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1 % объема кладки.

Арматурные сетки укладывают не реже, чем через пять рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через четыре ряда кладки из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из керамических камней. Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм. Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более: при пересечении арматуры в швах — 6 мм; без пере-

сечения арматуры в швах — 8 мм. Расстояние между стержнями сетки принимают не более 12 и не менее 3 см.

Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

Арматурные стержни для контроля укладки сеток должны выступать за грань кладки на 10 мм.

5.4.10. Деформационные швы

Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами, которые допускается принимать для неармированных наружных стен без расчета:

а) для надземных каменных и крупноблочных стен отапливаемых зданий при длине армированных бетонных и стальных включений (перемычки, балки и т. п.) не более 3,5 м и ширине простенков не менее 0,8 м — по табл. 5.34; при длине включений более 3,5 м участки кладки по концам включений должны проверяться расчетом по прочности и раскрытию трещин;

Таблица 5.34. Расстояние между температурными швами, м

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами, м, при кладке			
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и менее	50 и более	25 и менее
—40 °С и ниже	50	60	35	40
—30 °С	70	90	50	60
—20 °С и выше	100	120	70	80

Примечание. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между температурными швами определяют интерполяцией.

б) то же, для стен из бутобетона — по табл. 5.34 как для кладки из бетонных камней на растворах марки 50 с коэффициентом 0,5;

в) то же, для многослойных стен — по табл. 5.34 для материала основного конструктивного слоя стен;

г) для стен неотапливаемых каменных зданий и сооружений при условиях, указанных в п. «а», — по табл. 5.34 с умножением на коэффициенты: для закрытых зданий и сооружений — 0,7; для открытых сооружений — 0,6;

д) для каменных и крупноблочных стен подземных сооружений

и фундаментов зданий, расположенных в зоне сезонного промерзания грунта — по табл. 5.34 с увеличением в 2 раза; для стен, расположенных ниже границы сезонного промерзания грунта, а также в зоне вечной мерзлоты — без ограничения длины.

Деформационные швы в стенах, связанных с железобетонными или стальными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях.

Осадочные швы в стенах должны быть предусмотрены во всех случаях, когда возможна неравномерная осадка основания здания или сооружения.

Деформационные и осадочные швы проектируют со шпунтом или «в четверть» заполненными упругими прокладками, исключающими возможность продувания швов.

5.4.11. Комплексные элементы (элементы из каменной кладки, усиленные железобетоном)

Комплексные конструкции (рис. 5.14) применяются в тех же случаях, что и кладка с продольным армированием, а также при требовании значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов при центральном или внецентренном сжатии.

При конструировании комплексных элементов площадь сечения всей продольной арматуры должна составлять не более 1,5 % площади сечения бетона.

При расчете комплексных элементов на центральное сжатие следует соблюдать следующее условие:

$$N \leq \varphi_{cs} [0,85m_g (RA + R_b A_b) + R_{sc} A_s'], \quad (5.70)$$

где N — продольная сила; m_g — коэффициент, учитывающий влияние длительности нагрузки; R — расчетное сопротивление кладки; A — площадь сечения кладки; R_b и R_{sc} — расчетные сопротивления соответственно бетона и арматуры при центральном сжатии, принимаемые по СНиП 2.03.01—84 (см. разд. 4 Справочника); A_b — площадь сечения бетона; A_s' — площадь сечения арматуры; φ_{cs} — коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции, принимаемый при упругой характеристике кладки

$$\alpha_{cs} = E_{0,red} / R_{red}. \quad (5.71)$$

Приведенный модуль упругости комплексных элементов и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяются по формулам:

$$E_{0,red} = \frac{E_{0k} I_k + I_b I_b}{I_k + I_b}; \quad (5.72)$$

$$R_{red} = \frac{R_u A + R_{ub} A_b}{A + A_b}. \quad (5.73)$$

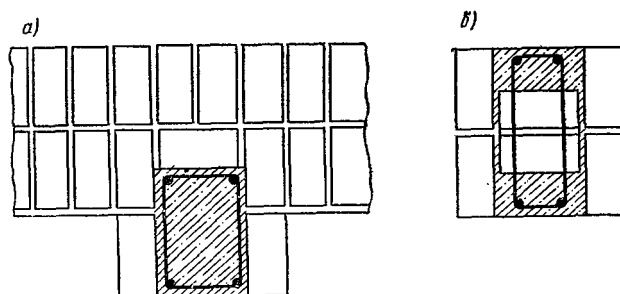


Рис. 5.14. Схемы сечений комплексных элементов:

a — одностороннее расположение железобетона; *b* — расположение железобетона в штрабе

где $E_{ок}$, E_b — начальный модуль упругости соответственно кладки и бетона; I_k , I_b — момент инерции сечения соответственно кладки и бетона; $R_k=2R$ — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки; $R_{нб}$ — нормативная призмная прочность бетона при сжатии.

5.4.12. Элементы, усиленные обоймой

Применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные.

Основные факторы, влияющие на эффективность обойм, — поперечное армирование обоймы (хомутами) в %, марка бетона или штукатурного раствора и состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см (рис. 5.15). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25—30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В12,5—В15 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не свыше 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см (см. рис. 5.15).

Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50—100 (см. рис. 5.15).

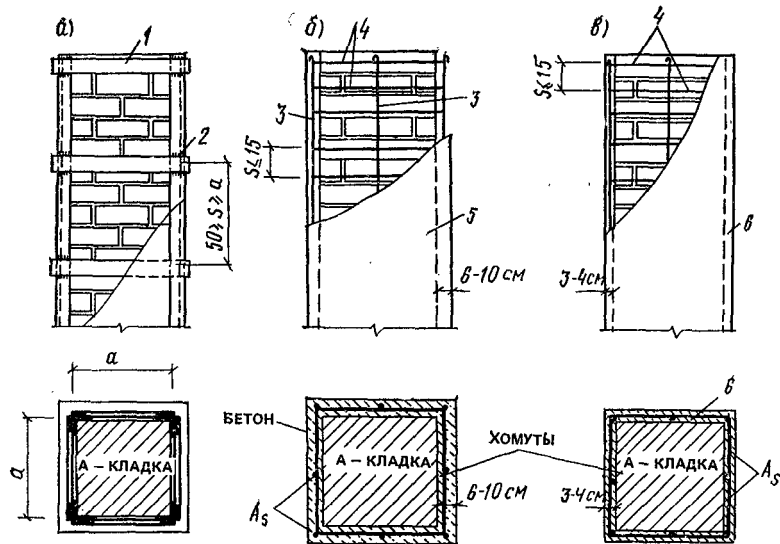


Рис. 5.15. Схема усиления кирпичных столбов обоями

a — металлической; *б* — железобетонной; *в* — армированной штукатуркой; 1 — планка f_1 сечением $35 \times 5 - 60 \times 12$ мм; 2 — сварка; 3 — стержни диаметром 5—12 мм; 4 — хомуты диаметром 4—10 мм; б — бетон класса В12,5—В15; в — штукатурка (раствор марки 50—100)

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной обоями, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

$$N \leq \psi \Phi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A'_s \right]; \quad (5.74)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \Phi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]; \quad (5.75)$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \Phi \left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A, \quad (5.76)$$

где ψ и η — коэффициенты, при центральном сжатии $\psi=1$, $\eta=1$; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием)

$$\psi = 1 - 2e_0/h, \quad (5.77)$$

$$\eta = 1 - 4e_0/h_i \quad (5.78)$$

N — продольная сила; 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_{sv} — расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы; R_{sc} — расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры; φ — коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для неусиленной кладки); m_g — коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки; m_k — коэффициент условий работы кладки, для кладки без повреждений $m_k=1$, для кладки с трещинами $m_k=0,7$; m_b — коэффициент условий работы бетона при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы $m_b=1$, при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы $m_b=0,7$, без непосредственной передачи нагрузки на обойму $m_b=0,35$; μ — армирование хомутами и поперечными планками, %.

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} 100, \quad (5.79)$$

где h и b — размеры сторон усиливаемого элемента; s — расстояние между осями поперечных связей при стальных обоймах ($h \geq s \leq b$, но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и ступенчатых обоймах ($s \leq 15$ см).

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм, принимаются по табл. 5.35.

Т а б л и ц а 5.35. Расчетные сопротивления арматуры, МПа

Армирование	Сталь класса А-I	Сталь класса А-II
Поперечная арматура	150	190
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43	55
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130	160
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190	240

ГЛАВА 5.5. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

Выполнение зимней кладки из кирпича, камней правильной формы и крупных блоков предусматривают одним из следующих способов:

на растворах не ниже марки 50 с противоморозными химическими добавками (поташ, нитрит натрия, смешанные добавки, комплексные добавки НКМ), твердеющих на морозе без обогрева;

способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 10 без химических добавок. При этом элементы конструкций должны иметь достаточную прочность и устойчивость как в период их первого оттаивания (при наименьшей прочности свежееоттаявшего раствора), так и в последующий период эксплуатации зданий. Высота каменных конструкций, возводимых способом замораживания, не должна превышать 15 м. Допускается выполнение способом замораживания фундаментов малоэтажных зданий (до трех этажей включительно) из постелистого камня, укладываемого «в распор» со стенками траншей на растворах марки не ниже 25;

способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 50 без химических добавок с обогревом возводимых конструкций в течение времени, за которое кладка достигает несущей способности, достаточной для нагружения вышележащими конструкциями зданий.

Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполнявшейся на растворах с противоморозными химическими добавками, принимаются:

равными расчетным сопротивлениям летней кладки, приведенным в табл. 5.2—5.8, если каменная кладка будет выполняться при среднесуточной температуре наружного воздуха до -15°C , и с понижающим коэффициентом 0,9, если кладка будет выполняться при температуре ниже -15°C . Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполнявшейся способом замораживания и способом замораживания с обогревом возведенных конструкций, на растворах без противоморозных добавок в законченном здании, после оттаивания и твердения раствора при положительных температурах, принимают по табл. 5.2—5.8 с понижающими коэффициентами;

для кирпичной и каменной кладки при среднесуточной температуре наружного воздуха, при которой выполнялась кладка, -15°C —0,9 и до -30°C —0,8, для кладки из крупных блоков расчетные сопротивления не снижаются.

Мероприятия, обеспечивающие необходимую конечную прочность зимней кладки (повышение марок растворов, применение кирпича и камней повышенной прочности или применение сетчатого армирования), должны быть указаны на рабочих чертежах. При кладке на растворах с химическими добавками указанные мероприятия применяются для элементов кладки, несущая способность которых используется более чем на 90 %, а при кладке, выполняемой способом замораживания, — для элементов, несущая способность которых используется более чем на 70 %.

При кладке на растворах с противоморозными добавками коэффициенты условий работы γ_{cs1} и γ_{cs2} , приведенные в табл. 5.36, не учитываются. При кладке способом замораживания или способом

замораживания с искусственным обогревом возведенных конструкций следует учитывать влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы коэффициентов условий работы γ_{ct} и γ_{cst} .

Т а б л и ц а 5.36. Коэффициенты условий работы

Напряженное состояние зимней кладки	Кладки γ_{ct}	Сетчатой арматуры γ_{cst}
Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича	1	—
То же, бутовой кладки из постелистого камня	0,8	—
Растяжение, изгиб, срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	—
Сжатие кладки с сетчатым армированием, возводимой способом замораживания в стадии оттаивания	—	0,5
То же, отвердевшей (после оттаивания)	—	0,7
То же, возводимой на растворах с противоморозными добавками при твердении на морозе и прочности раствора не менее 1,5 МПа в момент оттаивания	—	1

В рабочих чертежах зданий повышенной этажности (9 этажей и более), возводимых зимой на растворах с противоморозными химическими добавками, следует указывать требуемую промежуточную прочность раствора на этажах для различных стадий готовности здания.

Расчет несущей способности конструкций, возводимых способом замораживания на обыкновенных растворах (без противоморозных добавок), производится: в стадии оттаивания при расчетной прочности оттаивающего раствора 0,2 МПа при растворе на портландцементе и толщине стен и столбов 38 см и более; при нулевой прочности оттаивающего раствора и растворе на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 см.

При расчете в стадии оттаивания учитывают влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы дополнительных коэффициентов условий работы γ_{ct} и γ_{cst} (см. табл. 5.36).

Прочность зимней кладки, выполняемой способом замораживания с обогревом, определяют расчетом с учетом упрочнения, достигнутого раствором в пределах всего или части сечения,

Т а б л и ц а 5.37. Ориентировочная необратимая прочность растворов с противоморозными добавками

Противоморозная добавка	Среднесуточная температура воздуха, °С	Количество противоморозной добавки, % по массе цемента	Ожидаемая прочность раствора, % марки при твердении на морозе в течение, сут		
			7	28	90
Нитрит натрия (НН)	От 0 до -2	2-3	15	50	70
	» -3 » -5	4-5	10	40	55
	» -6 » -15	8-10	5	30	40
Поташ (П)	До -5	5	25	60	80
	От -6 до -15	10	20	50	65
	» -16 » -30	12	10	35	50
Нитрит натрия+поташ (НН+П)	» 0 » -2	1,5+1,5	25	60	80
	» -3 » -5	2,5+2,5	20	55	75
	» -6 » -15	5+5	15	40	60
	» -16 » -30	6+6	5	35	45

Комплексная добавка (КНМ)	От 0 до -2	2-3	15	50	70	
	» -3 » -5	4-5	10	30	50	
	» -6 » -20	8-10	3	20	30	
	Комплексная пластифицированная (НК+ПАЩ-1); (НН+ПАЩ-1)	» 0 » -5	2	15	50	70
		» -6 » -15	5-6	10	30	50
	Хлорид натрия+хлорид кальция (ХН+ХК)	» 0 » -5	2+0,5	30	80	100
		» -6 » -15	4+2	15	35	50
	ННХКМ (готовый продукт+мочевина)	» -3 » -5	5	30	55	85
		» -6 » -15	10	20	40	50
		» -16 » -30	12	5	20	30

Примечания: 1. В таблице приведена ожидаемая прочность растворов марки 50 и выше, приготовленных на портландцементе. При применении шлакопортландцемента или нитрита натрия в виде жидкого продукта ожидаемая прочность раствора принимается с коэффициентом 0,8. Если раствор готовится на шлакопортландцементе с добавкой нитрита натрия в виде жидкого продукта, ожидаемая прочность принимается с коэффициентом 0,65. 2. В связи с различной скоростью твердения растворов с противоморозными добавками, приготовленных на цементах с различными минералогическими составами, данные таблицы должны быть предварительно уточнены пробными замесами.

Отогревание конструкций допускается только после проверки расчетом их достаточной несущей способности в период искусственного оттаивания кладки.

Участки кладки, выполняемой способом замораживания (столбы, простенки), в которых расчетом были выявлены перенапряжения в стадии оттаивания, необходимо усиливать установкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и последующего твердения кладки.

Возведение кладки на обыкновенных растворах способом замораживания не допускается для конструкций: из бутобетона и равного бута; подвергающихся в стадии оттаивания поперечным нагрузкам, превышающим 10 % продольных; с эксцентриситетами в стадии оттаивания, превышающими 0,25 u для конструкций без верхней опоры и 0,7 u при наличии верхней опоры; с отношением высот стен (столбов) к их толщинам, превышающим в стадии оттаивания значения β , установленные для кладок IV группы.

Для конструкций, не имеющих верхней опоры, предельные отклонения следует уменьшать в 2 раза и принимать не более $\beta=6$. В случаях превышения предельно допускаемой гибкости конструкции при возведении усиливают временными креплениями, обеспечивающими их устойчивость в период оттаивания.

При проектировании каменных стен с облицовками из плит, устанавливаемых одновременно с кладкой в зимних условиях, необходимо учитывать различную деформативность облицовочных слоев и кладки стен и в проекте указывать мероприятия, исключающие возможность образования трещин и отслоений облицовки от основной кладки стен.

В рабочих чертежах зданий или сооружений, каменные конструкции которых будут возводиться способом замораживания, необходимо также указывать: предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания раствора; временные крепления конструкций, устанавливаемые до возведения вышележащих этажей, на период их оттаивания и твердения раствора кладки.

Противоморозные добавки. В качестве противоморозной добавки к растворам допускается применять только нитрит натрия: при возведении влажных цехов, бань, прачечных и других помещений с повышенной влажностью воздуха, а также помещений с температурой воздуха выше 40 °С; при возведении конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды и под водой, не имеющих гидроизоляции.

Не допускается непосредственный контакт растворов с добавками нитрита натрия, поташа, НКМ, ННХКМ с оцинкованными и алюминиевыми закладными частями без предварительной защиты их протекторными покрытиями.

Растворы с добавками поташа не допускается применять в стенах из силикатного кирпича марки ниже 100 и морозостойкостью ниже Мрз 25.

Ориентировочная необратимая (сохраняющаяся при оттаивании) прочность растворов с противоморозными добавками в зависимости от времени их твердения на морозе приведена в табл. 5.37.

Конечная фактическая прочность раствора в конструкциях должна быть подтверждена результатами испытаний конкретных образцов.

Количество противоморозных добавок в зависимости от среднесуточной температуры наружного воздуха назначается по указаниям СНиП (прил. 2).

Расчет несущей способности конструкций, выполняемых способом замораживания и упроченных искусственным отогреванием, следует производить на период оттаивания с учетом упрочнения, достигнутого раствором в пределах всего или части сечения.

Расчетное сопротивление при центральном сжатии кладки наружных стен, отогреваемых с одной внутренней стороны, в зависимости от глубины оттаивания и прочности раствора на внутренней грани стены, достигнутых за период оттаивания, определяется по формуле

$$R_y = R_0 \omega', \quad (5.80)$$

где R_y — расчетное сопротивление зимней кладки наружных стен сжатию, упроченной односторонним отогреванием; R_0 — расчетное сопротивление сжатию зимней оттаявшей кладки на растворе нулевой прочности; ω' — коэффициент упрочнения кладки наружных стен, подвергающихся одностороннему отогреванию, определяемый по табл. 5.38.

Т а б л и ц а 5.38. Значения коэффициента ω'

Прочность отогретого раствора на внутренней грани наружной стены, МПа	ω' при глубине оттаивания наружных стен, % толщины		
	20—39	40—59	60 и более
0,2	1	1,05	1,2
0,4	1	1,05	1,2
1	1,05	1,1	1,3
1,5	1,1	1,2	1,5
2,5	1,15	1,4	1,7
5	1,2	1,6	1,9

Примечания: 1. Коэффициент упрочнения для кладки на растворе с применением шлакопортландцемента или пуццолановых портландцементов $k = (\omega' + 1)/2$. 2. Прочность отогретого раствора на внутренней грани наружной стены определяется лабораторными испытаниями.

При оттаивании кладка, выполненная способом замораживания на обыкновенных (без противоморозных добавок) растворах, дает осадку, равную примерно 1 мм на 1 м высоты. В связи с этим в оконных и дверных проемах над коробками следует предусматривать дополнительный осадочный зазор шириной не менее 5 мм.

При проектировании самонесущих каменных стен и заполнения в каркасных зданиях необходимо предусматривать их крепление к вертикальным элементам каркаса гибкими связями, обеспечивающими возможность свободной осадки стен. Расстояние между связями по высоте не должно превышать 1,5 м.

ГЛАВА 5.6. ТРЕБОВАНИЯ К РАБОЧИМ ЧЕРТЕЖАМ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В рабочих чертежах должны быть указаны:

вид кирпича, камней, облицовочных материалов и бетонов, применяемых для кладки, а также для изготовления панелей и крупных блоков с указанием соответствующих ГОСТов или технических условий и их проектные марки по прочности и морозостойкости; для бетона на пористых заполнителях, ячеистого и поризованного указывается также плотность;

проектные марки растворов и вид вяжущего для кладки, монтажных швов, а также изготовления панелей и крупных блоков при производстве работ как в летнее, так и в зимнее время;

классы и марки арматуры, полосовой и фасонной стали;

конструкции стен, система перевязки швов, а при облегченной кладке вид и толщина утеплителя;

для кладки, выполняемой при отрицательных температурах — способ кладки и дополнительные мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчивость зимней кладки в период ее возведения и последующей эксплуатации. Чертежи, по которым может осуществляться кладка при отрицательных температурах, должны иметь надпись о произведенной проверке прочности конструкций и возможности ее возведения в зимних условиях;

требования о систематическом контроле на строительстве прочности кирпича (камня) и раствора для конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80 %;

в необходимых случаях — указания о последовательности производства работ, установке временных креплений и выполнении других мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость конструкций при их возведении, о прочности растворов в процентах от проектной марки, при которой может быть допущено нагружение кладки.

ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Нормативная средняя плотность кладки, принимаемая при расчете каменных конструкций на прочность

Кладка	Нормативная средняя плотность, кг/м ³
Сплошная из полнотелого кирпича	1800
Из пустотелого, пористо-дырчатого или пористого кирпича при средней плотности кирпича, кг/м ³ :	
1450	1550
1300	1400
Из пустотелых керамических камней при высоте камня 138 мм при средней плотности камня, кг/м ³ :	
1450	1500
1300	1380
Из легкогобетонных камий с щелевидными пустотами (пустотность 26 %) при средней плотности, кг/м ³ :	
1400	1100
1600	1230
Из легкогобетонных трехпустотных камней со сквозными пустотами с засыпкой шлаком, керамзитом и т. п. (пустотность камня 35 %, средняя плотность засыпки 1000 кг/м ³) при средней плотности бетона, кг/м ³ :	
1400	1300
1600	1420
Бутовая из известняка при средней плотности известняка 2200—2500 кг/м ³	2100
Из крупных блоков из тяжелого бетона	2400
Из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона	Принимается равной средней плотности бетона с учетом его влажности

Примечания: 1. Нормативная средняя плотность кладки принята с учетом возможного ее изменения в пределах $\pm 10\%$, что учитывается коэффициентами перегрузки. Поэтому нормативная средняя плотность, принимаемая при расчете на прочность, может отличаться от принимаемой при теплотехнических расчетах. 2. Толщина штукатурки не включается в расчетное сечение при определении несущей способности элемента. 3. В настоящей таблице указана средняя плотность кладок, выполненная на тяжелых растворах средней плотностью 1800 кг/м³.

2. Составы растворов по объему с применением вяжущих различных видов

Марка вяжущего	Марка раствора							
	200	150	100	75	50	25	10	4
Составы цементно-известковых и цементно-глинистых растворов для надземных и подземных конструкций								
<i>А. При относительной влажности воздуха помещений до 60 % и для фундаментов в маловлажных грунтах</i>								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	—	—	—	—
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,6	1:0,9:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1,4:10,5	—	—
200	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:4	1:1,2:9,5	—
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	1:0,5:5	—
50	—	—	—	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25	—	—	—	—	—	—	—	1:0,2:3
<i>Б. При относительной влажности воздуха помещений свыше 60 % и для фундаментов во влажных грунтах</i>								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	—	—	—	—

400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,5	1:0,9:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	$\frac{1:1:10,5}{1:1:9^*}$	—	—
200	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	$\frac{1:1:9}{1:0,8:7^*}$	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:4	1:0,5:5	—
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	—	—

Составы цементных растворов для фундаментов и других конструкций, расположенных в насыщенных водой грунтах и ниже уровня грунтовых вод

500	1:0:3	1:0:4	1:0:5,5	1:0:6	—	—	—	—
400	1:0:2,5	1:0:3	1:0:4,5	1:0:5,5	—	—	—	—
300	—	1:0:2,5	1:0:3	1:0:4	1:0:6	—	—	—
200	—	—	—	1:0:2,5	1:0:4	—	—	—

* Над чертой приведены составы цементно-известковых растворов, под чертой — цементно-глиняных.

Примечание. Составы растворов установлены с учетом следующих показателей: для вяжущих марок от 200 до 500 $\rho=1100$ кг/м³; марки 150 — $\rho=900$ кг/м³; марок от 25 до 100 $\rho=700$ кг/м³; ρ известкового теста 700 кг/м³; ρ глиняного теста с глубиной погружения в него стандартного конуса на 130—140 мм; песок влажностью 3—7%.

РАЗДЕЛ 6. ПАНЕЛЬНЫЕ И КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫЕ ЗДАНИЯ*

ГЛАВА 6.1. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

6.1.1. Общие положения

В зависимости от схемы расположения несущих стен в плане здания и характера опирания на них перекрытий различают следующие конструктивные системы: перекрестно-стенная—с поперечными и продольными несущими стенами; поперечно-стенная—с поперечными несущими стенами; продольно-стенная—с продольными несущими стенами (рис. 6.1).

В зданиях перекрестно-стенной конструктивной системы наружные стены проектируют несущими или ненесущими (навесными), а плиты перекрытий как опертые по контуру или трем сторонам. Здания перекрестно-стенной конструктивной системы проектируют высотой до 25 этажей.

В зданиях поперечно-стенной конструктивной системы вертикальные нагрузки от перекрытий и ненесущих стен передаются в основном на поперечные несущие стены, а плиты перекрытия работают преимущественно по балочной схеме с опиранием по двум противоположным сторонам. Горизонтальные нагрузки, действующие параллельно поперечным стенам, воспринимаются этими стенами. Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются продольными диафрагмами жесткости. Здания с поперечными несущими стенами и продольными диафрагмами жесткости проектируют высотой до 17 этажей.

В зданиях продольно-стенной конструктивной системы вертикальные нагрузки воспринимаются и передаются основанию продольными стенами, на которые опираются перекрытия, работающие по балочной схеме. Для восприятия горизонтальных нагрузок, действующих перпендикулярно продольным стенам, предусматривают вертикальные диафрагмы жесткости. Здания продольно-стенной конструктивной системы проектируют высотой до 17 этажей.

Крупнопанельные здания рекомендуется проектировать на основе конструктивных систем с малопролетными (до 4,5 м) и среднепролетными (до 7,2 м) перекрытиями.

При малопролетных перекрытиях рекомендуется применять перекрестно-стенную конструктивную систему. Размеры конструктивных ячеек рекомендуется назначать исходя из условия: плиты

* При подготовке раздела использованы материалы «Пособия по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий» (к СНиП 2.08.01—89).

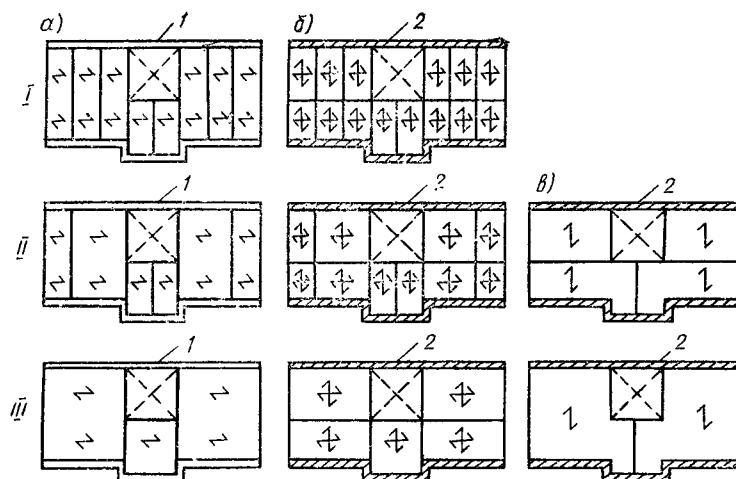


Рис. 6.1. Стеновые конструктивные системы

a — поперечно-стеновые; *б* — перекрестно-стеновые; *в* — продольно-стеновые с перекрытиями; 1 — малопролетными; II — среднепролетными; III — крупнопролетными; 1 — несущая стена; 2 — несущая стена

перекрытий должны опираться на стены по контуру или трем сторонам (двум длинным и одной короткой).

При среднепролетных перекрытиях могут применяться перекрестно-стенная, поперечно-стенная или продольно-стенная конструктивные системы.

При перекрестно-стенной конструктивной системе наружные стены рекомендуется проектировать несущими, а размеры конструктивных ячеек назначать так, чтобы каждая из них перекрывалась одной или двумя плитами перекрытий.

При поперечно-стенной конструктивной системе наружные продольные стены проектируются несущими. В зданиях такой системы несущие поперечные стены рекомендуется проектировать сквозными на всю ширину здания, а внутренние продольные стены располагать так, чтобы они хотя бы попарно объединяли поперечные стены.

При продольно-стенной конструктивной системе все наружные стены проектируются несущими. Шаг поперечных стен, являющихся поперечными диафрагмами жесткости, необходимо обосновывать расчетом и принимать не более 24 м.

В крупнопанельных зданиях для восприятия усилий, действующих в плоскости горизонтальных диафрагм жесткости, сборные же-

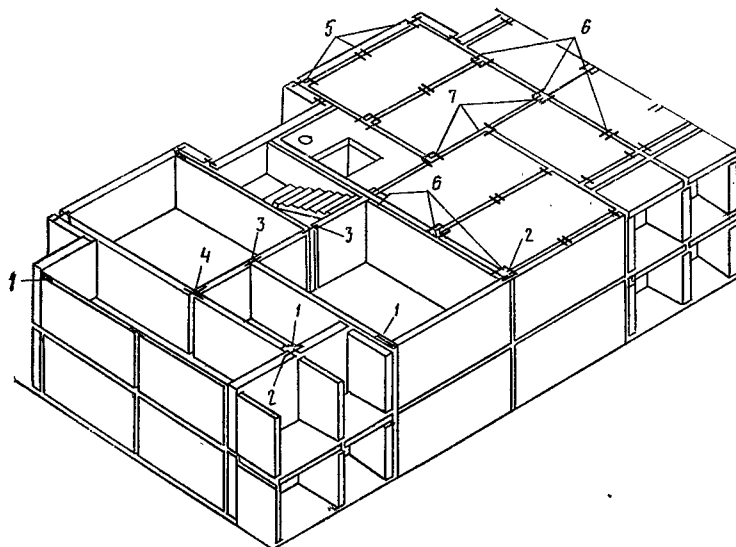


Рис. 6.2. Схема расположения связей в крупнопанельном здании

1 — между панелями наружных и внутренних стен; 2 — то же, продольных наружных несущих стен; 3 — продольных внутренних стен; 4 — то же, поперечных и продольных внутренних стен; 5 — то же, наружных стен и плит перекрытий; 6 — между плитами перекрытий вдоль длины здания; 7 — то же, поперек длины здания

лестобетонные плиты перекрытия и покрытия рекомендуется соединять между собой не менее чем двумя связями вдоль каждой грани. Расстояние между связями рекомендуется принимать не более 3,6 м. Требуемое сечение связей назначается по расчету. Рекомендуется сечение связей принимать таким (рис. 6.2), чтобы они обеспечивали восприятие растягивающих усилий не менее следующих значений: для связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, — 15 кН на 1 м ширины здания; для связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также связей зданий компактной формы, — 10 кН на 1 м длины здания.

На вертикальных гранях сборных плит предусматривают шпунтовые соединения, сопротивляющиеся взаимному сдвигу плит поперек и вдоль стыка.

Бетонные и железобетонные панели наружных стен рекомендуется не менее чем в двух уровнях (вверху и внизу этажа) соединять связями с внутренними конструкциями, рассчитанными на восприятие усилий отрыва в пределах высоты одного этажа не менее 10 кН на 1 м длины наружной стены вдоль фасада.

6.1.2. Принципы расчета несущих конструкций

Конструкции крупнопанельных жилых зданий проверяют расчетом по двум группам предельных состояний: первая — по потере несущей способности или непригодности в эксплуатации; вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации.

Расчетом по первой группе предельных состояний проверяются все конструкции здания для предотвращения разрушений при действии силовых воздействий в процессе строительства и расчетного срока эксплуатации здания, в том числе для предотвращения прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих стен в результате аварийных воздействий типа взрывов бытового газа, пожара, наезда тяжелого транспорта и т. п., а сборные конструкции, кроме того, для предотвращения разрушения при их изготовлении и перевозке; основание здания для предотвращения потери его несущей способности при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Расчетом по второй группе предельных состояний проверяются здание в целом для ограничения: ускорений колебаний, возникающих при пульсации ветрового напора; деформаций основания; прогибов верха здания; плиты перекрытий и покрытия, лестничные площадки, марши и другие изгибаемые элементы для ограничения их прогибов и раскрытия трещин от вертикальных нагрузок; стены здания для ограничения раскрытия трещин и взаимных смещений стен при действии вертикальных и ветровых нагрузок, неравномерных осадок оснований и температурно-влажностных воздействий.

Нагрузки и воздействия на конструкции жилых зданий определяют по СНиП 2.01.07—85 (см. разд. 2).

При проектировании полносборных зданий стеновой конструктивной системы рекомендуется учитывать возможное перераспределение усилий, вызванное неодинаковыми деформациями усадки сопрягаемых стен. Для крупнопанельных зданий осевые деформации усадки ε_{sh} стеновых панелей можно определять по табл. 6.1.

Жилые здания проектируют так, чтобы ускорения колебаний конструкций зданий, возникающие в результате пульсаций скоростного напора ветра, не превышали $0,1 \text{ м/с}^2$. Для зданий высотой менее 50 м разрешается не проверять значения ускорений.

Для зданий, рассчитываемых на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок по недеформированной схеме, прогиб верха здания с учетом податливости основания принимают не более $0,001$ высоты здания. При расчете здания по деформированной схеме значение прогиба здания не ограничивается.

Предельное раскрытие трещин в сборных железобетонных элементах ограничивается СНиП 2.03.01—84*. Взаимные сдвиги сборных

Т а б л и ц а 6.1. Осевые относительные деформации усадки для бетона

Бетон	Осевые относительные деформации усадки $\epsilon_{sh} \cdot 10^6$ для бетона класса по прочности на сжатие			
	B2,5—B3,5	B5—B7,5	B12,5—B15	B20 и более
Тяжелый цементный и плотный силикатный горизонтального формирования	—	—	35	40
Тяжелый кассетного формирования	—	—	40	45
Легкий горизонтального формирования	35	45	50	—
Ячеистый:				
вид А	50	50	50	—
вид Б	70	70	70	—

Примечания: 1. Табличные значения ϵ_{sh} определяют деформации усадки, возникающие только после достижения бетоном проектной прочности по сжатию. Если отпускная прочность панелей ниже проектной, то табличные значения следует умножать на коэффициент 1,2. 2. Для районов со средней относительной влажностью воздуха 40 % и ниже, относимых согласно требованиям СНиП П-3-79** к «сухим», табличные значения ϵ_{sh} следует увеличивать на 30 %. 3. Для панелей толщиной 20 см табличные значения следует умножать на коэффициент 0,8, при толщине 30 см — на 0,65, при толщине 40 см — на 0,55. 4. Коэффициенты по пп. 1—3 учитываются независимо. 5. К ячеистым бетонам вида А относятся автоклавные бетоны на цементном или смешанном вяжущем; вида Б — автоклавные бетоны на известковом вяжущем и безавтоклавные.

элементов в стыках рекомендуется ограничивать значениями: при длительном сдвиге — 0,6 мм, при кратковременном — 0,8 мм, а раскрытие трещин в бетоне омоноличивания стыковых соединений, имеющих антикоррозионное покрытие — 1 мм.

Кратковременное раскрытие трещин (взаимный сдвиг панелей) определяется суммой постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; длительное раскрытие трещин (сдвиг) — суммой постоянных и длительных нагрузок.

Раскрытие трещин, не пересекающих рабочую арматуру панелей, ограничивается из условия обеспечения необходимой звукоизоляции (для внутренних конструкций) или тепло- и водоизоляции (для наружных конструкций). Для панелей не допускается длительное раскрытие сквозных трещин.

Значения предельных деформаций основания зданий регламентируются СНиП 2.02.01—83 (см. разд. 9).

Предельно допустимые значения совместных неравномерных деформаций основания и здания устанавливаются расчетом исходя из обеспечения необходимой прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций. Возможно принимать без расчета следующие допустимые значения неравномерных деформаций основания: для зданий перекрестно-стеновой и продольно-стеновой конструктивных систем; относительный прогиб или выгиб продольных стен (в долях от длины изгибаемого участка) — 0,0008; относительная разность осадок соседних продольных стен — 0,0016; для зданий поперечно-стеновой конструктивной системы с несущими наружными стенами относительная разность осадок соседних поперечных стен — 0,0016.

При расчете конструкций и соединений учитывают коэффициенты надежности по назначению γ_n : 0,95 — для жилых зданий высотой от 2 до 17 этажей включительно, а также высотой до 25 этажей при расчете по деформируемой схеме; 1 — для зданий высотой более 17 этажей при расчете по недеформированной схеме.

На коэффициент надежности по назначению умножают расчетные усилия или делят значения сопротивления материала конструкций.

Усилия в конструкциях рекомендуется определять, используя расчетные схемы и предпосылки, наиболее полно отвечающие условиям действительной работы конструкций. При определении усилий в сборных конструкциях учитывают податливость стыковых соединений.

Коэффициентом податливости соединения называется величина, численно равная деформации соединения, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой.

Коэффициенты податливости соединений при растяжении λ_t , сдвиге λ_τ , коэффициенты податливости перемычек при перекосе λ_{i_n} определяют от сосредоточенных сил, коэффициенты податливости при сжатии λ_c и повороте λ_ϕ — от распределенных сил.

Для соединений, имеющих несколько характерных стадий работы, например, до образования трещин в соединении и после, коэффициенты податливости (жесткости) принимают для каждой стадии дифференцированно. Деформация соединения в этом случае определяется как сумма деформаций от приращений усилий на отдельных этапах.

Основные виды соединений и размерность коэффициентов податливости приведены в табл. 6.2.

При соединении элементов системой связей следует различать следующие случаи их расположения: последовательное (рис. 6.3, а, б), параллельное (рис. 6.3, в, г), смешанное (рис. 6.3, д, е).

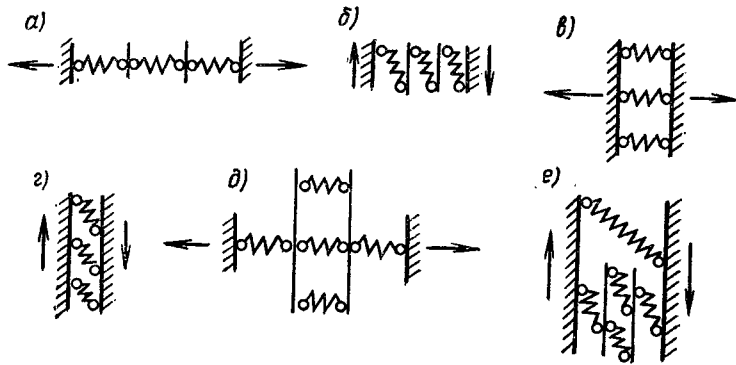


Рис. 6.3. Схемы соединений

a, б — последовательные; в, г — параллельные; д, е — смешанные

Т а б л и ц а 6.2. Коэффициенты податливости соединений

Коэффициент податливости	Обозначение	Размерность	Схема соединения
При растяжении	λ_t	мм/Н	
При сжатии	λ_c	мм ³ /Н	
При сдвиге	λ_τ	мм/Н	
При повороте	λ_φ	1/МН	

Коэффициенты податливости λ соединения, состоящего из системы сосредоточенных связей, определяют по формулам:

в случае последовательного расположения связей

$$\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i; \quad (6.1)$$

в случае параллельного расположения связей

$$\lambda = 1 / \sum_{i=1}^n (1/\lambda_i); \quad (6.2)$$

где n — число связей в соединении; λ_i — коэффициент податливости связи.

В смешанном случае выделяют группы однородно расположенных связей и для каждой из них по формулам (6.1) или (6.2) вычисляют коэффициенты податливости, в результате чего систему приводят к случаю последовательного или параллельного расположения связей.

Для определения коэффициента податливости соединения, имеющего сосредоточенные и распределенные связи, последние заменяют сосредоточенными, эквивалентными по жесткости.

Коэффициент податливости при растяжении λ_t соединения сборных элементов в виде сваренных между собой и замоноличенных бетоном арматурных выпусков определяют по формуле

$$\lambda_t = 2a_{cr,c}/\sigma_s, \quad (6.3)$$

где $a_{cr,c}$ — ширина раскрытия трещин, нормальных к арматурной связи, вызванных растягивающими напряжениями в связи σ_s , $a_{cr,c}$ рекомендуется определять по указаниям норм проектирования железобетонных конструкций.

Деформации растяжения связей в виде петлевых выпусков диаметра 8—12 мм, соединенных между собой скобами из арматурной стали и замоноличенных бетоном класса не ниже В15, можно определять как для сварных связей, площадь которых соответствует площади поперечного сечения арматуры петлевого выпуска. Диаметр арматуры скобы должен быть при этом не менее диаметра петлевого выпуска.

Коэффициент податливости при сжатии λ_c соединения элементов определяют в зависимости от конструктивного типа стыка.

Для контактного горизонтального стыка, в котором сжимающую нагрузку передают через слой раствора толщиной не более 30 мм, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,con}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,con} = (\lambda_m + h_{con}/E_{b,\omega}) A/A_{con}, \quad (6.4)$$

где λ_m — коэффициент податливости горизонтального растворного шва при сжатии; h_{con} — высота контактного участка стыка; $E_{b,\omega}$ — модуль деформации бетона стены; A — площадь горизонтального сечения стены в уровне расположения проемов; A_{con} — площадь контактного участка стыка, через которую передают сжимающую нагрузку.

Для монолитного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через растворный шов в уровне верха перекрытия и слой бетона, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{c,mon}$ определяют по формуле

$$\lambda_{c,mon} = (\lambda_m + \lambda_{mon} + h_{mon}/E_{mon}) A/A_{mon}, \quad (6.5)$$

где h_{mon} — высота (толщина) слоя монолитного бетона в стыке;

$E_{мон}$ — начальный модуль упругости бетона замоноличивания стыка; $A_{мон}$ — площадь монолитного участка стыка (за вычетом опорных участков перекрытий и других ослаблений сечения стыка); $\lambda_{мон}$ — коэффициент податливости монолитного слоя.

Для платформенного горизонтального стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через опорные участки плит перекрытий и два растворных шва, уложенные между плитами перекрытий и соединяемыми элементами, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{с,пл}$ определяют по формуле

$$\lambda_{с,пл} = (\lambda'_m + \lambda''_m + h_{пл}/E_{пл}) A/A_{пл}, \quad (6.6)$$

где λ'_m, λ''_m — коэффициенты податливости при сжатии соответственно верхнего и нижнего растворных швов; $h_{пл}$ — высота (толщина) опорной части плиты перекрытия; $E_{пл}$ — начальный модуль упругости бетона опорной части плиты перекрытия; $A_{пл}$ — площадь платформенных участков стыка, через которые передается сжимающее усилие, при неравномерных размерах опорных площадок вверху и внизу плиты перекрытия принимается их среднее значение.

Для платформенно-монолитного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенный участок площадью $A_{пл}$ и монолитный участок площадью $A_{мон}$, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{с,пл,мон}$ определяют по формуле

$$\lambda_{с,пл,мон} = 1/(1/\lambda_{с,пл} + 1/\lambda_{с,мон}), \quad (6.7)$$

где $\lambda_{с,мон}, \lambda_{с,пл}$ — коэффициенты податливости при сжатии, вычисляемые соответственно по формулам (6.5) и (6.6).

Для контактно-платформенного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через контактный участок площадью $A_{кон}$ и платформенный участок площадью $A_{пл}$, коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{с,кон,пл}$ вычисляют по формуле

$$\lambda_{с,кон,пл} = 1/(1/\lambda_{с,кон} + 1/\lambda_{с,пл}), \quad (6.8)$$

где $\lambda_{с,кон}, \lambda_{с,пл}$ — коэффициенты податливости при сжатии, вычисляемые соответственно по формулам (6.4) и (6.6).

Коэффициент податливости при сжатии горизонтального растворного шва λ_m определяют в зависимости от способа укладки и прочности раствора и среднего значения сжимающих напряжений в растворном шве σ_m .

При кратковременном сжатии для раствора прочностью на сжатие 1 МПа и более при толщине шва 10—20 мм коэффициент податливости растворного шва λ_m определяют по формулам:

$$\begin{aligned} &\text{при } \sigma_m \leq 1,15R_m^{2/3} \\ &\lambda_m = 1,5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} t_m; \end{aligned} \quad (6.9)$$

$$\begin{aligned} &\text{при } \sigma_m > 1,15R_m^{2/3}, \text{ но не более } 2R_m^{2/3} \\ &\lambda_m = 5 \cdot 10^{-3} R_m^{-2/3} t_m, \end{aligned} \quad (6.10)$$

где σ_m — среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве, МПа; R_m — кубиковая прочность раствора, МПа; t_m — толщина растворного шва, мм; λ_m — коэффициент податливости растворного шва при кратковременном сжатии, мм³/Н.

Коэффициенты податливости растворных швов при кратковременном сжатии при расчете на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации здания, принимают по табл. 6.3.

Т а б л и ц а 6.3. Коэффициенты податливости растворных швов

Среднее значение сжимающих напряжений в растворном шве σ_m , МПа	Коэффициент податливости растворного шва толщиной 20 мм при кратковременном сжатии λ_m , мм ³ /Н, при кубиковой прочности раствора, МПа				
	1	2,5	5	10	20
При $\sigma_m \leq \sigma_1 = 1,15 R_m^{2/3}$	0,03	0,016	0,01	0,0065	0,004
При $\sigma_1 < \sigma_m \leq \sigma_2 = 2 R_m^{2/3}$	0,1	0,054	0,034	0,021	0,013

Для горизонтальных швов бетонирования стен из монолитного бетона классов В7,5—В15 коэффициент податливости при сжатии $\lambda_{мон}$ принимается равным: для тяжелого бетона 0,01 мм³/Н, для легкого бетона 0,02 мм³/Н.

При сжатии горизонтального растворного шва или шва бетонирования стены из монолитного бетона длительной нагрузкой коэффициент податливости вычисляют по формуле

$$\lambda_{m,t} = \lambda_m (1 + \varphi_t), \quad (6.11)$$

где λ_m — коэффициент податливости шва при кратковременном сжатии; φ_t — характеристика ползучести шва, принимается равной 1.

Коэффициент податливости при сдвиге λ_{τ} (мм/Н) соединения двух сборных элементов принимается равным сумме коэффициентов податливости для сечений, примыкающих к каждому из соединяемых элементов.

Для бетонного шпунтового соединения из n_k одитипных шпунков коэффициент податливости при взаимном сдвиге сборного элемента и бетона замоноличивания стыка определяют по формуле

$$\lambda_{\tau,b} = l_{loc} (1/E_b + 1/E_{мон}) / (A_{loc} n_k), \quad (6.12)$$

где l_{loc} — условная высота шпонки при определении податливости шпонки при сдвиге $l_{loc} = 250$ мм; A_{loc} — площадь сжатия шпонки, через которую передается в соединении сжимающее усилие, мм²; E_b — модуль деформации бетона сборного элемента, МПа; $E_{мон}$ — то же, бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для армированного шпоночного соединения до образования в стыке наклонных трещин коэффициент податливости при сдвиге определяют по формуле (6.12), а после образования наклонных трещин — по формуле

$$\lambda_{\tau,s} = \lambda_{\tau,b} + \lambda_{\tau s}, \quad (6.13)$$

$$\text{где } \lambda_{\tau s} = (6/d_s n_s) (1/E_b + 1/E_{mon}); \quad (6.14)$$

d_s — диаметр арматурных связей между сборными элементами, мм;
 n_s — количество арматурных связей между сборными элементами;
 E_b — модуль деформации бетона сборного элемента, МПа; E_{mon} — то же, бетона замоноличивания вертикального стыка, МПа.

Для бесшпоночного соединения сборных элементов с помощью замоноличенных бетоном арматурных связей коэффициент податливости при сдвиге вычисляется по формуле (6.14).

Опертыс по контуру панели перекрытий при платформенном стыке стеновых панелей могут рассматриваться как связи сдвига между стенами перпендикулярного направления. Для такой связи при марке раствора в швах не ниже 100 и деформациях сдвига не более 0,5 мм коэффициент податливости при сдвиге $\lambda_{\tau pl} = 5 \cdot 10^{-6}$ мм/Н.

Диаграмму зависимости «поперечная сила — взаимное линейное смещение опор перемычки» принимают в виде ломаной (рис. 6.4), точки перелома которой отражают характерные изменения деформированного состояния или расчетной схемы перемычки, вызванные образованием очередной вертикальной или наклонной трещины.

Коэффициенты податливости перемычек при перекосе определяют исходя из следующих предпосылок:

выделяют три последовательные стадии деформирования перемычек, границами которых являются моменты появления первых нормальных и наклонных трещин;

принимается, что нормальные трещины первоначально образуются в опорных сечениях перемычки (в местах ее заделки в простенки); по мере увеличения усилий, вызывающих перекося перемычки, могут образовываться дополнительные нормальные трещины; шаг нормальных сечений принимается зависящим только от конструктивного решения перемычки;

наклонные трещины возникают после образования всех нормальных трещин; в тавровой перемычке наклонная трещина развивается только в пределах высоты стенки и, дойдя до полки, переходит в продольную (горизонтальную) трещину.

Коэффициент податливости перемычки (до образования трещин) определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения

$$\lambda_{lin} = (l_{red}^2/h_{lin}^2 + 3) l_{red}/(A_{lin} E_b), \quad (6.15)$$

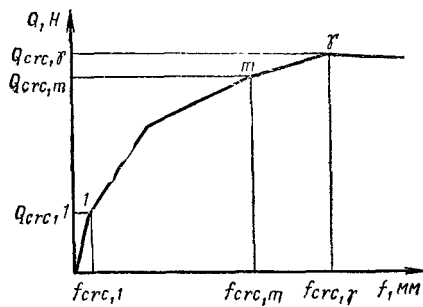


Рис. 6.4. Диаграмма зависимости «поперечная сила Q —взаимное линейное смещение f опор перемычки» при перекосе

$1...m$ — точки диаграммы, соответствующие образованию вертикальных трещин и наклонной трещины

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^3}{12E_b I_{lin}} + \frac{l_{red}}{G_b A_{lin}}, \quad (6.16)$$

где l_{red} — приведенный пролет перемычки,

$$l_{red} = l + 0,6h_{lin}; \quad (6.17)$$

l — пролет перемычки в свету; h_{lin} — высота сечения перемычки; E_b и G_b — соответственно, начальный модуль упругости и модуль сдвига бетона перемычки; I_{lin} , A_{lin} — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения перемычки. В случае таврового сечения (составного или монолитного) за A_{lin} принимается площадь сечения ребра перемычки на всю его высоту, включая толщину полки.

При использовании расчетной схемы диафрагмы в виде составного стержня с непрерывными продольными связями в формулы (6.15) и (6.16) вводят дополнительное слагаемое λ_{ω} , учитывающее податливость примыкающих к перемычке простенков от изгиба и сдвига в пределах этажа,

$$\lambda_{\omega} = \lambda_1 (s_1/H_{et})^2 + \lambda_2 (s_2/H_{et})^2, \quad (6.18)$$

где $\lambda_{1(2)}$ — коэффициент податливости левого (правого) простенка при местном изгибе и сдвиге в пределах этажа; $s_{1(2)}$ — расстояние от середины пролета перемычки в свету до оси левого (правого) простенка, в который защемлена перемычка; H_{et} — высота этажа;

$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{et} - h_{lin})^3}{12E_b I_{1(2)}} + \frac{\mu (H_{et} - h_{lin})}{G_b A_{1(2)}}, \quad (6.19)$$

μ — коэффициент, $\mu=1,2$ — для прямоугольных в плане простенков, $\mu=1$ — для простенков таврового либо двутаврового в плане сечения; $I_{1(2)}$ — момент инерции сечения в плане левого (правого) простенка; $A_{1(2)}$ — площадь сечения в плане левого (правого) простенка. В случае таврового либо двутаврового сечения за $A_{1(2)}$ принимают площадь сечения стенки тавра (двутавра) на всю ее высоту, но без учета свесов полок.

С увеличением коэффициента податливости собственно перемычки относительное влияние податливости примыкающих к ней простенков уменьшается. Например, для перемычек, работающих в упругой стадии, при $2 \leq l/h_{lin} < 3$ податливость простенков длиной 3000 мм и более можно не учитывать.

Коэффициент податливости перемычки в фазе образования вертикальных трещин определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения

$$\lambda_{crc} = l \left[\left(l^2/h_{lin}^2 + 3 \right) / (E_b A_{lin}) + l \sum_{i=1}^m a_{crc} / h_{lin} \right]; \quad (6.20)$$

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{crc} = \frac{\beta^3}{12 E_b I_{lin}} + \frac{l}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}}, \quad (6.21)$$

где m — количество вертикальных трещин в одной из растянутых опорных зон перемычки, округляется до ближайшего целого числа

$$m = 0,5 (l - 2W_{crc} R_{bt,ser} / Q_{lin}) / l_{crc} + 1; \quad (6.22)$$

l_{crc} — среднее расстояние между соседними вертикальными трещинами;

$$l_{crc} = \eta A_{lin} / (10 \pi d_s); \quad (6.23)$$

η — коэффициент, учитывающий вид и профиль арматуры, для стержневой арматуры периодического профиля $\eta = 0,7$, для гладкой $\eta = 1$; d_s — номинальный диаметр продольной растянутой арматуры, перемычки, мм; W_{crc} — момент сопротивления трещинообразованию для нижней (верхней) растянутой опорной зоны перемычки; $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы; Q_{lin} — поперечная сила в перемычке; a_{crc} — ширина раскрытия нормальных трещин в растянутой опорной зоне перемычки от единичной поперечной силы, $Q_{lin} = 1$ Н, мм/Н;

$$a_{crc} = \frac{10 \eta \lambda_{crc} [l - l_{crc} (m - 1)]}{E_s A_s (h_0 - a')}; \quad (6.24)$$

$$\eta_{crc} = (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d_s}; \quad (6.25)$$

здесь d_s в мм; μ — коэффициент армирования; $\mu = A_s / b h_0$; b — ширина поперечного сечения прямоугольной перемычки либо ребра тавровой; h_0 — рабочая высота сечения перемычки; a' — расстояние от равнодействующей усилий в продольной растянутой арматуре до ближайшей грани сечения.

Поперечные силы в перемычке, вызывающие образование соответственно 1-й, m -й вертикальной трещины, определяют по формулам:

$$Q_{crc,1} = 2W_{crc} R_{bt,ser} / l; \quad (6.26)$$

$$Q_{crc,m} = \frac{2W_{crc} R_{bt,ser}}{l - l_{crc}(m-1)}. \quad (6.27)$$

Коэффициент податливости перемычки в фазе образования наклонных трещин определяют по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{lin} \leq 1,5$

$$\lambda_{crc,\alpha} = \frac{l^3}{E_b I_{lin}} + \frac{2,4l}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}}; \quad (6.28)$$

для перемычки прямоугольного сечения с отношением $l/h_{lin} > 1,5$

$$\lambda_{crc,\alpha} = \frac{l_1^3 + 9ll_2(2l - l_2)}{E_b I_{lin}} + \frac{1,2(l + 2l_1)}{G_b A_{lin}} + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{h_{lin}} \quad (6.29)$$

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{crc,\alpha} = \frac{l_1^3}{2E_b} \left(\frac{1}{I_{lin}} + \frac{1}{I_f} \right) + \frac{l_1}{G_b A_f} \times \\ \times \left(1 + 1,2 \frac{h - h_f}{h} \right) + \frac{l \sum_{i=1}^m a_{crc}}{2h_{lin}}, \quad (6.30)$$

где I_f , A_f — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения ребра перемычки высотой $(h_{lin} - h_f)$; h_f — высота полки.

Поперечную силу, вызывающую образование наклонной трещины, определяют по формуле

$$Q_v = AR_{bt,ser} / \sin 2v, \quad (6.31)$$

где v — угол наклонной трещины к горизонтали;

$$v = \arctg(l/h_{lin}). \quad (6.32)$$

При $l/h_{lin} > 1,5$ принимают $v = \arctg 1,5 = 34^\circ$.

При использовании приближенных методов расчета рассматривают два варианта напряженно-деформированного состояния конструкций, которые соответствуют наименьшей и наибольшей возможной жесткости (податливости) элементов стыковых соединений и связей, а в количестве расчетов принимают наибольшие значения усилий по указанным двум вариантам расчета.

6.1.3. Расчетные схемы

Расчетные схемы бескаркасных зданий классифицируются: *по характеру учета пространственной работы* — на одно-, двух- и трехмерные; *по виду неизвестных* — на дискретные, дискретно-континуальные и континуальные; *по виду конструкции*, положенной в основу расчетной схемы — на стержневые, пластничатые, комбинированные.

При одномерной расчетной схеме здание рассматривается как тонкостенный стержень или система стержней, упруго- или жестко-зашемленных в основании. Предполагается, что поперечный контур стержня (системы стержней) неизменяем.

При двумерной расчетной схеме (рис. 6.5) здание рассматривается как плоская конструкция, способная воспринимать только такую внешнюю нагрузку, которая действует в ее плоскости. Для определения усилий в стенах от горизонтальной нагрузки условно принимается, что все стены, параллельные действию нагрузки, расположены в одной плоскости и имеют одинаковые горизонтальные перемещения в уровне перекрытий.

При трехмерной расчетной схеме (рис. 6.6) здание рассматривается как пространственная схема, способная воспринимать приложенную к ней пространственную систему сил. Трехмерная расчетная схема наиболее точно учитывает особенности взаимодействия несущих конструкций, но расчет на ее основе наиболее сложен.

В дискретных расчетных схемах неизвестные усилия или перемещения определяют для конечного количества узлов решением систем алгебраических уравнений. Дискретные расчетные системы наиболее приспособлены к условиям расчета на цифровых вычислительных машинах.

В дискретно-континуальных расчетных схемах неизвестные силовые факторы или перемещения задают в виде непрерывных функций вдоль одной из координатных осей (функциональные неизвестные). Неизвестные функции определяются решением краевой задачи для системы обыкновенных дифференциальных уравнений.

В континуальных расчетных схемах неизвестные силовые факторы или перемещения задают в виде непрерывных функций вдоль двух или трех координатных осей. Неизвестные функции определяются решением краевой задачи для системы дифференциальных уравнений в частных производных.

При стержневых расчетных схемах несущая система здания рассматривается в виде: набора параллельно расположенных балок с податливыми связями (составная балка), перекрестной системы балок, многоэтажной многопролетной рамы, решетчатой системы и др. Для определения динамических характеристик зданий вся несущая

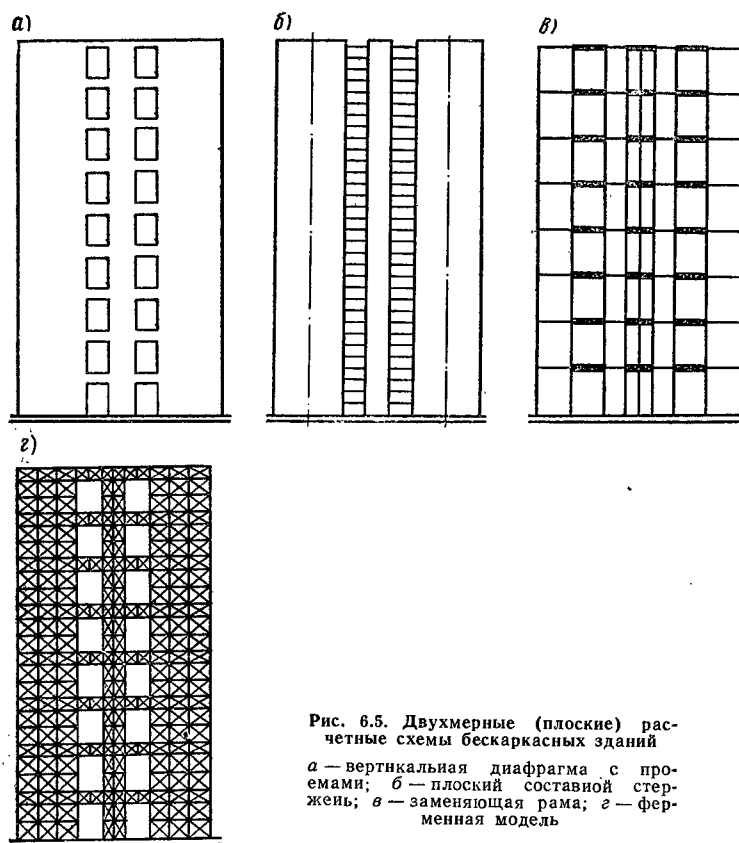


Рис. 6.5. Двухмерные (плоские) расчетные схемы бескаркасных зданий
a — вертикальная диафрагма с проемами; *б* — плоский составной стержень; *в* — заменяющая рама; *г* — ферменная модель

система здания может рассматриваться как один консольный стержень.

В расчетных схемах в виде перекрестных стержневых систем несущие балочные элементы расположены в двух плоскостях (вертикальной и горизонтальной). Вертикальные несущие элементы эквивалентны по жесткости стенам, горизонтальные — перекрытиям здания. Принимается, что в местах пересечения несущих элементов их поперечные перемещения одинаковы. Перекрестная расчетная схема позволяет учесть изгиб перекрытий в собственной плоскости. Недостатком расчетной схемы является то, что при ее использовании не учитывается совместность продольных деформаций параллельно расположенных стен, обеспечиваемая в здании стенами перпендикулярного направления. Поэтому расчетную схему рекомендуется при-

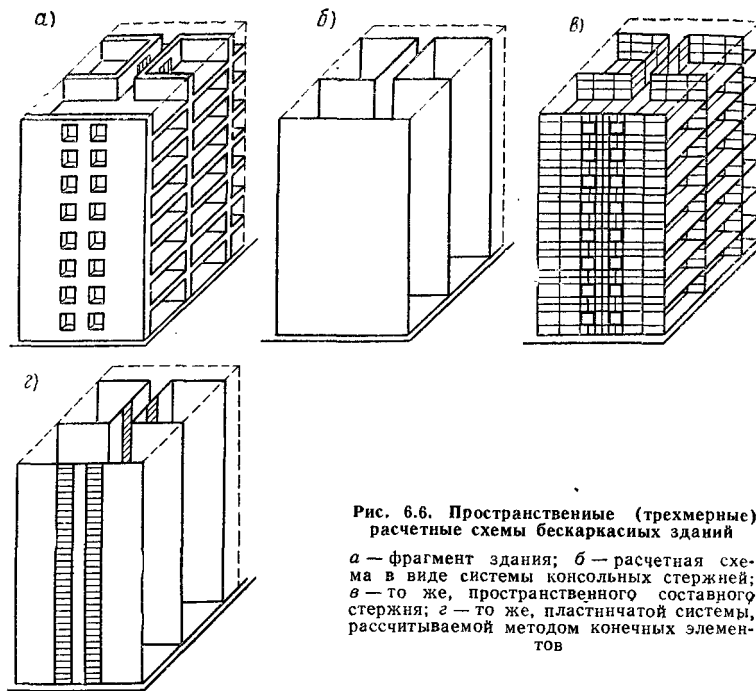


Рис. 6.6. Пространственные (трехмерные) расчетные схемы бескаркасных зданий
a — фрагмент здания; *б* — расчетная схема в виде системы консольных стержней; *в* — то же, пространственного составного стержня; *г* — то же, пластинчатой системы, рассчитываемой методом конечных элементов

менять для расчета на горизонтальные нагрузки только зданий с поперечными несущими стенами при несущих продольных стенах.

В рамных расчетных схемах с проемами рассматриваются как многоэтажные плоские или пространственные многопролетные рамы. Стойками рам являются глухие (без проемов) участки стен, а ригелями — перемычки и перекрытия. При расчете рекомендуется принимать, что ригели имеют переменную жесткость (бесконечно большую в пределах длины простенков и конечную в местах проемов). Для определения усилий в конструкциях зданий на основе рамной расчетной схемы используют универсальные программы расчета рамных систем.

При решетчатых расчетных схемах здание в целом или его отдельные элементы, например стены, заменяют системой вертикальных, горизонтальных и наклонных стержней, шарнирно соединенных между собой.

При пластинчатых расчетных схемах стены и перекрытия здания рассматриваются как система тонкостенных плоскостных элементов (пластинок), соединенных, как правило, в отдельных узлах. Для рас-

чета отдельных пластинок используют численные методы теории упругости (метод сеток, прямые вариационные и др.), а также методы, в которых рассчитываемая непрерывная система заменяется дискретной (метод конечных элементов, ферменной аналогии).

При комбинированных расчетных схемах здание рассматривается как пластинчато-стержневая система. Такие расчетные схемы рекомендуются применять для расчета зданий, в которых сочетаются каркасные элементы и стены.

Наиболее совершенны и универсальны расчетные схемы в виде пространственной (трехмерной) системы пластин или (и) стержней с дискретными связями между ними. При таких расчетных схемах рекомендуется использовать для расчета метод конечных элементов. Расчет выполняется по специальным программам на ЭВМ.

Для расчета зданий, конструктивно-планировочные решения которых не изменяются по высоте (регулярная система) используют расчетную схему в виде вертикальной составной системы. В составной системе различают несущие и связевые элементы. Несущими элементами многоэтажного здания являются участки стен, ограниченные в плане проемами или вертикальными стыковыми соединениями, а также стволы (ядра) жесткости, колонны, пилоны и другие вертикальные несущие конструкции. Связевые элементы — диски перекрытий, надпроемные перемычки, ригели, соединения сборных элементов в вертикальных стыках. При расчете составных систем дискретные связевые элементы заменяют эквивалентными по жесткости (или податливости) непрерывными и используется дискретно-континуальная расчетная схема. Несущие элементы составной системы рассматривают как консольные тонкостенные стержни, деформирующиеся за счет продольных усилий сжатия-растяжения, изгиба и сдвига.

На начальных этапах проектирования здания рекомендуется использовать упрощенные расчетные схемы, позволяющие выполнять расчет без специальных программ.

Расчетную схему принимают в виде системы вертикальных и горизонтальных диафрагм жесткости.

В одну вертикальную диафрагму жесткости включают поперечную или продольную стену здания и примыкающие к ней участки стен перпендикулярного направления. Стены, имеющие по длине в плане разрывы или проемы, перемычки над которыми не обеспечивают перераспределение усилий между простенками, расчленяют на несколько вертикальных диафрагм жесткости.

Размеры в плане простенков, примыкающих к основной стене диафрагм жесткости, принимают не более 0,1 высоты здания и не более половины расстояния до соседней стены, параллельно стенке рассматриваемого несущего элемента.

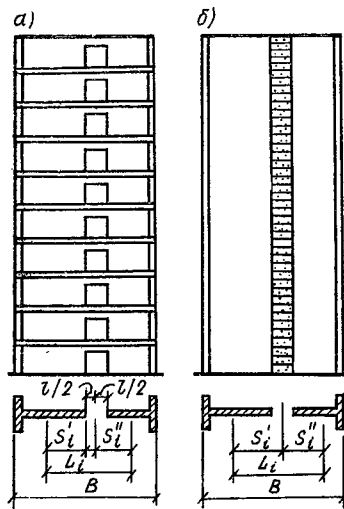


Рис. 6.7. Расчет вертикальной диафрагмы жесткости с проемами (а) как составного стержня (б)

Вертикальную диафрагму жесткости, имеющую регулярно расположенные по высоте проемы, вертикальные стыки или швы бетонирования, рассматривают как составную систему из столбов, соединенных $(m-1)$ рядами связей сдвига (рис. 6.7).

Для каждого столба определяют приведенный модуль деформации E_{red} , учитывающий влияние горизонтальных стыков сборных элементов или горизонтальных швов бетонирования стен из монолитного бетона, а также продолжительность действия нагрузки и вычисляемый по формуле

$$E_{red} = E_b / (\varphi_{tb} + \lambda_c E_b / H_{et}), \quad (6.33)$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона стены, принимаемый по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций; для сборных элементов, изготовляемых в кассетных установках, а также стен из монолитного бетона, возводимых в переставных опалубках, приведенные в нормах значения начальных модулей упругости следует умножить на коэффициент 0,85; φ_{tb} — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и зависящий от длительности действия нагрузки; при расчете на кратковременные нагрузки коэффициент $\varphi_{tb} = 1,2$ — для тяжелого бетона и легких бетонов при плотном мелком заполнителе; $\varphi_{tb} = 1,4$ — для легких бетонов на пористом мелком заполнителе; $\varphi_{tb} = 1,1$ — для плотных силикатных бетонов; при расчете на длительно действующие нагрузки

$$\varphi_{tb} = 1 + C_b E_b, \quad (6.34)$$

C_b — предельная мера ползучести бетона, принимаемая для сборных элементов стен по табл. 6.4; λ_c — коэффициент податливости горизонтального стыка при сжатии, определяемый в зависимости от длительности нагрузки.

Таблица 6.4. Предельные меры ползучести бетона

Бетон	Предельная мера ползучести C_p , 10 ⁵ МПа, для бетонов класса по прочности на сжатие								
	В2,5	В3,5	В5	В7,5	В12,5	В15	В20	В25	В30
Тяжелый пропаренный при формовании:									
горизонтальном	—	—	—	—	15	11	9	7	5
вертикальном в кассетах	—	—	—	—	17	13	11	8	—
Плотный силикатный на вяжущем:									
известково-песчаном	—	—	—	—	18	12,5	9,5	7	5
известково-шлаковом	—	—	—	—	8	6,5	5,5	5	4
Легкий, на пористых заполнителях	50	35	27	22	16	12	9	7	—
Ячеистый, вида:									
А	80	64	36	34	30	—	—	—	—
Б	110	87	48	47	44	—	—	—	—

Примечания: 1. Для районов со средней относительной влажностью воздуха 40 % и ниже, относимых согласно требованиям СНиП II-3-79** к «сухим», значения предельной меры ползучести бетона, приведенные в таблице, следует увеличивать на 30 %. 2. Для элементов толщиной более 20 см табличные значения следует умножать на коэффициент 0,9.

В составной системе различают жесткие и податливые связи сдвига.

Связь сдвига i между столбами $i, i+1$ считается жесткой, если выполняется условие

$$\mu_i \geq 12/n; \quad (6.35)$$

$$\mu_i = \sqrt{H_{et} v_i / \lambda_{ei}}, \quad (6.36)$$

где n — количество этажей здания; H_{et} — высота типового этажа; λ_{ei} — податливость при сдвиге связи между столбами i и $(i+1)$, которая для связей в виде перемычек равна податливости перемычки при перекосе, а для связей в виде вертикальных стыковых соединений равна податливости связей одного этажа; v_i — параметр при расчете на нагрузки и воздействия, не вызывающие изгиб столбов, например вертикальные нагрузки, неодинаковая усадка стен,

$$v_i = 1/(E_i A_i) + 1/(E_{i+1} A_{i+1}); \quad (6.37)$$

при расчете на нагрузки и воздействия, вызывающие изгиб столбов, например горизонтальные нагрузки,

$$v_i = 1/(E_i A_i) + 1/(E_{i+1} A_{i+1}) + L_i^2/(E_i I_i + E_{i+1} I_{iH}); \quad (6.38)$$

здесь A_i, A_{i+1} — площадь горизонтальных сечений соответственно столбов i и $(i+1)$; E_i, E_{i+1} — приведенные модули деформации столбов i и $(i+1)$, вычисляемые по формуле (6.33).

Столбы, соединенные жесткими связями сдвига, разрешается для расчета объединять в один столб.

6.1.4. Приближенные методы определения усилий в несущих конструкциях зданий

Усилия в конструкциях разрешается определять, используя следующие допущения: принцип независимости действия сил; линейную зависимость между напряжениями и вызываемыми ими деформациями (или между усилиями и перемещениями); линейный характер изменения деформации по длине глухих участков панелей (гипотеза плоских сечений).

Для зданий, масса которых не изменяется по высоте, расчет на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок разрешается выполнять по недеформированной схеме, если выполняется условие

$$f \leq 0,1M/(pH), \quad (6.39)$$

где f — прогиб верха здания от горизонтальной нагрузки, определенный без учета совместного влияния вертикальных и горизонтальных нагрузок; M — изгибающий момент в основании здания от горизонтальной нагрузки; p — распределенная по высоте здания нагрузка от собственного веса конструкций; H — высота здания.

Для зданий перекрестно-стеновой системы высотой 17 и менее этажей условие (6.39) допускается не проверять.

Усилия, действующие в плоскости стен и перекрытий, и усилия, вызывающие изгиб панелей из плоскости, допускается определять независимо. При этом усилия, действующие в плоскости конструкций, разрешается определять из рассмотрения плоского напряженного состояния. Усилия, вызывающие изгиб стен из плоскости, определяют, считая стены и перекрытия недеформируемыми в собственной плоскости.

Усилия в статически неопределимой системе здания, найденные исходя из линейной зависимости между напряжениями и вызываемыми ими деформациями, допускается корректировать путем введения самоуравновешенных внутренних сил, учитывающих частичное перераспределение усилий за счет нелинейной работы конструкций. При этом необходимо, чтобы поперечные силы в расчетных сечениях стен изменялись не более чем на 30 %.

При выполнении расчетов с учетом перераспределения усилий следует конструктивно предотвращать возможность хрупкого разрушения конструкций. С этой целью следует: перемычки, работающие как связи сдвига между вертикальными несущими элементами, проектировать так, чтобы прочность наклонных сечений превышала прочность нормальных сечений не менее чем в 1,2 раза; вертикальные стыки сборных элементов стены выполнять в виде железобетонных шпоночных соединений; не допускать разрушения стены по наклонным сечениям.

Для определения усилий от вертикальных нагрузок и неодинаковых температурных и усадочных деформаций сопрягаемых стен допускается диафрагмы жесткости рассчитывать независимо, при этом для симметричных в плане зданий принимать, что горизонтальные перемещения в уровне перекрытий равны нулю.

Усилия в конструкциях здания от постоянных вертикальных нагрузок рекомендуется определять с учетом изменения расчетной схемы здания в процессе его возведения, поэтажного загрузения конструкций и перераспределения вертикальных нагрузок вследствие неодинаковой усадки бетона сопрягаемых стен.

Для полносборных зданий разрешается определять усилия от постоянных вертикальных нагрузок исходя из двух расчетных случаев.

В первом случае (зимний монтаж) принимается, что до окончания возведения здания деформации усадки материала стен не возникают, а перераспределение вертикальных нагрузок возможно только между столбами, которые соединены перемычками, являющимися составными частями сборных элементов, или сваркой закладных деталей. Если обеспечено нарастание прочности бетона (раствора) в вертикальных стыках, например за счет прогрева стыков, то допуска-

ется учитывать также сопротивление сдвигу шпоночных соединений сборных элементов.

Усилия в стенах, найденные исходя из указанных допущений, используются для проверки прочности стен и стадии возведения здания, в том числе для проверки прочности стен на момент оттаивания раствора, уложенного в горизонтальные стыки при отрицательных температурах наружного воздуха.

Во втором расчетном случае (летний монтаж) условно принимается, что деформация усадки бетона стен полностью проявляется за время монтажа здания. Усилия в конструкциях определяются с учетом стадийности возведения здания исходя из проектных характеристик бетона (раствора), которым заполнены стыки. При этом рекомендуется считать, что связи сдвига в виде перемычек, являющихся составной частью сборного элемента, включаются одновременно с возведением очередного этажа, а связи сдвига в виде замоноличиваемых бетоном шпоночных соединений включаются с отставлением на два этажа. Время включения связей сдвига в виде сварных соединений закладных деталей следует принимать в зависимости от принятой технологии возведения здания.

Для эксплуатационного (после монтажа) периода необходимо определять возможное дополнительное перераспределение усилий, вызванное в случае зимнего монтажа влиянием неодинаковой усадки и ползучести материала столбов, а в случае летнего монтажа — только из-за неодинаковой ползучести материала столбов.

Расчетные усилия в столбах принимаются по наибольшим значениям усилий первого и второго расчетных случаев. Указанные усилия суммируются с учетом знаков с усилиями от временных вертикальных и горизонтальных нагрузок, температурных воздействий и неравномерных деформаций основания.

Расчет конструкций здания на климатические температурные воздействия выполняют с целью определения усилий, возникающих: в продольных стенах и перекрытиях из-за стеснения их температурных деформаций основанием; в наружных и внутренних стенах и их стыках из-за неодинаковых температурных деформаций этих стен; в наружных стенах и связях с внутренними конструкциями из-за перепада температур по толщине наружных стен. Эти усилия определяются только для строительного периода; остальные усилия — для эксплуатационного периода.

Усилия от температурных воздействий для периода возведения здания определяются как для неотапливаемого здания. При этом допускается не учитывать перепады температур по толщине ограждающих конструкций.

Расчет на температурные воздействия для эксплуатационного периода производится как для отапливаемого здания.

При расчете конструкций крупнопанельных зданий рекомендуется учитывать, что при отсутствии вертикальных связей между стеновыми панелями смежных этажей горизонтальные стыки не сопротивляются растягивающим усилиям. В отапливаемом здании при отрицательных температурах наружного воздуха вследствие неодинаковых температурных деформаций наружных и внутренних стен в верхних этажах могут раскрываться горизонтальные стыки, а панели наружных стен полностью передавать нагрузку от собственного веса через вертикальные стыки на внутренние конструкции («зависать на них»). Раскрытие горизонтальных стыков и «зависание» части наружных стеновых панелей на внутренних конструкциях приводит к изменению расчетной схемы.

При расчете здания на температурные воздействия с учетом раскрытия горизонтальных стыков принимается, что по мере увеличения разности средних температур наружных и внутренних стен первоначально раскрываются стыки в верхнем этаже, затем в предшествующем и т. д.

Перераспределение усилий в конструкциях здания вследствие температурного укорочения наружных стен при эксплуатации зданий зимой рекомендуется определять в следующей последовательности:

от расчетной разности средних температур наружных и внутренних стен Δt определяются усилия в составной системе высотой n этажей; если во всех этажах горизонтальные стыки наружных стен сжаты с учетом усилий от вертикальных нагрузок и температурных воздействий, то найденные усилия являются расчетными; если в верхнем или в нескольких верхних этажах горизонтальные стыки наружной стены оказываются растянутыми, то необходимо вычислить разность относительных температур наружных и внутренних стен Δt_1 , при которой растягивающие усилия в горизонтальном стыке равны нулю, и определить усилия в конструкциях при этой разности температур;

количество этажей в расчетной схеме уменьшается на единицу; нагрузка от веса конструкций одного этажа наружной стены прикладывается к внутренним стенам, с которыми наружная стена соединена связями сдвига; для новой расчетной схемы с уменьшенным числом этажей определяются дополнительные усилия от разности температур $\Delta t - \Delta t_1$; если во всех этажах, кроме верхнего, горизонтальные стыки сжаты, то полученные усилия суммируются с подсчитанными на предыдущем этапе расчета и используются для проверки прочности конструкций; если снова имеются растянутые горизонтальные стыки, то расчет повторяется.

Для составной системы из двух столбов (с одним рядом продольных связей сдвига) усилия рекомендуется определять по следующим формулам.

Усилия от веса конструкций здания. Продольная сила T_h , перераспределяемая между столбами в уровне перекрытия над этажом $i \leq h - n_0$ при возведении этажа $h \leq n$

$$T_i = \frac{1}{v} \sum_{j=1}^{n-n_0} \varepsilon_j \left[1 - \frac{r^{-j} (r^{i-1} + r^{-i})}{1 + r^{-2j-1}} \right], \quad (6.40)$$

где v — параметр, вычисляемый по формуле (6.37); n — количество этажей здания; n_0 — количество этажей, в которых связи считаются незамкнутыми в момент приложения нагрузки от очередного монтируемого этажа; ε_j — разность относительных деформаций столбов в основной системе (без связей сдвига) от вертикальной нагрузки, прикладываемой на этапе j (в промежутке времени между замыканием связей на этажах $j-1$ и j); для регулярной по высоте составной системы при $j < n$

$$\varepsilon_j = G_1/E_1 A_1 - G_2/E_2 A_2; \quad (6.41)$$

при $j = n$

$$\varepsilon_j = \hat{G}_1/E_1 A_1 - \hat{G}_2/E_2 A_2, \quad (6.42)$$

G_1, G_2 — вертикальные нагрузки соответственно на первый и второй столб от веса конструкций одного этажа; \hat{G}_1, \hat{G}_2 — то же, от веса конструкций крыши;

$$r = 1 + 0,5\mu^2 + \sqrt{(1 + 0,5\mu^2)^2 - 1}; \quad (6.43)$$

μ — вычисляется по формуле (6.36).

Продольные сжимающие силы в уровне перекрытия над i -м этажом соответственно в первом и втором столбах на момент окончания монтажа здания

$$N_{1i} = (n - i + 1) G_1 + \hat{G}_1 - T_i; \quad (6.44)$$

$$N_{2i} = (n - i + 1) G_2 + \hat{G}_2 + T_i. \quad (6.45)$$

Сдвигающая сила в связях i -го этажа определяется по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } i < n - n_0, \quad V_i &= T_i - T_{i+1}; \\ \text{при } i = n - n_0 \quad V_i &= T_i. \end{aligned} \quad (6.46)$$

Усилия от временной нагрузки на перекрытия и кровлю. Продольная сила, перераспределяемая между столбами в уровне перекрытия над i -м этажом,

$$\begin{aligned} T_i &= \frac{\varepsilon}{v} \left[n - i + 1 - \frac{r^{i-1} - r^{-1-2n+i}}{(r-1)(1+r^{-2n-1})} \right] + \\ &+ \frac{\hat{\varepsilon} - \varepsilon}{v} \left[1 - \frac{r^{-n} (r^i + r^{-i})}{1 + r^{-2n-1}} \right], \end{aligned} \quad (6.47)$$

$$\text{где } \varepsilon = P_1/(E_1 A_1) - P_2/(E_2 A_2); \quad (6.48)$$

$$\hat{\varepsilon} = \hat{P}_1/(E_1 A_1) - \hat{P}_2/(E_2 A_2), \quad (6.49)$$

P_1 и P_2 — временная нагрузка соответственно на первый и второй столб от междуэтажного перекрытия; \hat{P}_1 и \hat{P}_2 — то же, от крыши.

Продольные сжимающие силы в уровне i -го этажа соответственно в первом и втором столбах

$$N_{1i} = (n - i) P_1 + \hat{P}_1 - T_i; \quad (6.50)$$

$$N_{2i} = (n - i) P_2 + \hat{P}_2 + T_i, \quad (6.51)$$

где сила T_i вычисляется по формуле (6.47)

Усилия от неодинаковой усадки стен и температурных воздействий. Продольная сила, перераспределяемая между стенами в уровне перекрытия над i -м этажом

$$T_i = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\nu} \left[1 - \frac{r^{-n}(r^{i-1} + r^{-i})}{1 + r^{-2n-1}} \right], \quad (6.52)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ — деформации усадки бетона соответственно первого и второго столбов; ν, r — величины, вычисляемые соответственно по формулам (6.37) и (6.43) для случая длительных нагрузок.

6.1.5. Расчет прочности стен

Расчетную длину стен, имеющих жесткие горизонтальные опоры в уровне перекрытий, при расчете на внецентренное сжатие с учетом продольного изгиба определяют по формуле

$$l_0 = H_0 \eta_p \eta_\omega, \quad (6.53)$$

где H_0 — высота этажа в свету (между плитами перекрытий); η_p — коэффициент, зависящий от жесткости узла сопряжения стен с перекрытиями, $\eta_p = 0,8$ — при жестких узлах, $\eta_p = 1$ — при шарнирных узлах; при платформенном опирании сборных плит перекрытий разрешается принимать коэффициент $\eta_p = 0,9$, в случае одностороннего опирания плиты перекрытий должны быть заведены на стену не менее чем на $0,8t$, здесь t — толщина стены; в остальных случаях коэффициент η_p определяется методами строительной механики и принимается не менее $0,8$; η_ω — коэффициент, учитывающий влияние стен перпендикулярного направления.

Закрепление простенков в местах их сопряжения со стенами перпендикулярного направления разрешается учитывать в случае, когда расстояние d между стенами, которые примыкают к простенку, не более $3H_0$, а расстояние от свободного края простенка до примыкающей к нему стены не более $1,5H_0$. Сборные стены, кроме того, должны быть соединены между собой замоноличенными сварными арматурными связями, расположенными не реже чем через 100 см по высоте стены.

Коэффициент η_{ω} для указанных случаев рекомендуется определять по формуле

$$\eta_{\omega} = \frac{d}{3H_0} \left(2 - \frac{d}{3H_0} \right); \quad (6.54)$$

для участка между свободным краем простенка и примыкающей к нему стеной

$$\eta_{\omega} = \frac{2d}{3H_0} \left(2 - \frac{2d}{3H_0} \right), \quad (6.55)$$

где d — ширина рассматриваемого участка простенка.

В остальных случаях $\eta_{\omega} = 1$.

Прочность стен следует проверять для горизонтальных, вертикальных и наклонных сечений.

Расчетные горизонтальные сечения стен считаются расположенными в уровне перекрытий (опорные сечения) и средней высоты этажа (средние сечения).

Расчетные вертикальные сечения стен считаются расположенными вдоль линий пересечения стен, а для сборных стен также вдоль вертикальных стыков.

При расчете прочности столба по горизонтальным сечениям следует учитывать усилия, вызывающие общий изгиб столба в плоскости стены (для неплоского столба — в плоскости его стенки), а также усилия, вызывающие местный изгиб полос из их плоскости в пределах высоты этажа. Расчет столба на общий и местный изгиб допускается выполнять раздельно.

Для каждой полосы рекомендуется определять приведенное сопротивление сжатию R_c :

для опорных сечений

$$R_c = R_{b\omega} \eta_m \eta_j; \quad (6.56)$$

для средних сечений

$$R_c = R_{b\omega} \varphi_c, \quad (6.57)$$

где $R_{b\omega}$ — расчетная прочность бетона стены при сжатии (призменная прочность), определяемая для тяжелых, легких и ячеистых бетонов по СНиП 2.03.01—84 (см. разд. 4), а для плотных силикатных бетонов по СНиП 2.03.02—86 с учетом приведенных в нормах коэффициентов условий работы по материалу γ_{bt} ; при расчете прочности средних сечений следует дополнительно учитывать коэффициенты условий работы — для пустотелых и ребристых элементов 0,9, для бетонных простенков, площадь которых менее 0,1 м², 0,85; при усилении опорных зон стеновых элементов армированием вместо прочности $R_{b\omega}$ учитывается приведенное сопротивление $R_{b\omega}^{red} = R_{b\omega} \eta_s$, η_s — коэффициент, определяется по формуле (6.71); η_m — коэффициент, учитывающий влияние горизонтальных растворных

швов, определяется по формуле (6.59); η_j — коэффициент, учитывающий конструктивный тип стыка, неравномерность распределения сжимающей нагрузки между опорными площадками стыка и эксцентриситет продольной силы относительно центра стыка, определяется по формуле (6.63); φ_c — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и эксцентриситета продольной силы на прочность стены при сжатии по среднему сечению.

При расчете прочности столбов по горизонтальным сечениям необходимо различать следующие расчетные случаи: 1) прочность обеспечивается только сопротивлением сжатой зоны сечения; 2) совместно сопротивлением сжатой и растянутой зон сечения; 3) только сопротивлением растянутой зоны.

По первому расчетному случаю выполняется расчет полностью сжатых горизонтальных сечений, а также сечений, имеющих сжатую и растянутую зоны, при условии, что эксцентриситет продольной силы в плоскости стенки столба $e_{0h} = M/N$ не более $0,9y_h$ (где y_h — расстояние от центра жесткости столба до его наиболее напряженной сжатой грани). При эксцентриситете продольной силы $e_{0h} > 0,45y_h$ в растянутой зоне сечения для ограничения раскрытия трещин в папелях и стыках следует устанавливать сквозную продольную арматуру с площадью поперечного сечения не менее $0,025\%$ площади стенки столба (без учета площади примыкающих полок).

По второму расчетному случаю рассчитываются внецентренно сжатые столбы при эксцентриситете продольной силы $e_{0h} > 0,9y_h$ и внецентренно растянутые столбы, для которых абсолютное значение эксцентриситета $[e_{0h}] > h_0 - y_h$ (где h_0 — расчетная высота горизонтального сечения столба — расстояние по длине стены от сжатой грани до продольной растянутой арматуры). По второму расчетному случаю допускается также рассчитывать внецентренно сжатые столбы при эксцентриситете $e_{0h} > 0,45y_h$.

При расчете по второму расчетному случаю в растянутой зоне сечения необходимо устанавливать сквозную продольную арматуру с площадью поперечного сечения не менее $0,05\%$ площади горизонтального сечения стены (для столба неплоской формы — площади горизонтального сечения стенки).

По третьему расчетному случаю рассчитываются центрально и внецентренно растянутые столбы, если выполняется условие, что $[e_{0h}] \leq h_0 - y_h$. При этом расчете по краям стенки и по ее длине должна устанавливаться сквозная продольная арматура, обеспечивающая восприятие действующих в горизонтальном сечении усилий без учета сопротивления бетона.

Прочность горизонтальных стыков при сжатии рекомендуется определять с использованием следующих предпосылок:

вместо номинальных (проектных) размеров опорных площадок и толщины растворных швов вводят расчетные размеры, определяемые

с учетом возможных неблагоприятных отклонений номинальных размеров, вследствие допусков на изготовление и монтаж конструкций и других случайных факторов; при этом не надо учитывать случайный эксцентриситет продольных сил;

при использовании шарнирной расчетной схемы соединения сборных элементов в горизонтальном стыке сжимающие напряжения считаются равномерно распределенными по толщине стены для каждой из опорных площадок; для стыков, имеющих несколько опорных площадок, учитывается возможная неравномерность распределения сжимающих усилий между площадками;

при использовании расчетной схемы с упругим соединением сборных элементов в горизонтальном стыке сжимающие напряжения в стыке определяют, предполагая, что сборные элементы и растворные швы работают в упругой стадии.

Прочность горизонтального стыка при сжатии проверяется по формуле

$$N_j \leq R_c t d_j, \quad (6.58)$$

где t — толщина стены; N_j — продольная сжимающая сила, действующая в уровне рассчитываемого опорного сечения стены; t — толщина стены; R_c — определяется по формуле (6.56); d_j — расчетная ширина простенка в зоне стыка.

Коэффициент η_m для горизонтальных растворных швов определяется по формуле

$$\eta_m = 1 - \frac{(2 - t_m/b_m) t_m/b_m}{1 + 2R_m/B_\omega}, \quad (6.59)$$

где t_m — расчетная толщина растворного шва (размер по толщине стены), для стыков с двусторонним опиранием перекрытий t_m равна толщине стены t ; для нижнего растворного шва комбинированного стыка

$$b_m = b_j - \delta_{p\omega}; \quad (6.60)$$

$$\delta_{p\omega} = \sqrt{\delta_p^2 + \delta_\omega^2}; \quad (6.61)$$

для контактного и верхнего растворного шва комбинированного стыка при $b_j = t$

$$b_m = b_j - \delta_\omega, \quad (6.62)$$

b_j — номинальный (проектный) размер (ширина) опорной площадки, через которую передается в стыке сжимающая нагрузка (для контактно-платформенного стыка определяется с учетом зазора между контактной и платформенной площадками стыка).

Если соединение считается упругим или жестким, то вычисленные для шарнирной схемы значения коэффициента η_m следует умножать на коэффициент η_e , который учитывает эксцентриситет равно-

действующей продольной сжимающей силы относительно центра стыка. Коэффициент η_e вычисляется по формуле (6.82).

Для платформенного стыка, а также для платформенных узлов монолитных стен, в которых сжимающая нагрузка передается только через опорные участки плит перекрытий, коэффициент

$$\eta_j = (b_{pi} - \delta_{pi}) v_{pi} \eta_{pi} / t, \quad (6.63)$$

где b_{pi} — суммарный размер по толщине стены платформенных площадок, через которые в стыке передается сжимающая нагрузка; при скошенных торцах плит перекрытий прочность стыка проверяется раздельно в уровне верхней и нижней опорных зон сборных элементов стены, принимая соответствующие размеры платформенных площадок; при монолитных стенах прочность проверяется только для сечения в уровне верха плит перекрытия; δ_{pi} — возможное суммарное смещение в платформенном стыке плит перекрытий относительно их проектного положения, при типовом проектировании зданий для платформенных стыков с двусторонним опиранием плит перекрытий $\delta_{pi} = 1,4\delta_p$, где δ_p — смещение сборных плит в стыке; v_{pi} — коэффициент, учитывающий неравномерность загрузки платформенных площадок, при двустороннем опирании плит перекрытий на стены $v_{pi} = 0,9$; η_{pi} — коэффициент, зависящий от соотношения расчетных прочностей при сжатии бетона стены $R_{b\omega}$ и бетона опорных участков плит перекрытий R_{bp} ;

для стен из тяжелого и легкого бетона

$$\begin{aligned} \text{при } R_{bp} \geq R_{b\omega} \quad \eta_{pi} &= 1; \\ \text{при } R_{bp} < R_{b\omega} \quad \eta_{pi} &= 1 - (1 - R_{bp}/R_{b\omega})^2; \end{aligned} \quad (6.64)$$

для стен из ячеистого бетона

$$\eta_{pi} = 1,2R_{bp}/R_{b\omega} - 0,35, \quad (6.65)$$

но не более 1, здесь R_{bp} — расчетная прочность при сжатии (призменная прочность бетона плит перекрытий); для плит перекрытий, изготовляемых в вертикальных кассетных установках, необходимо учитывать понижающий коэффициент условий работы 0,85.

При усилении опорных зон плит перекрытий сплошного сечения горизонтальными сварными сетками из арматурной проволоки диаметром 5 мм с ячейками 50×50 мм сопротивление R_{bp} для стен из тяжелого бетона можно увеличить на 20 %. Шаг сеток не должен превышать 0,7 глубины опирания перекрытий. Сетки должны объединяться в пространственный каркас.

Для контактного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается только через контактные участки стыка, коэффициент η_j вычисляется по формуле

$$\eta_j = (b_{con} - \delta_{con}) d_{con} \eta_{con} / (td_j), \quad (6.66)$$

где b_{con} — ширина контактной площадки, через которую в стыке передается сжимающая нагрузка; δ_{con} — расчетное изменение номинального размера контактной площадки, для стыков с односторонним опиранием плит перекрытий, в которых хотя бы один край

контактной площадки совпадает с гранью стены, а также для контактных стыков вне зоны опирания перекрытий $\delta_{con} = \delta_{\omega}$, в остальных случаях $\delta_{con} = 0$; d_{con} — длина контактного участка стыка (за вычетом гнезд для опирания плит перекрытий); η_{con} — коэффициент, принимаемый равным меньшему из значений коэффициентов η_{loc} и η_{for} ; η_{loc} — коэффициент, учитывающий повышение прочности стыка при местном сжатии,

$$\eta_{loc} = \nu_{loc} \sqrt{2y_{con}/(b_{con} - \delta_{con})}; \quad (6.67)$$

ν_{loc} — коэффициент $\nu_{loc} = 1,1$ — при $b_m < 0,6t$; $\nu_{loc} = 1$ — в остальных случаях; y_{con} — расстояние от центра контактной площадки до ближайшей вертикальной грани стены; η_{for} — коэффициент, учитывающий форму контактной площадки; для площадки в виде выступа вверху или внизу панели высотой $t_{con} \leq b_{con}$ при прочности раствора в горизонтальном шве R_m не менее класса бетона сборного элемента стены B_{bw} (МПа) для тяжелого бетона $\eta_{for} = 1,2$; для легкого бетона на пористых заполнителях и ячеистого $\eta_{for} = 1,1$; при $R_m < B_{bw}$ $\eta_{for} = 1$; для контактной площади высотой $t_{con} \geq 2b_{con}$, коэффициент $\eta_{for} = 1$; в промежуточных случаях (при $b_{con} < t_{con} < 2b_{con}$) η_{for} определяется по интерполяции между указанными крайними значениями.

Для контактно-платформенного стыка, в котором сжимающая нагрузка передается через платформенный и контактный участки, коэффициент η_j принимается равным меньшему из значений величины η_j^{sup} , η_j^{inf} , которые соответствуют случаям разрушения стыка по контактному или платформенному участкам в уровне верхнего или нижнего растворных швов и вычисляются по формулам:

$$\eta_j^{sup} = [(b_{con} - \delta_1) \eta_{con} + 0,8\nu_{pl} (b_{pl}^{sup} - \delta_2^{sup}) \eta_{pl}] / t,$$

$$\text{но не менее } \eta_{min}^{sup} = \nu_{pl} (b_{pl}^{sup} - \delta_2^{sup}) \eta_{pl} / t;$$

$$\eta_j^{inf} = [(b_{con} - \delta_1) \eta_{con} + 0,8\nu_{pl} b_{pl,red}^{inf}] / t,$$

$$\text{но не менее } \eta_{min}^{inf} = \nu_{pl} b_{pl,red}^{inf} / t,$$

$$\text{где } b_{pl,red}^{inf} = [(b_{pl}^{inf} - \delta_2^{inf}) \eta_{pl} \eta_m^{inf} - b_{pl}^{inf} \sigma_{pl} / R_{bw}] / \eta_m^{sup}; \quad (6.68)$$

здесь b_{con} — номинальный (проектный) размер по толщине стены контактного участка стыка; b_{pl}^p , b_{pl}^{inf} — то же, платформенного участка стыка для сечений соответственно в уровне верхнего и нижнего растворных швов; η_{pl} , ν_{pl} — вычисляются как для платформенного стыка; η_{con} — вычисляется как для контактного стыка; δ_1 , δ_2 — величины, характеризующие возможные изменения номинальных размеров соответственно контактного и платформенного участков стыка;

$$\text{при } b_j < t \quad \delta_1 = 0; \quad \delta_2^{sup} = \delta_{p\omega}; \quad \delta_2^{inf} = \delta_{p\omega}; \quad (6.69)$$

$$\text{при } b_j = t \quad \delta_1 = \delta_{\omega}; \quad \delta_2^{sup} = \delta_{p\omega} - \delta_{\omega}; \quad \delta_2^{inf} = \delta_{p\omega}; \quad (6.70)$$

σ_{pl} — среднее значение местных сжимающих напряжений, передаваемых на стену по платформенной площадке от плиты перекрытия,

которая непосредственно опирается в стыке; η_m^{sup} , η_m^{inf} — коэффициенты, вычисляемые соответственно для нижнего и верхнего растворных швов.

Коэффициент η_s для стыков сборных элементов стен, усиленных в зоне стыка поперечными сварными каркасами или сетками, должен быть не более 1,3 и определяется по формуле

$$\eta_s = 1 + 20A_{tr} l_{tr} / (c_{tr} s_{tr} t), \quad (6.71)$$

где A_{tr} — площадь сечения одного поперечного стержня горизонтального каркаса (сетки); c_{tr} — шаг поперечных стержней по длине стены; l_{tr} — расстояние между крайними продольными стержнями каркаса; s_{tr} — шаг каркасов по высоте стены; t — толщина стены.

Влияние косвенного армирования опорной зоны стеновой панели разрешается учитывать при выполнении следующих условий: диаметр d_s и расчетное сопротивление растяжению R_s продольных стержней не менее диаметра и расчетного сопротивления поперечных стержней; шаг каркасов по высоте стены не более $0,5t$; шаг поперечных стержней по длине не более $15d_s$; класс бетона стены не менее В12,5 (марка бетона не менее М150); толщина горизонтального растворного шва между панелями не более 3 см, прочность раствора не менее 2,5 МПа.

При использовании шарнирной схемы соединения сборных элементов в горизонтальном стыке равнодействующая сжимающая сила считается приложенной в опорном сечении с эксцентриситетом по толщине стены относительно геометрического центра горизонтального сечения.

При стыках с двусторонним опиранием перекрытий эксцентриситет по толщине стены продольной силы относительно геометрического центра горизонтального сечения стены для платформенного стыка определяют по формуле

$$e_j^0 = (\delta_{p\omega} + 0,5\Delta b_{pl}^{sup})(t/b_{pl}^{sup} - 1), \quad (6.72)$$

где Δb_{pl}^{sup} , b_{pl}^{sup} — соответственно разность и сумма номинальных размеров по толщине стены платформенных площадок в уровне верхнего растворного шва.

Для других типов стыков с симметричным расположением опорных площадок по толщине стены

$$e_j^0 = 0,5\delta_{\omega}. \quad (6.73)$$

Для стыков с односторонним опиранием плит перекрытий эксцентриситет по толщине стены продольной силы относительно геометрического центра горизонтального сечения определяют по формулам:

для платформенного стыка

$$e_j^0 = 0,5(t - b_{pl}^{sup}) + 0,5\delta_{p\omega}, \quad (6.74)$$

где b_{pl}^{sup} — номинальный размер по толщине стены платформенной площадки в уровне верхнего растворного шва; δ_p — вычисляется по формуле (6.61);

для контактного стыка

$$e_j^0 = 0,5t - y_{con} + 0,5\delta_{con}, \quad (6.75)$$

где y_{con} — расстояние от ближайшей грани стены до центра контактной площадки;

для контактно-платформенного стыка при $\eta_j \geq \eta_{min}$

$$e_j^0 = 0,5t - \frac{b_1(b_m - 0,5b_1) + 0,4b_2^2}{b_1 + 0,8b_2}, \quad (6.76)$$

$$\text{где } b_1 = b_{con} - \delta_\omega, \quad (6.77)$$

$$b_2 = b_{pl}^{sup} - \delta_{p\omega} + \delta_\omega; \quad (6.78)$$

b_m — вычисляется по формуле (6.60); при $\eta_j < \eta_{min}$

$$e_j^0 = 0,5t - \frac{0,9b_1(b_m - 0,5b_1) + 0,5b_2^2}{0,9b_1 + b_2}, \quad (6.79)$$

$$b_1 = b_{con} - \delta_{p\omega} + \delta_p; \quad (6.80)$$

$$b_2 = b_{pl}^{sup} - \delta_p. \quad (6.81)$$

Коэффициент η_e вычисляется по формуле

$$\eta_e = 1 - 2e_j/b_m, \quad (6.82)$$

где e_j — эксцентриситет по толщине стены равнодействующей продольной сжимающей силы относительно центра стыка; при расчете стены в предположении шарнирного соединения элементов стены и перекрытия в узле эксцентриситет $e_j = 0$; при расчете в предположении упругого или жесткого соединения элементов стены и перекрытия в узле

$$e_j = M_j/N_j, \quad (6.83)$$

M_j — изгибающий момент в опорном сечении стены, определяемый методами строительной механики; N_j — продольная сжимающая сила в опорном сечении стены; b_m — определяется по формулам (6.60) и (6.62).

При расчете прочности стен по средним сечениям на внецентренное сжатие из плоскости стены следует учитывать эксцентриситет продольной сжимающей силы e_0 . Для сборных элементов стен

$$e_0 = e_j^0 - e_j + e_{loc}, \quad (6.84)$$

где e_{loc} — эксцентриситет равнодействующей продольной сжимающей

шей силы, обусловленный местным изгибающим моментом M_{loc} в рассматриваемом сечении стены, например от поперечной нагрузки на стену, из-за перепада температур по толщине стены и др.;

$$e_{loc} = M_{loc}/N. \quad (6.85)$$

Абсолютное значение эксцентриситета e_0 следует принимать не менее значения случайного эксцентриситета $e_a = t/30$, но не менее $l/600$ (где l — длина сжатого элемента стены, равна высоте этажа в свету).

Прочность стены по средним сечениям при внецентренном сжатии из плоскости проверяется для стен из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов по СНиП 2.03.01—84*, а для стен из плотного силикатного бетона — по СНиП 2.03.02—86 или по материалам разд. 4 настоящего Справочника.

Для прямоугольных бетонных сечений (без расчетной продольной арматуры) прочность стены можно проверять по формуле

$$N \leq R_{b\omega} A_{\omega} \varphi_c, \quad (6.86)$$

где $R_{b\omega}$ — расчетная прочность стены при сжатии; A_{ω} — площадь горизонтального сечения стены; φ_c — коэффициент при $l_0/t \leq 4$

$$\varphi_c = 1 - 2e_0/t; \quad (6.87)$$

при $l_0/t > 4$

$$\varphi_c = 0,5 \left[1 + \eta_{cr} - \sqrt{(1 - \eta_{cr})^2 + 8\eta_{cr} e/t} \right], \quad (6.88)$$

l_0 — расчетная длина стены;

$$\eta_{cr} = \frac{0,533E_{b\omega} \varphi_e}{R_{b\omega} \varphi_l} \left(\frac{t}{l_0} \right)^2; \quad (6.89)$$

$E_{b\omega}$ — начальный модуль упругости бетона стены; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки на жесткость элемента в предельном состоянии,

$$\varphi_l = 1 + \beta N_l/N; \quad (6.90)$$

β — коэффициент, принимаемый по СНиП 2.03.01—84*; для плотного силикатного бетона $\beta=1$; N_l — продольная сжимающая сила на про- стенок от длительно действующей нагрузки; φ_e — коэффициент для тяжелого, легкого и ячеистого бетона

$$\varphi_e = 0,11/(0,1 + \delta_e) + 0,1; \quad (6.91)$$

для плотного силикатного бетона

$$\varphi_e = 0,2/(0,15 + \delta_e); \quad (6.92)$$

δ_e — коэффициент, принимаемый равным e_0/t_{ω} , но не менее

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0/t - 0,01R_{b\omega} \quad (6.93)$$

и не менее $0,01t$. В формуле (6.93) $R_{b\omega}$ дана в МПа.

В панелях с проемами перемычка должна быть рассчитана на

изгиб от вертикальных нагрузок (от опирающихся на перемычку перекрытий, балконов и т. п.) и на усилия перекоса, возникающие при изгибе стены в собственной плоскости.

При расчете на изгиб от вертикальных нагрузок перемычка рассматривается как балка с защемленными опорами. В перемычках должна быть проверена прочность вертикальных и наклонных сечений.

Расчетные вертикальные сечения перемычек принимаются расположенными в местах защемления перемычки в простенки (опорные сечения) и по середине пролета перемычки в свету. Вертикальные сечения проверяют на действие суммарного изгибающего момента от длительных и кратковременных нагрузок.

В надпроемной перемычке сечение верхней продольной арматуры принимается равным сумме сечений, необходимых для восприятия усилий от вертикальной нагрузки и усилий от перекоса. Сечение нижней продольной арматуры этой перемычки принимается по наибольшему из усилий от вертикальной нагрузки или от перекоса.

В необходимых случаях площадь продольной арматуры может быть увеличена для восприятия усилий, возникающих при извлечении панелей из форм или при перевозке.

Для вертикальных сечений должна быть проверена величина раскрытия трещин.

Расчетные наклонные сечения перемычек, для которых отношение длины пролета l к расчетной высоте перемычки $h_0 \leq 1,5$, принимаются проходящими через низ и верх противоположных опорных сечений. Для таких перемычек длина проекции наклонного сечения на ось перемычки равна ее пролету в свету.

Для перемычек с соотношением l/h_0 более 1,5 следует проверять расчетные наклонные сечения, проходящие через верх или низ одного из опорных сечений перемычки, а также через точку на оси перемычки, где изгибающий момент от перекоса перемычки равен нулю. Длину проекции наклонного сечения рекомендуется принимать не более $1,5h_0$ (h_0 — расчетная высота поперечного сечения перемычки).

6.1.6. Расчет железобетонных плит перекрытий

Плиты, опертые по контуру и имеющие соотношение размера длинной стороны к короткой 3:1 и менее, а также плиты, опертые по трем сторонам и имеющие соотношение размеров вдоль параллельно расположенных опор к размеру вдоль свободного края 1,5:1 и менее, рекомендуется рассчитывать как работающие на изгиб из плоскости в двух направлениях. Расчет таких плит разрешается выполнять методами, изложенными в Пособии к СНиП 2.08.01—89 (см. разд. 4). При необходимости уточненный расчет таких плит может

выполняться по специальным программам на ЭВМ, учитывающим нелинейную работу железобетона с трещинами.

Остальные плиты рекомендуется рассчитывать как работающие на изгиб в одном направлении.

6.1.7. Упрощенная методика определения усилий в несущей системе здания на основе расчетной схемы в виде вертикального составного стержня

Расчет рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

определяют жесткостные характеристики связей сдвига и столбов; проверяют, можно ли считать связь сдвига жесткой. Если связь считается жесткой, то соединенные этой связью столбы объединяют и один из для такого объединенного столба снова определяют жесткостные характеристики;

каждую из вертикальных диафрагм жесткости рассчитывают независимо на непосредственно приложенные к ней вертикальные нагрузки и температурно-влажностные воздействия, а также на единичную сосредоточенную силу в уровне верха здания;

определяют приведенную изгибную жесткость каждой из диафрагм $EJ_{i,red}$;

для зданий, при расчете которых необходимо учитывать влияние динамической составляющей ветровой нагрузки и проверять ускорения колебаний, возникающих в результате пульсаций ветрового напора;

определяют приведенную изгибную жесткость здания EJ_{red} , равную сумме приведенных изгибных жесткостей всех диафрагм;

вычисляют период колебаний основного тона и расчетные ветровые нагрузки, проверяют значение ускорений колебаний;

расчетная ветровая нагрузка распределяется между диафрагмами пропорционально их приведенной изгибной жесткости;

определяют усилия в каждой из диафрагм от ветровых нагрузок.

Для определения усилий в плоском составном стержне с r рядами податливых продольных связей рекомендуется использовать метод сил. В качестве неизвестных принимают продольные силы T_i ($i=1, 2, \dots, r$), перераспределяемые между столбами i и $(i+1)$.

Продольную силу $T_i(\xi)$ в сечении $\xi=x/H$ (x — расстояние от верха здания до рассматриваемого сечения, H — высота здания) рекомендуется определять по формуле

$$T_i(\xi) = \bar{T}_i(\xi) - \sum_{v=1}^{\Omega} T_i^v \sin(\omega_v \xi), \quad (6.94)$$

$$\begin{aligned} \bar{T}_i(\xi) = H^2 \beta_i [& (\xi - \xi^2/2) \Delta_{i1} + (\xi - \xi^3/3) \Delta_{i2}/2 + \\ & + (\xi - \xi^4/4) \Delta_{i3}/3 + (\xi - \xi^5/5) \Delta_{i4}/4; \end{aligned} \quad (6.95)$$

$$\begin{aligned} \Delta_{i1} = \alpha_i \Delta t_i - \alpha_{i+1} \Delta t_{i+1} + \varepsilon_i^0 - \varepsilon_{i+1}^0 + \frac{P_i}{EA_i} - \frac{P_{i+1}}{EA_{i+1}} + \\ + \frac{L_i}{\Sigma EJ} \sum_{j=1}^{r+1} (P_j e_j^0 + \alpha_j \Delta Q_j EI_j/b_j); \end{aligned} \quad (6.96)$$

$$\Delta_{i2} = H \left[\left(S + \sum_{j=1}^{r+1} p_j e_j \right) L_i / \Delta EJ + p_i / (EA_i) - p_{i+1} / (EA_{i+1}) \right]; \quad (6.97)$$

$$\Delta_{i3} = \bar{q} H^2 L_i / (2 \Sigma EJ); \quad (6.98)$$

$$\Delta_{i4} = \hat{q} H^2 L_i / (6 \Sigma EJ); \quad (6.99)$$

где T_i^v — определяют из решения следующей системы алгебраических уравнений:

$$\begin{aligned} \omega_v^2 / (H^2 \beta_i) T_i^v + \sum_{j=1}^r v_{ij} T_j^v = \sum_{j=1}^r v_{ij} H^2 \beta_j F_j^v \\ (i = 1, 2, \dots, r) \end{aligned} \quad (6.100)$$

$$F_j^v = \sum_{l=1}^{l=4} \Delta_{lj} J_l^v; \quad (6.101)$$

$$J_1^v = 2 / \omega_v^3; \quad (6.102)$$

$$J_2^v = 2 \sin \omega_v / \omega_v^4; \quad (6.103)$$

$$J_3^v = 4 (\omega_v \sin \omega_v - 1) / \omega_v^5; \quad (6.104)$$

$$J_4^v = 6 \sin \omega_v (\omega_v^2 - 2) / \omega_v^6; \quad (6.105)$$

$$\omega_v = (2\nu - 1) \pi / 2; \quad (6.106)$$

β_i — погонная жесткость при сдвиге связи между столбами i и $i+1$; $\alpha_{i(i+1)}$ — коэффициент линейного температурного расширения для столба $i(i+1)$; v_{ij} — коэффициенты

$$v_{ii} = 1/(EA_i) + 1/(EA_{i+1}) + L_i^2/\Sigma EJ; \quad (6.107)$$

$$v_{i(i+1)} = v_{i+1,i} = -1/(EA_{i+1}) + L_i L_{i+1}/\Sigma EJ; \quad (6.108)$$

$$\begin{aligned} v_{ij} = v_{ji} = L_i L_j / \Sigma EJ; \\ (i - 1 < j < i + 1); \end{aligned} \quad (6.109)$$

$T_{i(i+1)}$ — изменение средней температуры столба $i(i+1)$; $\varepsilon_{i(i+1)}^0$ — стесненная, средняя по толщине стены деформация усадки столба $i(i+1)$; $\Delta t_{i(i+1)}$ — перепад температур по толщине столба $i(i+1)$; $P_{i(i+1)}$ — вертикальная сосредоточенная сила, приложенная в верх-

нем сечения $\xi=0$ столба $i(i+1)$; $e_{i(i+1)}^0$ — эксцентриситет продольной силы $P_{i(i+1)}$ в плоскости диафрагмы; $EA_{i(i+1)}$ — продольная жесткость столба $i(i+1)$; $EJ_{i(i+1)}$ — изгибная жесткость столба $i(i+1)$; ΣEJ — сумма изгибных жесткостей всех столбов диафрагмы; $P_{i(i+1)}$ — равномерно распределенная по высоте продольная сжимающая сила в столбе $i(i+1)$; $e_{i(i+1)}$ — эксцентриситет продольной силы $P_{i(i+1)}$ в плоскости диафрагмы; S — сосредоточенная поперечная нагрузка, приложенная в сечении $\xi=0$; \bar{q} — равномерно распределенная поперечная нагрузка; \hat{q} — максимальное значение распределенной поперечной нагрузки, изменяющейся по линейной зависимости от нуля в сечении $\xi=0$; Ω — количество членов приближения.

Коэффициенты ω_v , J приведены в табл. 6.5.

Т а б л и ц а 6.5. Коэффициенты ω_v и J

v	ω_v	ω_v^2	J_1^v	J_2^v	J_3^v	J_4^v
1	1,5708	2,4674	0,51602	0,32851	0,23874	0,18669
2	4,7124	22,207	0,01911	-0,00405	-0,00983	-0,011071
3	7,854	61,685	0,00413	0,000526	+0,000917	0,001526
4	10,995	120,9	0,0015	-0,000137	-0,000298	-0,000404
5	14,137	199,86	0,00071	0,00005	0,000093	0,000149

В связи с быстрой сходимостью ряда при вычислении величины T_i^v допускается учитывать один член ряда ($\Omega=1$).

Усилия в составном стержне с r рядами податливых связей сдвига определяют по формулам:

продольная сила в сечении ξ столба i

$$N_i(\xi) = N_i^0(\xi) + T_{i-1}(\xi) - T_i(\xi), \quad (6.110)$$

$$N_i^0(\xi) = P_i + \xi p_i H; \quad (6.111)$$

изгибающий момент в сечении ξ столба i

$$M_i(\xi) = M_0(\xi) - \sum_{j=1}^r L_j T_j(\xi), \quad (6.112)$$

$$M_0(\xi) = P_i e_i^0 + p_i H e_i \xi + SH\xi + \bar{q}H^2 \xi^2/2 + \hat{q}H^2 \xi^3/6; \quad (6.113)$$

сдвигающая сила в связях между столбами i и $i+1$ в уровне верхнего этажа n

$$V_i(\xi_n) = T_i(\xi_n); \quad (6.114)$$

в уровне этажа $h < n$

$$V_i(\xi_h) = T_i(\xi_h) - T_i(\xi_{h+1}), \quad (6.115)$$

где $\xi_h = 1 - (h+1)/n$

$$(h = 1, 2, \dots, n). \quad (6.116)$$

Приведенная изгибная жесткость вертикальной диафрагмы с рядами проемов

$$EJ_{red} = \frac{\Sigma EJ}{1 - \frac{3H^3}{\Sigma EJ} \sum_{i=1}^r L_i \left(\frac{2}{15} L_i \beta_i - \frac{2}{\omega_1^6} B_j \right)} \quad (6.117)$$

где B_i — корни уравнения (6.95) при $\nu=1$ для нагрузки в виде единичной сосредоточенной поперечной силы $S=1$, приложенной в сечении $\xi=0$.

Период основного тона колебаний в случае, когда длина в плане вертикальных диафрагм не превышает 0,2 высоты здания, можно определять по формуле

$$T_1 = 1,76 H^2 \sqrt{m/\Sigma EJ_{red}}, \quad (6.118)$$

где m — масса единицы высоты здания, рассматриваемого как консольный стержень; ΣEJ_{red} — сумма приведенных изгибных жесткостей вертикальных диафрагм.

Если имеются диафрагмы, длина которых больше 0,2 высоты здания, то при определении периода колебаний необходимо учитывать влияние деформаций сдвига стен в собственной плоскости. Период первого тона в этом случае можно определять по формуле

$$T_1 = 1,05 H^2 \sqrt{m\psi/\Sigma EJ_{red}}, \quad (6.119)$$

$$\psi = (14,56 + 13,32\tau + 3,36\tau^2)/(5,04 + 2,8\tau); \quad (6.120)$$

$$\nu = 12\Sigma EJ_{red}/(H^2 \Sigma GA_{red}), \quad (6.121)$$

где ΣGA_{red} — сумма сдвиговых жесткостей вертикальных диафрагм, определяемых без учета площади полок.

ГЛАВА 6.2. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ

6.2.1. Общие положения

Несущая система здания на основе связевого каркаса может быть схематизирована различными расчетными моделями: *дискретными*, в которых несущие конструкции имитируются системами стержней или конечными элементами другой формы, и *дискретно-континуальными*, в которых вертикальные несущие конструкции считаются дискретными, а усилия в связях между вертикальными элементами непрерывно распределенными по высоте.

Расчет конструкций надземной части здания при совместной их работе с фундаментами исходит из пространственной расчетной модели, имитирующей фундаментные плиты системой перекрестных лент, и диафрагмами, шарнирно связанными в уровне перекрытий

стержневыми связями, обеспечивающими совместность деформаций диафрагм.

Расчет зданий на основе этих моделей, особенно в нелинейной постановке задачи, выполняется с помощью ЭВМ.

Для проектной практики достаточен приближенный расчет, использующий простейшую расчетную модель, в которой соединение элементов перекрытий с колоннами считается шарнирным, а диафрагмы рассматриваются как жесткие консольные стержни, защемленные в основании. Перекрытия, кроме особых случаев, принимаются недеформируемыми в своей плоскости.

Метод предусматривает использование ряда поправочных коэффициентов, численные значения которых назначены исходя из опыта проектирования.

В общем виде расчет зданий включает выбор и составление расчетной модели; выявление и подсчет всех нагрузок, воспринимаемых несущими конструкциями; вычисление усилий в элементах расчетной модели от всех видов нагрузок и воздействий; проверку общей устойчивости здания; определение перемещений и проверку прочности, устойчивости, жесткости и трещиностойкости элементов расчетной модели.

6.2.2. Нагрузки и усилия

Совокупность нагрузок, которые необходимо учитывать при проектировании зданий, и их значения определяются на основе действующих нормативных документов и строительных норм и правил проектирования (см. разд. 2).

Максимальный прогиб здания от действия горизонтальных (а в общем случае от горизонтальных и вертикальных) нагрузок не должен превышать 0,001 его высоты, что обеспечивает в большинстве случаев допустимый перекося (изменение первоначальных углов между вертикальными и горизонтальными конструкциями) несущих конструкций: 1/500 при заполнении каркаса гипсобетоном, кирпичом; 1/1000 — при наличии стеклянных перегородок и высококачественной отделке и 1/1300 — при облицовке стен естественным камнем.

6.2.3. Определение усилий в диафрагмах жесткости и проверка их прочности

Статический расчет здания по упрощенной схеме основан на следующих предпосылках: диски перекрытий в горизонтальной плоскости абсолютно жесткие, недеформируемые; упругие линии всех диафрагм подобны по форме; деформации сдвига в диафрагмах от поперечных сил незначительны по сравнению с деформациями от изги-

ба и могут при необходимости учитываться не прямым расчетом, а поправочными коэффициентами; крутильная жесткость диафрагм открытого профиля пренебрежимо мала и не учитывается в расчете; жесткость стесненного кручения диафрагм замкнутого профиля мала по сравнению с жесткостью свободного кручения; увеличение усилий в диафрагмах при направлении горизонтальной нагрузки, отличным от направления главных осей здания, незначительно и находится в пределах общей точности расчетов; масса здания равномерно распределена по объему здания; приведенные модули упругости бетона диафрагм рассматриваемого уровня одинаковы, что позволяет в статических расчетах использовать вместо жесткостей приведенные моменты инерции диафрагм.

Изгибающие моменты в i -й диафрагме при параллельности главных осей здания разбивочным осям определяют по формулам:

$$M_{xi} = M_x \left(\frac{I_{xi}}{I_x} \eta_x + \frac{I_{xi} x_i - I_{xyi} y_i}{I_\omega} e_x \eta_\omega \right); \quad (6.122)$$

$$M_{yi} = M_x \left(\frac{I_{xyi}}{I_y} \eta_y - \frac{I_{xyi} x_i - I_{yi} y_i}{I_\omega} e_x \eta_\omega \right); \quad (6.123)$$

при нагрузке q_x

$$M_{xi} = M_y \left(\frac{I_{xyi}}{I_x} \eta_x - \frac{I_{xi} x_i - I_{xyi} y_i}{I_\omega} e_y \eta_\omega \right); \quad (6.124)$$

$$M_{yi} = M_y \left(\frac{I_{yi}}{I_y} \eta_y - \frac{I_{xyi} x_i - I_{yi} y_i}{I_\omega} e_y \eta_\omega \right); \quad (6.125)$$

где M_x и M_y — суммарные изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок, действующих на здание; I_x, I_y, I_{xy} — осевые и центробежные моменты инерции здания, представляющие собой алгебраическую сумму моментов инерции всех диафрагм:

$$I_x = \sum I_{xi}; \quad I_y = \sum I_{yi}; \quad I_{xy} = \sum I_{xyi}; \quad (6.126)$$

I_ω — крутильный момент инерции здания:

$$I_\omega = \sum (I_{xi} x_i^2 + I_{yi} y_i^2 - 2I_{xyi} x_i y_i + I_\omega); \quad (6.127)$$

e_x, e_y — эксцентриситеты равнодействующей внешней горизонтальной нагрузки относительно центра жесткости несущей системы,

$$\begin{aligned} e_x &= \sum I_{xi} / (\sum I_{xi} x_i - \sum I_{xyi} y_i); \\ e_y &= \sum I_{yi} / (\sum I_{yi} y_i - \sum I_{xyi} x_i); \end{aligned} \quad (6.128)$$

x_i, y_i — координаты центра жесткости i -й диафрагмы относительно центра жесткости несущей системы; $\eta_x, \eta_y, \eta_\omega$ — коэффициенты, учитывающие влияние вертикальных нагрузок в деформированной

схеме здания на усилия в диафрагмах (учет геометрической нелинейности задачи);

$$\eta_x = 1/(1 - G_H/1,85G_x); \quad \eta_y = 1/(1 - G_H/1,85G_y);$$

$$\eta_\omega = 1/(1 - G_H/1,85G_\omega), \quad (6.129)$$

где G_H — нормативный вес здания; G_x, G_y, G_ω — критический вес здания

$$G_x = 2,3E_b I_x/(1,12)^2; \quad G_y = 2,3E_b I_y/(1,12H)^2;$$

$$G_\omega = 2,3E_b I_\omega/\gamma(1,12H)^2; \quad (6.130)$$

γ — параметр, зависящий от величины и формы плана здания, а также от положения центра его жесткости:

$$\gamma = \int_F (x^2 + y^2) dF/F \quad (6.131)$$

или при разбивке плана здания на прямоугольные участки с размерами сторон a_i и b_i и координатами центров участков x_{0i} и y_{0i} в системе координат с началом в центре жесткости здания:

$$\gamma = \Sigma a_i b_i [x_{0i}^2 y_{0i}^2 + (a_i^2 + b_i^2)/12]/\Sigma a_i b_i. \quad (6.132)$$

Изгибающие моменты могут распределяться между диафрагмами пропорционально соответствующим им нагрузкам W_{xi} и W_{yi} или поперечными силами Q_{xi} и Q_{yi} ; при этом $W_{xi}, W_{yi}, Q_{xi}, Q_{yi}$ определяются по формулам, аналогичным (6.122)—(6.125) с соответствующей заменой M на W или Q .

Крутящие моменты в i -й диафрагме определяются по формулам: при нагрузке W_y

$$M_i^{кр} = W_y e_x (J_{\omega i}/J_\omega) \eta_\omega; \quad (6.133)$$

при нагрузке W_x

$$M_i^{кр} = -W_x e_y (J_{\omega i}/J_\omega) \eta_\omega. \quad (6.134)$$

Суммы усилий в диафрагмах должны равняться суммарным усилиям на здание, что является одновременно проверкой правильности распределения усилий, так

$$M_x = \Sigma M_{xi}, \quad M_y = \Sigma M_{yi}. \quad (6.135)$$

При наличии в системе изгибающих моментов, возникающих в диафрагмах от внецентренного приложения к ним вертикальных нагрузок, распределение моментов между диафрагмами ведется аналогично распределению моментов от горизонтальных нагрузок с заменой в формулах (6.122)—(6.125) $\eta_x, \eta_y, \eta_\omega$ на $\eta_x^{дл}, \eta_y^{дл}, \eta_\omega^{дл}$, учитывая, что длительная часть вертикальных нагрузок составляет 85 %, а это, в свою очередь, требует учета ползучести бетона:

$$\eta_x^{дл} = \frac{1}{(1 - G_H/G_x)}; \quad \eta_y^{дл} = \frac{1}{(1 - G_H/G_y)}; \quad \eta_\omega^{дл} = \frac{1}{(1 - G_H/G_\omega)}. \quad (6.136)$$

Моменты инерции диафрагм и несущей системы, приведенные выше, вычисляются как начальные моменты инерции для сплошного изотропного тела с введением поправочных коэффициентов, учитывающих наличие проемов и швов, различие в материале и армировании диафрагм и др. При этом и осевые моменты инерции вычисляются для всех диафрагм, а центробежные моменты инерции — для диафрагм, у которых ни одна из осей x_i и y_i не является осью их симметрии. Для диафрагм замкнутого профиля (ядер жесткости) вычисляются начальные моменты инерции свободного кручения \bar{I}_i^{KP} и условные начальные крутильные моменты инерции $\bar{I}_{\omega i}$:

$$\bar{I}_i^{KP} = \Omega^2 / \Sigma (s_i / \delta_i), \quad (6.137)$$

где Ω — удвоенная площадь фигуры, ограниченной серединой линией контура поперечного сечения диафрагмы; s_i — длина участка контура диафрагмы постоянной толщины δ_i .

Суммирование распространяется на весь контур поперечного сечения диафрагмы $\bar{I}_{\omega i} = 0,05 I_i^{KP} H^2$ (где H — высота i -й диафрагмы).

Поправочные коэффициенты K , вводимые в начальные моменты инерции \bar{I} для получения расчетных моментов инерции

$$I_i j = K j \bar{I}_{ij} \quad (6.138)$$

учитывают: K_1 — податливость горизонтальных стыков сборных конструкций; K_2 — податливость горизонтальных рабочих монолитных конструкций; K_3 — податливость перемычек при изгибе диафрагмы

$$K_1 = 1 / (1 + h_{CT} / h + \lambda_{CT} E / h), \quad (6.139)$$

где h — высота этажа; h_{CT} — высота стыка сборных элементов диафрагм (стеновых панелей, колонн); λ_{CT} — коэффициент податливости горизонтального стыка; $\lambda_{CT} = \bar{\lambda}_m + h_{пер} / E$ ($\bar{\lambda}_m$ — коэффициент податливости при сжатии растворного шва или слоя монолитного бетона между сборными элементами диафрагм, принимаемый по табл. 6.6 в зависимости от прочности раствора или бетона в шве и длительности действия нагрузки; $h_{пер}$ — высота покрытий, опирающегося на стену); E — модуль деформации бетона диафрагмы $E = E_b (1/c + n\mu)$, здесь E_b — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении; n — отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_a и бетона E_b ; μ — коэффициент армирования, определенный как отношение площади сечения арматуры к площади поперечного сечения диафрагмы; c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона, принимаемой по СНиП;

$$K_2 = 1 / (1 + \lambda_{т.ш} E / h_{т.ш}), \quad (6.140)$$

где $h_{т.ш}$ — расстояние по высоте между технологическими швами; $\lambda_{т.ш}$ — коэффициент податливости одного технологического шва, $\lambda_{т.ш} = 0,1 \cdot 10^{-4} \text{ см}^3/\text{Н}$ при кратковременном сжатии, $\lambda_{т.ш} = 0,2 \times 10^{-4} \text{ см}^3/\text{Н}$ — при длительном сжатии; $\lambda_{т.ш} = 0$ при возведении

Т а б л и ц а 6.6. Коэффициент податливости плоского шва при сжатии $\bar{\lambda}_m \cdot 10^2$, см³/Н

Сжатие растворного (бетонного) шва	Класс раствора или бетона в момент приложения нагрузки		
	В3,5	В7,5	В15 и выше
Кратковременное	0,5	0,4	0,35
	0,25	0,2	0,15
Длительное	1,2	0,8	0,6
	0,35	0,3	0,25

Примечания: 1. Над чертой даны значения $\bar{\lambda}_m$ для стыков панелей стен, под чертой — для колонн. 2. При возведении здания методом замораживания с применением противоморозных добавок расчетные значения $\bar{\lambda}_m$ при кратковременном сжатии увеличиваются в 2 раза, а при длительном сжатии — в 1,5 раза.

диафрагмы в переставной опалубке и пересечении шва вертикальной арматурой.

Коэффициент K_3 принимается по табл. 6.7.

Т а б л и ц а 6.7. Значения коэффициента K_3

Количество рядов проемов в диафрагме	Отношение пролета перемычки к ее высоте l_n/h_n	K_3	
		без учета трещин в перемычках	с учетом трещин в перемычках
1	≤ 1	1	0,95
	$1 < l_n/h_n < 1,5$	0,95	0,9
2	$\geq 1,5$	0,85	0,75
	$1 < l_n/h_n < 1,5$	0,95	0,9
	$\geq 1,5$	0,85	0,8
		0,75	0,65

Примечание. Значения K_3 даны для диафрагм, параллельных плоскости действия изгибающего момента. Для стен, перпендикулярных плоскости действия изгибающего момента $K_3=1$.

Для первого этапа расчета несущей системы при определении коэффициента K_3 можно исходить из предпосылки, что трещины в перемычках не образуются (см. табл. 6.7). Если в результате расчета будет выявлено, что усилия в перемычках превышают предел трещинообразования, то расчет может быть соответствующим образом уточнен.

Податливость перемычек при закручивании диафрагм замкнутого контура с проемами учитывается с использованием приближенной формулы для расчета их крутильной жесткости:

$$\bar{G}I_{\text{пр}} = \rho^2 / [1/GF_c + 1(\Sigma (b_{s_i}/S_i))], \quad (6.141)$$

где G — модуль сдвига; F_c — площадь ослабленного проемами горизонтального сечения ядра жесткости; ρ — радиус (плечо) сдвигающей силы в столбах ядра жесткости, для прямоугольного сечения $\rho = ab(a+b)$; b_{s_i} — расстояние вдоль контура между центрами длины горизонтальных сечений столбов, примыкающих к проему i , для прямоугольного сечения $\Sigma b_{s_i} = 2(a+b)$ (рис. 6.8); S_i — параметр, характеризующий податливость перемычки с учетом сдвига и изгиба, $S_i = hl^3\nu/12B_n b_{s_i}$, здесь h — высота этажа; l — ширина проема (пролет перемычки в свету); ν — множитель, учитывающий сдвиг перемычки при работе ее в упругой стадии, $\nu = 1 + 2,95(h_n/l)^2 - 0,02h_n/l$; B_n — жесткость перемычки; $B_n = 0,85E(\delta h_n^3/12)$; δ и h — соответственно толщина и высота перемычки.

Трещины в перемычках могут учитываться снижением их жесткости в 1,5 раза.

Для диафрагм со ступенчато-переменной жесткостью определяют эквивалентную постоянную жесткость, при которой обеспечивается равенство перемещений верха действительной и заменяющей диафрагм от единичной равномерно распределенной нагрузки.

Осевые и центробежные моменты инерции эквивалентной диафрагмы в этом случае определяют по формуле

$$I_{\text{эkv}} = H^4/\Sigma (1/I_i) (h_i^4 + 4H_i^3 h_i + 6H_i^2 h_i^2 + 4H_i h_i^3), \quad (6.142)$$

где I_i — момент инерции i -го участка диафрагмы; h_i — высота i -го участка; H_i — расстояние от верха i -го участка до верха диафрагмы; H — высота диафрагмы.

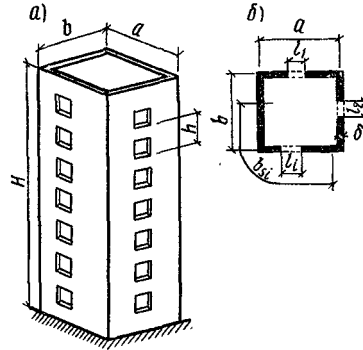
Момент инерции эквивалентной диафрагмы при свободном кручении вычисляют по формуле

$$I_{\text{эkv}}^{\text{кр}} = H^2/\Sigma (1/I_i^{\text{кр}}) (h_i + 2h_i H_i). \quad (6.143)$$

При учете двух возможных направлений горизонтальной нагрузки достаточно восьми проверок каждого нормального сечения диафрагмы жесткости. Первые четыре проверки — при расчетном максимальном значении продольной силы, соответствующих ему изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок; при максимальном значении двух знаков (направлениях) M_x и соответствующем ему значении M_y ; при максимальном значении M_y двух знаков и соответствующем ему значении M_x .

Следующие четыре проверки — при минимальном значении сжимающей силы и соответствующих ему изгибающих моментах от вертикальных нагрузок и тех же вариациях изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок.

Рис. 6.8. К расчету перемычек в диафрагмах жесткости



В каждой из комбинаций расчетных усилий действие внешних нагрузок на нормальное сечение диафрагмы может быть заменено действием одной сжимающей силы с координатами

$$x_N = M_y / N + x_{ц}; \quad y_N = M_x / N + y_{ц}, \quad (6.144)$$

где $x_{ц}$ и $y_{ц}$ — координаты центра тяжести диафрагмы в системе осей x и y .

Условие прочности нормального сечения диафрагмы:

$$\bar{N} \leq v_c N, \quad (6.145)$$

где v_c — коэффициент надежности по условию работы диафрагмы, $v_c = 1 / (1 + 0,02m + 0,05p)$; m — число вертикальных швов между сборными элементами; p — число проемов в проверяемом горизонтальном сечении диафрагмы.

Проверка прочности диафрагм при сдвиге производится по вертикальным швам соединения сборных диафрагм одна с другой и с колоннами; по швам соединения монолитных стен диафрагм со сборными колоннами и перемычками над проемами.

Условие прочности диафрагмы при сдвиге:

$$\bar{T} \leq v_T T, \quad (6.146)$$

где T — несущая способность проверяемого вертикального сечения при сдвиге; $v_{сд}$ — коэффициент надежности по условию работы диафрагмы при сдвиге, $v_{сд} = 0,75$ для диафрагм открытого профиля, $v_{сд} = 0,5 - 0,75$ для диафрагм замкнутого профиля.

При наличии в системе здания диафрагм закрытого профиля (ядер жесткости) их проверяют по специальным руководствам, напряжения в нормальных и наклонных сечениях ядра жесткости — по первому и второму предельным состояниям.

Отдельно проверяют усилия в перемычках, которые рекоменду-

ных данных, устанавливающей зависимости расчетного угла перелома от числа колонн:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_1 / \sqrt[3]{n}, \quad (6.148)$$

где ε_1 — расчетный угол перелома колонны, $\varepsilon_1 = 0,01$ при учете отклонения колонны в три стандарта (может появляться в трех случаях из 100), $\varepsilon_1 = 0,0067$ — в два стандарта (может появляться в 46 случаях из 1000). При существующей точности монтажа $\varepsilon_1 = 0,01$.

Расчетная модель диска перекрытия имитируется многопоясной шарнирно-стержневой фермой, в которой пояса и стойки способны работать на растяжение-сжатие, а диагональные элементы — только на сжатие (рис. 6.9).

Назначение элементов и направление сжатых диагоналей принимают в соответствии со знаками поперечных сил при рассмотрении диска как балки, опирающейся на диаграмме, и уточняют после первого этапа расчета диска.

Проверку прочности дисков перекрытий выполняют в состоянии предельного равновесия с рассмотрением двух возможных форм разрушения:

1) при повороте отрываемой части диска вокруг одной из внешних колонн (рис. 6.10, а) и при поступательном перемещении отрываемой части (рис. 6.10, б). Эти формы разрушения дисков перекрытий для случаев, когда в отрываемой части нет диафрагм, препятствующих данной форме разрушения, используют при проверке прочности диска под воздействием усилий от погрешностей монтажа в сочетании с другими нагрузками. Условие прочности диска перекрытия записывается в виде двух уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \Sigma M_i &\leq v_d \Sigma (S_i d_i^2 / d_{\max}), \\ \Sigma N_i &\leq v_d S_i, \end{aligned} \right\} \quad (6.149)$$

где ΣM_i — сумма моментов нагрузок, действующих на отрываемую часть диска относительно центра вращения; d_i — плечо предельного сопротивления разрыву элементов диска S_i относительно центра вращения 0; d_{\max} — плечо наиболее удаленного от центра вращения усилия; ΣN_i — сумма нагрузок, действующих на отрываемую часть диска по направлению рассматриваемого перемещения; v_d — коэффициент надежности по условию работы диска перекрытия, $v_d = 1/(1+0,02k)$; k — число растянутых связей, вводимых в расчет при рассматриваемой форме разрушения диска;

2) при определении воздействия на диск перекрытия при перераспределении им усилий в диафрагмах жесткости и, в частности, когда отдельные диафрагмы не доходят до верха здания, исходит из упрощенной расчетной модели (рис. 6.11). В этом случае поперечные нагрузки определяют по формулам:

$$Q_i = (2M_i - Q_i h) / (2H_B - h); \quad (6.150)$$

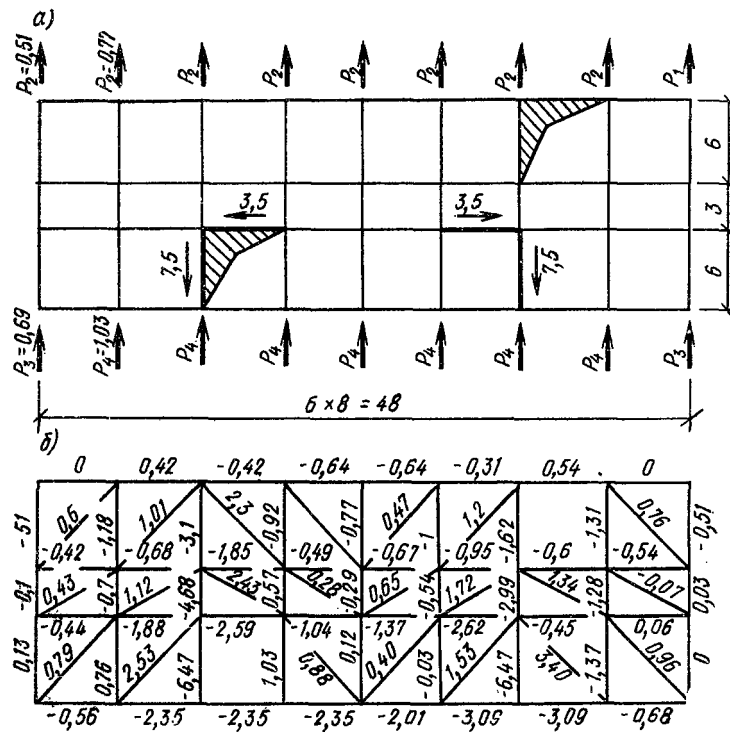


Рис. 6.9. К расчету дисков перекрытий

а — пример диска перекрытия с расчетными горизонтальными нагрузками; б — имитирующая диск перекрытия ферма с усилиями в элементах

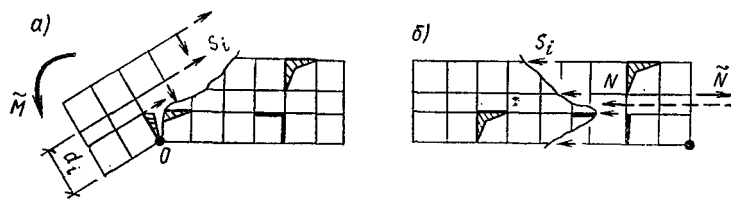
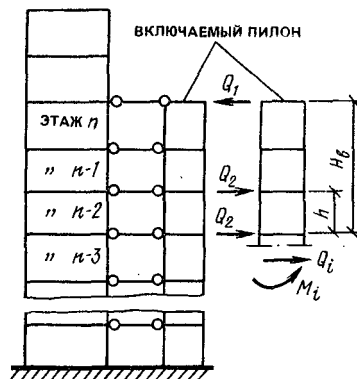


Рис. 6.10. Возможные формы разрушения диска перекрытия

Рис. 6.11. Упрощенная модель для расчета дисков перекрытий



$$Q_2 = (M_i - Q_1 H_B) / (2H_B - h);$$

где h — высота этажа; H_B — плечо сил Q_1 и Q_2 .

Прочность дисков перекрытия при действии сил Q_1 или Q_2 проверяют в сочетании с другими нагрузками. Значения Q_1 и Q_2 используют также для проверки прочности диафрагмы при сдвиге.

6.2.5. Проверка общей устойчивости

По классическому решению задачи об устойчивости консоли, сжатой равномерно распределенной нагрузкой, ее свободная длина $H_0 = 1,12H$. С учетом этого и при рассмотрении только двух первых форм потери устойчивости ($n=1$) основной критический вес здания:

$$G_x = \pi^2 B_x / (1,12H)^2; \quad G_y = \pi^2 B_y / (1,12H)^2; \\ G_\omega = [\pi^2 B_\omega / (1,12H)^2 + B_{кр}] \gamma. \quad (6.151)$$

Критический вес в значительной мере зависит от взаимного положения центра массы и центра жесткости в плане здания. При несовпадении центра массы и центра изгиба здания определяющей является изгибно-крутильная форма потери устойчивости. Соответствующий ей критический вес находят решением уравнения

$$A_1 G_{кр}^3 - A_2 G_{кр}^2 + A_3 G_{кр} - A_4 = 0, \quad (6.152)$$

$$\text{где } A_1 = 1 - (a_x^2 + a_y^2) / \gamma;$$

$$A_2 = G_x + G_y + G_\omega - G_x (a_y^2 / \gamma) - G_y (a_x^2 / \gamma);$$

$$A_3 = G_x G_y + G_x G_\omega + G_y G_\omega;$$

$$A_4 = G_x G_y G_\omega;$$

a_x, a_y — расстояния между геометрическим центром плана здания и центром его жесткости.

Общая устойчивость здания считается обеспеченной, если выполняется условие $G_{кр}/G_n \geq 1,5$.

ГЛАВА 6.3. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭВМ

6.3.1. Расчет зданий со связевым каркасом

Статический расчет каркасных зданий по связевой схеме на ЭВМ производится, как правило, для пространственных моделей, состоящих из элементов строительной механики — пластин, стержней, упругих связей. Расчетные модели отражают идеализированное представление о реальной конструкции, ее особенностях — наличии проемов в пилонах, сложной форме в плане, совместной работе сборных частей — стен жесткости и колонн, объединенных сваркой закладных частей и растворными швами.

В зависимости от того, как представлены на расчетной схеме пилоны и диски перекрытий, различают следующие основные модели.

Для сборных и монолитных пилонов: 1) приближенная стержневая модель, в которой каждый пилон представлен стержнем с эквивалентной жесткостью; 2) составная дискретно-континуальная модель, в которой каждый пилон представлен совокупностью вертикальных стержней или полос, объединенных по высоте распределенными податливыми связями сдвига; 3) модель метода конечных элементов, в которой пилон рассматривается как совокупность стержней, пластин конечных размеров и дискретных связей, объединяющих элементы как по горизонтали, так и по вертикали. Такая модель учитывает проемы, закладные детали, швы при нерегулярном их расположении.

Для дисков перекрытий: 1) модель абсолютно жесткого диска; 2) стержневая модель конечной жесткости; 3) комбинированная модель метода конечных элементов.

Наиболее точные модели, адекватные реальной конструкции, могут быть созданы на основе метода конечных элементов.

Прежде чем делать расчеты по сложным моделям, следует произвести оценочные расчеты по упрощенным, после чего может быть оценена целесообразность проведения сложных расчетов и уточнена их постановка.

Задача расчета зданий как единой системы иногда заменяется последовательным решением двух тесно связанных подзадач: распределения нагрузок между пилонами; определения напряженного состояния каждого элемента пилона и диска, усилий в связях на основе решения первой подзадачи.

Особенности построения расчетных моделей пилонов и дисков.

1. В приближенной стержневой модели каждый пилон заменяется стержнем с постоянными по высоте этажа геометрическими характеристиками. Жесткость сборного пилона заменяется жесткостью аналогичного монолитного стержня, ослабленного введением понижающих коэффициентов для учета проемов, швов, связей (эффекта сборности). Стержни располагают в центре тяжести сечения, главные оси которого развернуты по правилам сопротивления материала.

При изменении положения центра тяжести от этажа к этажу вводятся горизонтальные соединительные вставки. Таким образом, пилон представляет собой пространственный стержень с ломаной осью. В такой постановке реализован блок расчета пилонов по так называемой эквивалентной стержневой схеме на ЕС ЭВМ в комплексе «КРОКУС» (Моспроект-1).

2. В составной дискретно-континуальной модели определяются жесткости составных стержней по правилам сопротивления материалов. Влияние швов, перемычек над проемами моделируется распределенными связями сдвига. Диски перекрытий принимаются недеформируемыми. Замена соединений и перемычек распределенными (погонными) связями сдвига допустима при их регулярном расположении. Результаты расчета — перемещения и усилия в стержнях-полосах, погонные силы сдвига (сцепления) полос между собой [программы для ЕС ЭВМ: «АРЗЕС» (МНИИТЭП), «ПРИКАЗ» (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и МИСИ) и др.].

3. Метод конечных элементов (МКЭ) позволяет строить комбинированные методы из стержней и пластин, соединенных в узлах.

Для расчета прочности и жесткости каркасно-связевых домов, работающих совместно с фундаментом и основанием как единая пространственная система, наиболее применимы модели метода конечных элементов (МКЭ). Они основаны на универсальном подходе к расчетной модели как к совокупности дискретных элементов малых, но «конечных» размеров. Расчетные модели здания представлены в виде пространственного набора сложных пластин и стержней конечной жесткости, соединенных податливыми связями. Расчленение модели на конечные элементы осуществляется путем назначения геометрической сетки, состоящей из линий, проходящих через места пересечения плоскостей стен и перекрытий, места изменения жесткостей, толщин, углы проемов пластин, стыки закладных деталей, точки приложения нагрузки и т. д. при допустимом соотношении сторон конечных элементов.

При переходе от конструкции к расчетной модели необходимо решить задачу по генерации сетки и описанию модели.

Описание расчетной модели — процесс, связанный с оптимальной нумерацией неизвестных, подготовкой большого числа специфических

сведений о топологии и жесткости элементов, координатах узлов сетки, связей, величинах и местах приложения нагрузок.

Для крупных задач, включающих сотни и тысячи неизвестных, метод конечных элементов требует больших затрат машинного времени ЭВМ, поэтому при назначении расчетной модели следует искать компромисс между желаемой точностью расчета, зависящей от числа элементов и узлов, и доступным ресурсом времени на ЭВМ.

При автоматизации расчета в рамках проблемы проектирования зданий каркасно-связевой системы в комплексе «КРОКУС» расчетная модель формируется программно по конструктивному описанию объекта путем однозначного перехода от конструкции к модели по заранее определенным правилам, наиболее полно учитывающим особенности характера работы объекта. В комплексе используется «суперэлементная» процедура МКЭ.

Основные идеи суперэлементной редакции МКЭ заключаются в том, что объект расчленяется на несколько составных частей — подконструкций, каждая из которых, в свою очередь, может быть представлена совокупностью подконструкций более высокого уровня. Декомпозиция производится до разбивки подконструкции последнего уровня на базовые конечные элементы. Число неизвестных МКЭ в подконструкциях выбирается так, чтобы время расчета каждой из них было приемлемым. Расчетная схема всего объекта строится в несколько этапов-уровней. Расчет полной системы заменяется поэтапным определением характеристик для иерархически соподчиненных подконструкций и последующей укрупнительной «сборкой» подконструкции через граничные узлы. Для подконструкции строится сокращенная модель — суперэлемент, обладающий частью свойств подконструкции, которая используется для соединения подконструкций между собой в суперузлах. Для полной модели, собранной из суперэлементов, определяется решение относительно суперэлементов, которое распространяется затем по уровням на подконструкции. Описание и характеристики повторяющихся частей-подконструкций формируются один раз и используются в расчете многократно (рис. 6.12).

В качестве подконструкции нижнего уровня принимаются сборные железобетонные изделия, для которых заранее строятся суперэлементы; параметры суперэлемента, включая разбивку на конечные элементы и соответствующие матрицы, вычисляются один раз и помещаются в базу данных номенклатуры изделий в подструктуре расчетных параметров суперэлементов. Для диафрагм жесткости и перекрытий в качестве подконструкции следующего уровня принимаются плоские фрагменты диафрагм жесткости и перекрытий, собранные из суперэлементов изделий.

Фрагменты решаются относительно узлов стыковки плоских стен между собой и с перекрытиями. На следующем этапе производятся

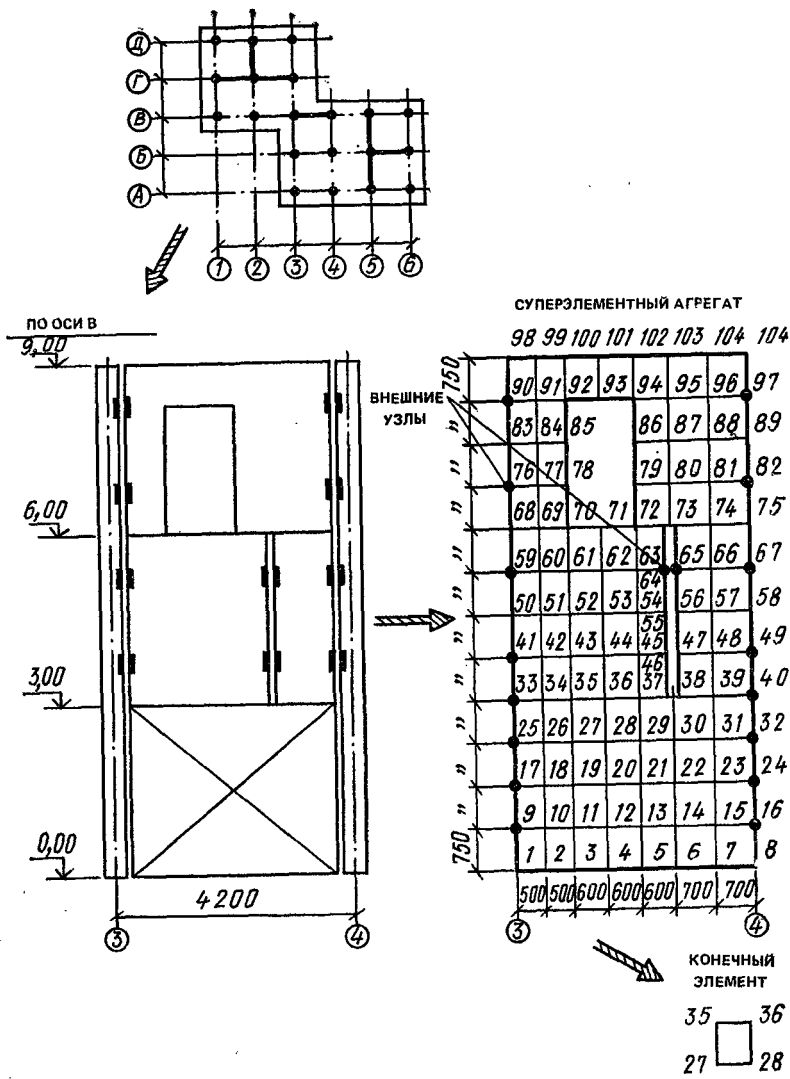


Рис. 6.12. Расчетная модель каркасного здания

укрупнительная сборка плоских фрагментов в пространственную систему и расчет ее на нагрузки, приложенные в суперузлах. Затем последовательно определяются перемещения и усилия в подконструкциях по уровням вплоть до базовых конечных элементов на сборных железобетонных изделиях.

При несоответствии полученных усилий допустимым производится коррекция конструктивного образа объекта и вновь предусматривается расчет с использованием уже известных характеристик суперэлементов.

6.3.2. Расчет панельных зданий

Расчет панельных домов в зависимости от степени и характера идеализации рассчитываемых конструкций следует производить по моделям, наиболее полно отвечающим условиям их действительной работы.

В зависимости от цели, требуемой точности расчета и заданных условий и предпосылок выбирают плоские или пространственные схемы в виде составных систем (стержней) либо систем пластин с податливыми связями между ними (см. п. 6.1.2).

Диски перекрытий могут быть заданы с конечной жесткостью или недеформируемыми, связи вертикальные — распределенными по высоте (континуальными) или дискретными.

В составных системах основными несущими элементами являются стержни или призматические оболочки, жесткостные и геометрические характеристики которых постоянны по длине несущего элемента или ступенчато изменяются в конечном числе сечений. Несущие элементы считаются непрерывно соединенными между собой продольными и поперечными связями. В такой постановке разработаны на ЕС ЭВМ программы «ПАРАД», «ПРИКАЗ», «АРЗ-ЕС».

Система считается регулярной, если по длине не меняются размеры и расположение проемов, а характеристики меняются в небольшом числе сечений. Применение моделей составных стержней неэффективно в тех случаях, когда: конструктивные системы недостаточно регулярны по высоте, т. е. изменяются толщины стен, модуль деформации материала, высоты этажей и др.; недостаточно точно собираются вертикальные нагрузки от перекрытий в центр тяжести столба без учета фактического перераспределения, имеющего место при опирании плиты по контуру ячейки; требуется высокая точность расчета напряжений (усилий) в стенах, вокруг проемов в сечениях, примыкающих к перемычкам; требуется расчет дисков перекрытий.

При применении дискретных моделей метода конечных элементов расчетная схема наиболее эффективна при пространственных моделях. Учитывается проемность стен, податливость перекрытий, сты-

ковых соединений, нерегулярная структура конструкции и др. Более эффективна вычислительная процедура при «суперэлементном» подходе, который трактуется как разбивка большой задачи на ряд подзадач с поэтапным составлением расчетных моделей, систем уравнений и их решений. Решение общей системы уравнений можно представить как поблочный метод решения для иерархически соподчиненных систем, соответствующих подконструкциям различных уровней. Задача может быть предварительно разрешена относительно некоторого уровня, а затем решение ведется стереотипно.

Методика рекурсивного решения задач расчета панельных домов опирается на набор «базовых» изделий номенклатуры, для которого вычисляются предварительно необходимые характеристики и параметры, например матрицы жесткости стен. Порядок матриц непосредственно не зависит от разбивочной сетки на элементах изделий. Набор изделий конечен. Предварительно вычисляются параметры изделий для каждой серии домов и сводятся в библиотеку, это позволяет объединить их в расчетную схему секции или дома на уровне структурной сетки изделий, существенно понизив общий порядок системы.

6.3.3. Автоматизация расчетов фундаментных плит

Плитные фундаменты рассчитываются, как правило, совместно с наземной частью зданий как единая пространственная система. Автоматизируются этапы формирования расчетной модели, задачи строительной механики и определения сечений арматуры в плите с внутримашинной передачей информации от этапа к этапу.

В комплексе «КРОКУС» (блок «ПЛИСКА») обеспечена возможность описания системы на уровне конструктивных элементов с чертежа; задания сложной конфигурации плиты; задания переменных свойств основания и переменной толщины в плане; визуального контроля графической информации введенной в ЭВМ конструктивной схемы, вычерченной графопостроителем; вывода на печать автоматически построенной расчетной модели с нумерацией узлов и элементов; вывода на печать усилий, перемещений и арматуры в элементах системы; определения минимально допустимых размеров плиты в плане и толщины под колоннами из условий продавливания; выбора и унификации размеров банкетов под колонны по высоте и в плане.

Диски перекрытий, объединяющие стены по высоте и обеспечивающие совместную пространственную работу плиты, стен и перекрытий, формируются автоматически на заданных этажах по контуру здания и положению стен и колонн в плане.

Плитный фундамент задается контуром и зонами утолщений, характеризуется толщиной и маркой бетона. В плане плита представляет собой многоугольник с ортогональными сторонами, возможно с проемами, с произвольным числом узлов. Толщина плиты ступенчато-переменная.

Основание представлено в плане переменным коэффициентом жесткости, определяемым по ожидаемым осадкам.

Статический расчет ведется в линейной постановке методом суперэлементов в перемещениях. Расчетной моделью является композитная система, состоящая из плоских прямоугольных конечных элементов, соединенных в узлах. Конечные элементы образуются в результате задания пространственной геометрической сетки. Формирование расчетной модели автоматическое. Метод суперэлементов позволяет на основе универсального подхода рассчитать единую сложную пространственную систему из двумерных элементов на упругом основании и определить характер взаимодействия стен, перекрытий, фундаментной плиты.

Плитный фундамент моделируется пластинами на упругом основании с изгибной группой усилий, стены жесткости — пластинами с мембранной группой усилий. Жесткости всех элементов конечны и вычисляются по толщине и марке бетона автоматически.

В результате статического расчета по заданным габаритам плиты, классу бетона и арматуры от действующих изгибающих и крутящих моментов, приложенных в уровне срединной поверхности элементов исходя из условий прочности, подбираются автоматически сечения арматуры. Для этого в программе вычисляются характеристики элементов: расстояния от центров тяжести верхней и нижней арматуры до соответственно нижней и верхней граней плиты, коэффициенты армирования, прочностные характеристики бетона и арматуры.

Для проверки необходимости армирования верхней и нижней зон определяются для каждой зоны ядровые моменты.

Подбор сечения арматуры проводится методом последовательных приближений.

После подбора арматуры анализируется толщина и консольные вылеты плиты. Толщина плиты подбирается из условий продавливания для отдельных колонн и групп колонн по поверхностям пирамид продавливания. Плита должна удовлетворять требованиям прочности при любой возможной схеме продавливания. Консольные вылеты проверяются по конструктивным ограничениям.

В случаях, когда толщина плиты исходя из условий продавливания недостаточна, программно подбираются банкетки с толщиной, кратной 300 мм, размерами в плане, кратными 600 мм.

Программа выводит на печать результаты расчета: усилия, пе-

перемещения в плите, стенах и перекрытиях, сечения арматуры плиты, размеры консолей, габариты банкеток. Предусмотрен графический вывод исходной информации на графопостроитель. Кроме того, выводится на печать расчетная модель, нумерация узлов, элементов, их геометрические и физические характеристики.

6.3.4. Организация выполнения расчетов с помощью ЭВМ

Выполнение расчетов может осуществляться на персональных компьютерах или на ЭВМ типа ЕС, СМ. При работе на персональном компьютере при достаточно простых задачах пользователь, как правило, осуществляет все работы самостоятельно. При выполнении работ на ЭВМ типа ЕС работы выполняются в специализированном подразделении. При этом важное значение имеет правильная организация выполнения конструкторских расчетов с помощью ЭВМ.

Заявки на расчеты заказчик делает подобно заявкам на работы специализированным отделом: согласовывает объемы работ, сроки выдачи технических заданий и выполнения расчетов, предварительную стоимость расчетов.

Расчет выполняется в соответствии с техническим заданием (табл. 6.8). Техническое задание может разрабатываться заказчиком по аналогии с примерами, приведенными ниже.

Заказчик представляет: заполненный бланк согласования и стоимости расчета, подписанный заказчиком, и бланк с указанием вида конструкции, цели расчета, объема необходимой заказчику информации и формы выдачи результатов расчетов.

Рекомендуется производить предварительно расчет по упрощенной схеме, что сокращает стоимость работы и время счета. Однако следует обратить внимание на то, чтобы упрощение расчетной схемы не приводило к существенному искажению модели и характера работы конструкции.

С помощью ЭВМ могут быть решены задачи по расчету фундаментных плит и балок, плоских и пространственных ферм и рам, балок — стенок, плит и балок перекрытий, систем, состоящих из набора элементов-стержней и пластин.

При этом автоматически вычисляются перемещения и повороты любой точки системы, усилия в любом стержне, напряжения в любой пластине, а также площадь сечения арматуры. Кроме того, для фундаментных плит могут быть определены размеры банкеток, проверен вылет консоли, вычислено реактивное давление грунта и коэффициент жесткости (по данным геологии), определена площадь сечения арматуры.

Возможные комбинации загрузений (ненужное вычеркнуть)

№	Виды загрузений
1	Вертикальные нагрузки
2	Горизонтальные нагрузки в направлении X
3	Горизонтальные нагрузки в направлении Y
4	Вертикальные нагрузки + горизонтальные нагрузки в направлении X
5	Вертикальные нагрузки + горизонтальные нагрузки в направлении Y
6	Сейсмическая нагрузка (7, 8, 9 баллов) вдоль оси X
7	Сейсмическая нагрузка (7, 8, 9 баллов) вдоль оси Y
8	Сейсмическая нагрузка (7, 8, 9 баллов) вдоль оси Z

Примечание. По желанию заказчика может быть произведен расчет на отдельные загрузения или их комбинации. Заказчик может дополнить и уточнить данную таблицу.

6.3.5. Примеры оформления заданий на расчеты строительных конструкций

1. **Расчет фундаментных плит.** Рекомендуется задавать раздельное приложение нагрузок (вертикальных и от ветра вдоль осей X и Y). Ветровые нагрузки должны быть приложены на плиту в виде пары сил с соответствующими знаками.

Заказчик должен указать, в каком виде и от каких загрузений (раздельных или суммарных) необходимо получить результаты расчета (рис. 6.13).

К заданию на расчет плиты следует приложить данные геологических изысканий. При отсутствии их следует указать коэффициент жесткости основания (по Винклеру).

При составлении расчетной схемы плиты сетка, накладываемая на план плиты, должна иметь размер ячеек 1—1,5 м для приближенного расчета, 0,6—0,9 м — для уточненного, при этом соотношение сторон ячеек должно быть не более 1 : (2—2,5). Желательно, чтобы число узлов расчетной схемы плиты для приближенного и уточненного расчетов не превышало соответственно 700 и 1000.

2. **Расчет зданий каркасно-связевой структуры.** Расчетная схема включает систему пилонов и дисков перекрытий. Пилоны (колонны и диафрагмы) состоят из сборных изделий и монолитных участков. Информация о сборных изделиях задается описанием марки. Монолитные участки описываются: для колонн — жесткостью колонны на сжатие, для стен — толщиной и классом бетона, а также привязкой и размерами проемов.

Исходные данные по вертикальным нагрузкам задаются в уровне пола каждого этажа. Расчетная модель, сбор горизонтальных нагрузок и решение задачи строительной механики методом конечных элементов автоматизированы. Результатом работы программы являются жесткостные характеристики пилонов, а также усилия и перемещения в несущих элементах здания (рис. 6.14).

Расчет каркасных зданий может быть выполнен как экспресс-расчет. В этом случае расчетная схема здания составляется заказчиком. При описании геометрии здания используется ортогональная система координат XOY , которая располагается таким образом, что начало координат находится в левом нижнем углу здания, а оси OX и OY проходят через крайние линии контура плана, причем ось OX ориентирована вдоль большого (продольного) размера плана. Расчетная схема включает систему пилонов и перекрытий (последние рассматриваются как недеформируемые стержни). Пилоны могут быть расположены или в центре тяжести стен жесткости, или в центре изгиба. Координаты пилонов и их жесткости вычисляются автоматически. Нагрузки горизонтальные (ветровые и сейсмические), вер-

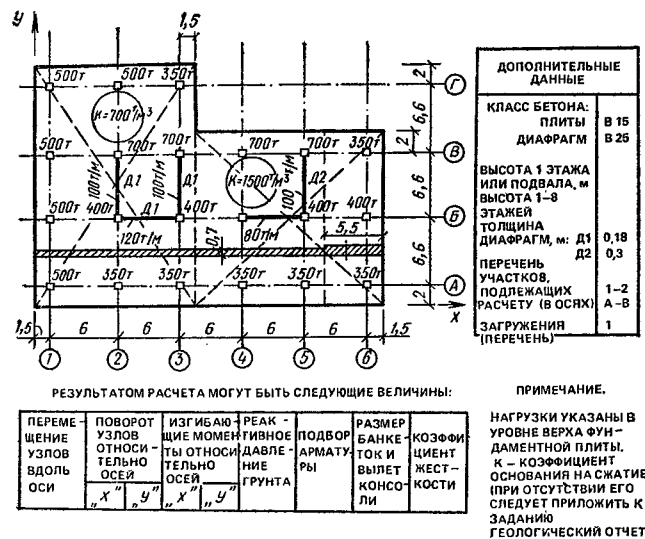


Рис. 6.13. Пример оформления задания на расчет фундаментной плиты

тикальные (постоянные и временные) и изгибающие моменты от внецентренного приложения вертикальных нагрузок в уровне каждого этажа также вычисляются автоматически.

Как в случае полного расчета, так и в случае экспресс-расчета рекомендуется задавать отдельные загрузки.

Заказчик должен указать, в каком виде и от каких загружений (раздельных или суммарных) необходимо получить результаты расчетов. В случае экспресс-расчета результатом работы программы являются перемещения и усилия в пилонах.

3. Расчет элементов и конструкций. Расчетные схемы рамы, фермы, балки на упругом основании, а также системы, состоящей из набора пластины и стержней (плоские или пространственные) составляются заказчиком исходя из требований точности расчета и стоимости работы и согласовываются в отделе расчетов (рис. 6.15—6.17).

Геометрические размеры, жесткостные характеристики элементов, размеры и направления нагрузок задаются заказчиком: для шарнирного стержня можно указать только EF , для стержня плоской рамы EF , EI_{y1} , для стержней балочного ростверка EI_y , $GI_{кр}$, для стержней с жесткими вставками EF , EI_{y1} , EI_z , $GI_{кр}$, GF_{y1} , GF_2 и размеры жестких вставок.

Следует также четко указать узлы сопряжения элементов (шарнирные или жесткие), места опор и способ опирания конструкций.

ПРИМЕР ОФОРМЛЕНИЯ ЗАДАНИЯ НА РАСЧЕТ КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

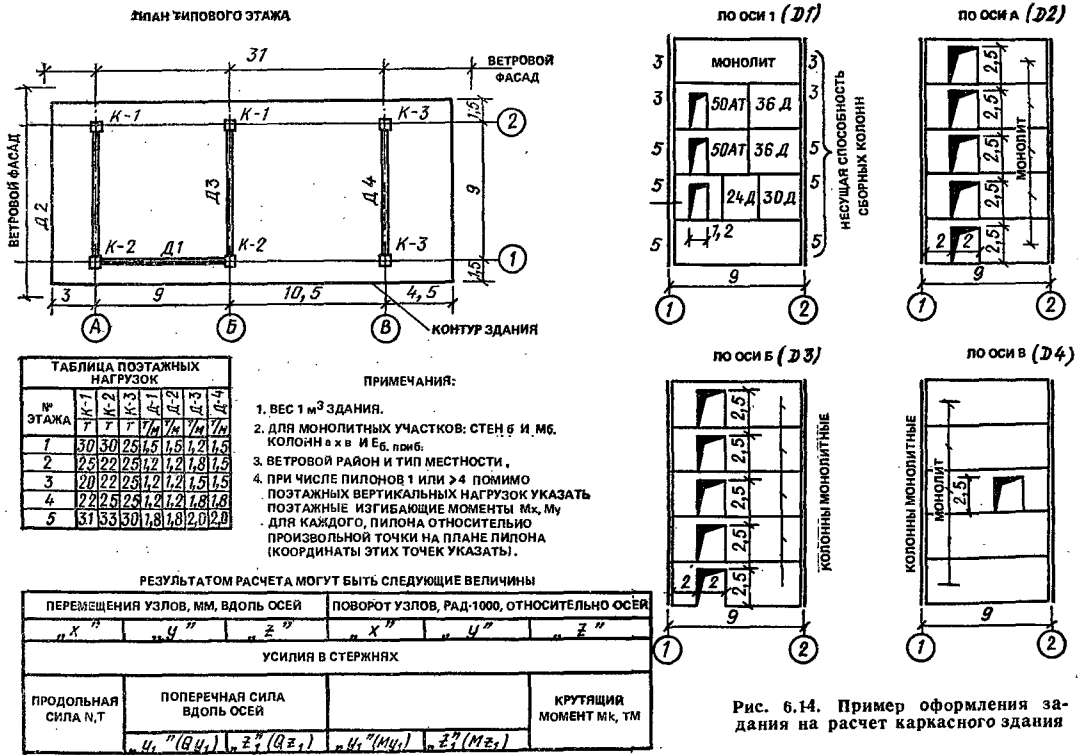
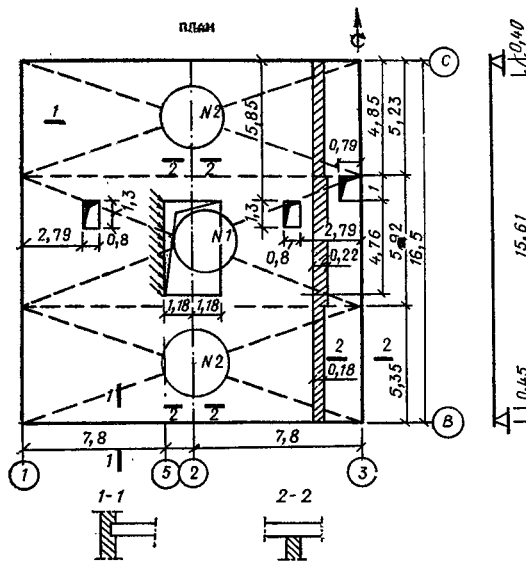


Рис. 6.14. Пример оформления задания на расчет каркасного здания



РЕЗУЛЬТАТОМ РАСЧЕТА МОГУТ БЫТЬ СЛЕДУЮЩИЕ ВЕЛИЧИНЫ:-

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ УЗЛОВ ВДОЛЬ ОСИ, ММ	ПОВОРОТ УЗЛОВ, РАД. 1000 ОТНОСИТЕЛЬНО ОСЕЙ		НАПРЯЖЕНИЕ В ПЛАСТИНАХ	УСИЛИЯ В УГЛАХ ПЛАСТИН	ПОДБОР АРМАТУРЫ
	X	Y			

ЖЕСТКОСТИ:

ЖЕСТКОСТНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА № ПОЛЯ	КЛАСС БЕТОНА	ТОЛЩИНА ПЛИТЫ, М	КОЭФФИЦИЕНТ ПУАССОНА
1	B25	0,22	0,2
2	B25	0,18	0,2

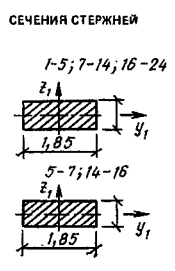
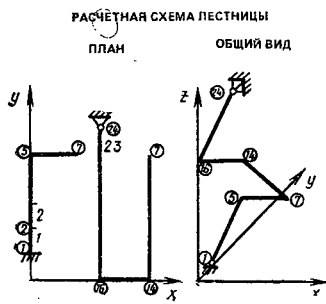
НАГРУЗКИ:

НАГРУЗКА № ПОЛЯ ИЛИ ОСЬ	НАГРУЗКИ			
	qT/M ²	qT/M	P _T	M _{TM}
1	1,6			
2	1,26			
3		1,0		

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ЕСЛИ ПЛИТА ИМЕЕТ ОДИНАКОВУЮ ТОЛЩИНУ И КЛАСС БЕТОНА ПО ВСЕЙ ПЛОЩАДИ, ТО ТАБЛИЦА "ЖЕСТКОСТИ" ОТСУТСТВУЕТ.
2. НАГРУЗКИ МОГУТ БЫТЬ УКАЗАНЫ НА ПЛАНЕ "ПЛИТЫ" И ТОГДА ТАБЛИЦА "НАГРУЗКИ" ОТСУТСТВУЕТ.
3. УКАЗАТЬ ТОЧКИ ИЛИ ЗОНЫ ОПИРАНИЯ ПЛИТЫ И СПОСОБ ОПИРАНИЯ.

Рис. 6.15. Пример оформления задания на расчет плиты перекрытия



ПРИМЕЧАНИЯ.

1. СТЕРЖЕНЬ МОНОЛИТНЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ИЗ БЕТОНА КЛАССА В 25.
2. В ТОЧКЕ 1 СТЕРЖЕНЬ ЗАДЕЛАН, В ТОЧКЕ 24 – ШАРНИРНАЯ ОПОРА.
3. НАПРАВЛЕНИЕ НАГРУЗОК УКАЗАТЬ НА РАСЧЕТНОЙ СХЕМЕ.

№ УЗЛА	КОординаты (м)			НАГРУЗКИ В УЗЛАХ P, T, M (тм)			НАГРУЗКИ В ЭЛЕМЕНТАХ q, r/м			
	X	Y	Z	ВАРИАНТ № 1	...	ВАРИАНТ № n	И/Э/Т	ВАРИАНТ № 1	...	ВАРИАНТ № n
1	0	1,2	0				1			2,0
2	0	2,4	0,65	P=40		P=40 M=2,6	2	8,5		
...							...			
24	0	7,2	9,75				23	4,2		

ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

№ ЭЛ-ТА	EF (T)	EJy, (Tm ²)	EJz, (Tm ²)	GJкр (Tm ²)
1	2,36 · 10 ⁶	3,8 · 10 ⁴	6,74 · 10 ⁵	8,1 · 10 ⁴
2	2,36 · 10 ⁶	3,8 · 10 ⁴	6,74 · 10 ⁵	8,1 · 10 ⁴
...				
23	2,36 · 10 ⁶	3,8 · 10 ⁴	6,74 · 10 ⁵	8,1 · 10 ⁴

РЕЗУЛЬТАТОМ РАСЧЕТА МОГУТ БЫТЬ СЛЕДУЮЩИЕ ВЕЛИЧИНЫ:

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ УЗЛОВ, мм, , вдоль осей	ПОВОРОТ УЗЛОВ, рад :1000 , относительно осей	УСИЛИЯ В СТЕРЖНЯХ				КРУТЯЩИЙ МОМЕНТ	ПОД- БОР АРМА- ТУРЫ		
		ПРОДОЛЬ- НАЯ СИЛА	ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА Q, T, ВДОЛЬ ОСЕЙ	МОМЕНТЫ, ТМ, ОТНОСИТЕЛЬНО ОСЕЙ,					
X "	Y "	Z "	X "	Y "	Z "	Y, (Qy,)	Z, (Qz,)	Y, (My,)	Z, (Mz,)

Рис. 6.16. Пример оформления задания на расчет произвольной рамы

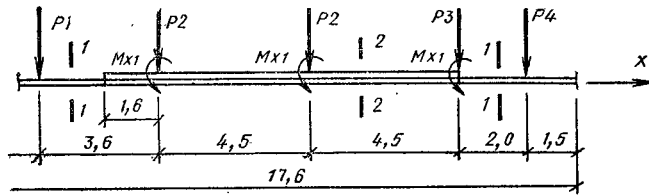


ТАБЛИЦА НАГРУЗОК			
НАГРУЗКА	ЗАГР. № 1	...	ЗАГР. № П
P1	18		
P2	26		
P3	26		
P4	16		
Mx1	6,5		

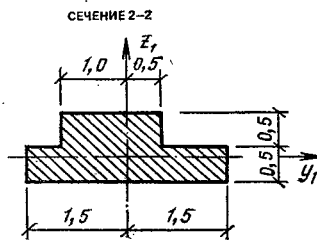
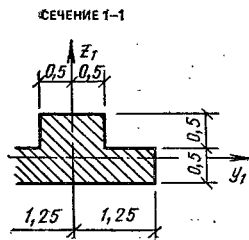


ТАБЛИЦА ЖЕСТКОСТЕЙ		
№ СЕЧЕНИЯ	EJ_{y1} (ГМ ²)	$GJ_{кр}$ (ГМ ²)
1	$0,364 \cdot 10^6$	$0,437 \cdot 10^5$
2	$0,498 \cdot 10^6$	$0,6 \cdot 10^5$

ПРИМЕЧАНИЯ
 1. НАГРУЗКИ УКАЗАНЫ В УРОВНЕ ВЕРХА ФУНДАМЕНТНОЙ БАЛКИ.
 2. РАЗМЕРНОСТИ $\tau, \text{м}$.
 3. УКАЗАТЬ k - КОЭФФИЦИЕНТ ОСНОВАНИЯ НА СЖАТИЕ, $\tau/\text{м}^2$ (ПРИ ЕГО ОТСУТСТВИИ СЛЕДУЕТ ПРИПОЖИТЬ К ЗАДАНИЮ ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ ОТЧЕТ).

РЕЗУЛЬТАТОМ РАСЧЕТА МОГУТ БЫТЬ СЛЕДУЮЩИЕ ВЕЛИЧИНЫ:

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ УЗЛОВ ВДОЛЬ ОСИ, ММ	ЛОВОРОТ УЗЛОВ ОТНОСИТЕЛЬНО ОСЕЙ, РАД · 1000		ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА ВДОЛЬ ОСИ	МОМЕНТ М ОТНОСИТЕЛЬНО ОСИ "У1" (МУ1) ТМ	КРУТЯЩИЙ МОМЕНТ Мк, ТМ	СЕЧЕНИЕ АРМАТУРЫ
	Z_1	X				
Z_1	X	Y	$Z_1 (Q_{z1}), \tau$			

Рис. 6.17. Пример оформления задания на расчет фундаментной балки

Расчет по МКЭ может быть приведен как в линейной, так и нелинейной постановках. В линейной постановке задача реализована в пакете прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве и вычислительном комплексе «ЛИРА».

Пакет прикладных программ предназначен для прочностного расчета строительных конструкций: пространственных стержневых систем, изгибаемых плит, балок-стенок, массивных тел, а также композитных систем. Применяется метод конечных элементов (МКЭ).

Пакет выполняет расчет на статические и динамические воздействия (в том числе на сейсмические воздействия, а также ветровые нагрузки с учетом пульсации); для стержневых систем, плит и балок-стенок производится выбор расчетных сочетаний усилий, выполняется унификация элементов, а также производится подбор арматуры для всех случаев напряженного состояния сечения. Расчет арматуры железобетонных сечений может производиться по прочности с учетом трещинообразования или в режиме проверки заданных сечений; при реализации разделов пакета по выбору расчетных сочетаний усилий и подбору арматуры учитываются требования СНиП.

В состав исходных данных пакета включается минимальная информация о топологии, геометрии, граничных условиях, структуре и физико-механических свойствах системы и нагрузках.

При наличии регулярностей и для систем частного вида имеется возможность сокращенной записи исходной информации. Результаты счета-характеристики напряженно-деформированного состояния системы, расчетные сочетания и сечения арматуры выдаются в табличной форме и снабжаются привычной для инженера индексацией и необходимыми пояснениями.

Разработчик программы — НИИАСС Госстроя УССР.

Вычислительный комплекс «ИКАРУС-ЕС» ориентирован на расчет континуальных систем как в физически линейной, так и физически нелинейной постановке на ЕС ЭВМ, оснащенных дисковой операционной системой ДОС ЕС. К классу рассчитываемых систем относятся плоские и пространственные тонкостенные конструкции, работающие в условиях плосконапряженного состояния. Возможен также расчет комбинированных систем типа стен и коробок на упругом основании.

Учет физической нелинейности предусмотрен на основе теории деформирования железобетона с трещинами Н. И. Карпенко.

Комплекс реализует метод последовательных нагружений в сочетании с процедурой Ньютона-Рафсона расчета физически нелинейной системы. Физическая сущность метода заключается в том, что напряженно-деформированное состояние конструкции с учетом не-

упругих свойств материала определяется в результате расчета рекуррентной последовательности линейно-упругих систем с переменными жесткостями как на различных этапах нагружения, так и по области конструкции.

Для расчета линейно-упругих систем с переменными жесткостями используется метод конечных элементов в перемещениях. Каталог процедур по составлению матриц жесткости и вычислению характеристик напряженно-деформированного состояния (напряжений, деформаций) допускает включение вновь разработанных процедур для различных типов конечных элементов, что создает возможность расширения класса решаемых задач.

Исходной информацией являются данные о структуре системы: номера процедур, характеризующих типы конечных элементов, физико-механические свойства материала, координаты узлов системы, места приложения и величины нагрузок, граничные условия. При наличии регулярности объем исходной информации может быть значительно сокращен.

Принципы организации и составления исходных данных заимствованы с некоторыми модификациями из программного комплекса «ЛИРА».

Результаты счета — перемещения, напряжения, деформации, сведения о стадии работы отдельных сечений элементов — выдаются на АЦПУ в удобном для чтения виде.

4. Сбор нагрузок и приведение их к элементам конструкций.
Сбор нагрузок на несущие конструкции в многоэтажных домах, несмотря на очевидную простоту работы при ручном расчете, достаточно трудоемок и проводится вручную далеко не для каждого несущего элемента конструктивной схемы. Погрешности, не учитываемые проектировщиками при усреднении нагрузок, вследствие несимметричного расположения перегородок, санитарно-технических узлов и пр., сложной конфигурации перекрытий, изрезанности фасадов, снижения временных нагрузок на этажах особенно заметно в колоннах и стенах зданий повышенной этажности и могут составлять десятки тонн. В комплексе «КРОКУС» для подбора прочных и экономичных сечений элементов каркаса постоянные и временные вертикальные нагрузки, распределенные в плане по зонам с различной интенсивностью, нагрузки по линиям фасадов, «точечные» нагрузки на перекрытия производятся поэтажно на колонны, ригели, стены жесткости и фундаменты здания. Обрабатываются сборные и монолитные участки перекрытий с проемами, учитывается снижение временных нагрузок при поэтажном суммировании для колонн и стен. Методика автоматизированного и ручного сбора вертикальных нагрузок разработана в Моспроект-1.

5. Расчет конструкций на персональном компьютере. Программы

расчета и проектирования строительных конструкций получили широкое развитие как в нашей стране, так и за рубежом, причем, в ряде случаев они пригодны для работы на различных системах — от микрокомпьютеров до универсальных вычислительных машин.

СТААД-Ш: программа строительных расчетов и проектирования. Программа располагает следующими возможностями: гибкий ввод исходных данных на основе языка СТРУДЛ, в том числе в различных системах координат; расчет произвольных систем, включающих балочные, ферменные или тонколистовые конструкции в любой их комбинации с автоматической генерацией узлов и элементов; расчет на комбинации и сочетания нагрузок; расчет на статические и динамические воздействия, заданные температурные поля и смещения опор и др.; подбор элементов металлических конструкций и сварных узлов в интерактивном режиме (по Европейским стандартам); подбор арматуры в железобетонных балках прямоугольного сечения, армирования колонн, плит и др. (также Европейские стандарты).

Предусмотрен графический вывод результатов и исходных данных — строительная геометрия, перемещения, формы колебаний, диаграммы и поля усилий и напряжений. Программа реализует метод конечных элементов.

ДАСТ: комплекс программ расчетов и проектирования. Функционально комплекс проектирования и расчета методом конечного элемента ДАСТ в значительной мере обладает возможностями программы СТААД-Ш.

Особенность комплекса — развитая диагностика и многосторонняя проверка исходных данных, задаваемых на специальном проблемно-ориентированном языке. Программа включает обширный набор конечных элементов — одно-, двух- и трехмерных изопараметрических элементов для моделирования стержней, пластин, оболочек, мембран и массивных тел. Возможны большое число загрузений, автоматический расчет геометрических характеристик элементов, графическая интерпретация результатов.

ПС-ФЕМП: расчет систем методом конечных элементов на статические, динамические и температурные нагрузки в интерактивном режиме. В значительной мере реализует возможности, приведенные в программах СТААД-Ш и ДАСТ.

СТАРК: программа статического расчета стержневых систем с конечной жесткостью.

СТРОИМЕХ: комплекс программ для расчетов конструкций, зданий и сооружений на прочность. Предназначен для проведения серийных расчетов на прочность и устойчивость балок, ферм, арок, рам, прямоугольных и круглых пластин, безмоментных оболочек.

РАСОК: программное средство расчета и подбора продольной

и поперечной арматуры в элементах из обычного ненапрягаемого железобетона. Проверочные расчеты и подбор продольной арматуры осуществляются в нормальных и наклонных сечениях по прочности и раскрытию трещин. Имеется графическая интерпретация результатов.

РАЗДЕЛ 7. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ*

ГЛАВА 7.1. МАТЕРИАЛЫ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

7.1.1. Рекомендации по выбору сталей

Выбор марок сталей и профилей для конструкций гражданских зданий должен производиться в соответствии с требованиями СНиП II-23-81* в зависимости от степени ответственности конструкций зданий и сооружений, а также от условий эксплуатации, при этом необходимо учитывать требования сокращенного сортамента, утвержденного решением Госстроя СССР от № 28 от 21.11.86 г.

В подавляющем большинстве случаев рекомендуются к применению углеродистые стали марки ВСтЗ и низколегированные стали 09Г2С, удовлетворяющие требованиям по механической прочности и по свариваемости.

* В соответствии с изменением СНиП II-23-81* в тексте и таблицах этого раздела слова «марки сталей» следует заменять на слово «стали», а наименования марок сталей (например, ВСтЗпс-6 и 09Г2С и др.) меняются на новые названия сталей (например, С245, С345 и др.) в соответствии со следующей таблицей:

Заменяемые марки сталей	Стали по ГОСТ 27772—88*
ВСтЗкп2	С235
ВСтЗкп2-1	»
ВСтЗпс6 (лист толщиной до 20 мм, фаçon до 30 мм)	С245
ВСтЗпс6-1	»
ВСтЗсп5	С255
ВСтЗпс6 (лист толщиной свыше 20 до 40 мм, фаçon свыше 30 мм)	»
ВСтЗсп5-1	»
ВСтЗпс6-2	С275
ВСтЗсп5-2	С285
09Г2	С345, С345Т
09Г2С	»
09Г2С гр. 2	С375, С375Т
12Г2С гр. 2	»

Примечание. Стали С345 и С375 категорий 1, 2, 3, 4 по ГОСТ 27772—88 заменяют стали категорий соответственно 6, 7 и 9, 12, 13 и 15 по ГОСТ 19281—89.

Углеродистые стали марки ВСтЗ поставляются — кипящей (ВСтЗкп), полуспокойной (ВСтЗпс) и спокойной (ВСтЗсп) плавки. В зависимости от климатического района строительства, динамических воздействий на конструкцию, требований к надежности конструкций и других условий — к стали, кроме требований по механической прочности, предъявляются требования по ударной вязкости, определяемые категорией стали. Для сталей марки ВСтЗ, поставляемой по ГОСТ 380—88 и по ТУ 14-1-3023—80 в соответствии со строительными нормами и правилами назначаются следующие категории: вторая категория кипящей плавки — ВСтЗкп2, для которой требования по ударной вязкости не предъявляются, шестая категория полуспокойной плавки ВСтЗпс6, ВСтЗпс6-1 и ВСтЗпс6-2, которые должны удовлетворять требованиям по ударной вязкости после механического старения, и пятая категория спокойной плавки ВСтЗсп5, ВСтЗсп5-1 и ВСтЗсп5-2, которые должны удовлетворять требованиям по ударной вязкости после механического старения и при температуре —20 °С.

Для низколегированных сталей 09Г2С, поставляемых по ГОСТ 19281—89 и ТУ 14-1-3023—80, как правило, назначаются в соответствии со СНиП также три категории — шестая категория 09Г2С-6; 09Г2С-1 и 09Г2С-6-2, удовлетворяющие требованиям по ударной вязкости при температуре —40 °С, двенадцатая категория 09Г2С-12; 09Г2С-12-1 и 09Г2С-12-2, удовлетворяющие требованиям по ударной вязкости при температуре —40 °С и после механического старения, и пятнадцатая категория 09Г2С-15, удовлетворяющая требованиям по ударной вязкости при температуре —70 °С и после механического старения.

Стали, изготавливаемые по ТУ 14-1-3023—80, поставляются с гарантированным уровнем механических свойств и дифференцируются по группам прочности — первая и вторая. Выбор группы прочности принимается на основании технико-экономического обоснования. Группа прочности пишется через дефис, например ВСтЗпс6-2; 09Г2С-6-1 и т. д.

В тех случаях, когда для отдельных уникальных конструкций потребуется применение высокопрочных или коррозионно-стойких сталей, например 14Г2АФ; 16Г2АФ; 15ХСНД; 10ХСНД; 10ХНДП и др.; то применение их должно быть обосновано экономическими соображениями, а возможность поставки должна быть согласована с соответствующими ведомствами.

Данные для сталей, в основном применяемых для гражданских зданий с учетом сокращенного сортамента утвержденного Госстроем СССР, приведены в табл. 7.1 и 7.2.

В зависимости от степени ответственности конструкций зданий и сооружений, а также от условий их эксплуатации, все конструк-

Т а б л и ц а 7.1. Марки сталей для стальных конструкций

Марка стали	Нормативный документ	Категория стали для климатического района строительства (расчетная температура, °С)		
		II ₄ (-30) > t >= -40 II ₅ и др. (t >= -30)	I ₂ , II ₂ , II ₃ (-40) > t >= -50	I ₁ (-50) > t >= -65

Группа 1. Сварные конструкции или их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (подкрановые балки, балки, поддерживающие работающее оборудование, фасонки ферм, элементы оттяжек и др.)

ВСтЗсп	ТУ 14-1-3023—80	5	—	—
ВСтЗсп	ГОСТ 380—88	5	1	—
09Г2С	ТУ 14-1-3023—80	12	13	15
09Г2С	ГОСТ 19281—89	12	13	15

Группа 2. Сварные конструкции или их элементы, работающие при статической нагрузке (фермы, ригели рам, балки покрытий и перекрытий, косоуры лестниц, растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы и др.)

ВСтЗпс	ТУ 14-1-3023—80	6 ^а	—	—
ВСтЗпс	ГОСТ 380—88	6 ^а	—	—
ВСтЗсп	ТУ 14-1-3023—80	5	—	—
ВСтЗсп	ГОСТ 380—88	5	—	—
09Г2С	ТУ 14-1-3023—80	6	13 ^в	15 ^а
09Г2С	ГОСТ 19281—89	6	13 ^в	15 ^в

Группа 3. Сварные конструкции или их элементы, работающие при статической нагрузке (колонны, стойки, опорные плиты, настилы перекрытий, вертикальные связи по колоннам с напряжением в них не более $0,4R_y$, прогоны покрытий и другие сжатые и сжатосгибаемые элементы), а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии в них сварных соединений

ВСтЗкп	ТУ 14-1-3023—80	2 ^б	—	—
ВСтЗкп	ГОСТ 380—88	2 ^б	—	—
ВСтЗпс	ТУ 14-1-3023—80	6	—	—
ВСтЗпс	ГОСТ 380—88	6	—	—
09Г2С	ГОСТ 19281—89	6	6	7 или 12

Продолжение табл. 7.1

Марка стали	Нормативный документ	Категория стали для климатического района строительства (расчетная температура, °С)		
		II ₄ (-30) > t > -40 II ₃ и др. (t > -30)	I ₂ , II ₂ , II ₃ (-40) > t > -50	I ₁ (-50) > t > -65

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3, элементы фахверка, лестницы, площадки, ограждения и второстепенные элементы зданий), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии в них сварных соединений

ВСтЗкп	ТУ 14-1-3023—80	2	—	—
ВСтЗкп	ГОСТ 380—88	2	—	—
ВСтЗсп	ТУ 14-1-3023—80	—	5	5
ВСтЗсп	ГОСТ 380—88	—	5	5

^a Для района II₄ для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха, применять толщину проката не более 10 мм.

^b Кроме района II₄ для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха.

^c При строительстве в климатических районах I₁ (при толщине проката не более 11 мм) и I₂, II₂ и II₃ допускается применять сталь категории 12.

Примечания: 1. Обозначение марок стали, поставляемой по ТУ 14-1-3023—80, даны для групп прочности 1 и 2, которые следует указывать в заказе. 2. Указанные категории стали относятся к прокату толщиной не менее 5 мм. При толщине проката менее 5 мм приведенные в таблице марки стали применяются без требования по ударной вязкости. За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

Таблица 7.2. Нормативные и расчетные сопротивления проката для стальных конструкций

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление ² , МПа (кгс/мм ²)		Расчетное сопротивление ³ , МПа (кгс/см ²)	
				предел текучести	временное сопротивление	по пределу текучести	по временному сопротивлению
ВСтЗкп2-1	ТУ 14-1-3023—80	Фасон	4—10	235 (24)	365 (37)	230 (2350)	355 (3600)
ВСтЗкп2-1	То же	»	11—20	225 (23)	355 (36)	220 (2250)	345 (3500)
ВСтЗкп2-1	»	»	21—30	215 (22)	345 (35)	210 (2150)	335 (3400)
ВСтЗпс6-1	»	»	4—10	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3650)
ВСтЗпс6-1	»	»	11—20	245 (25)	365 (37)	240 (2450)	355 (3600)
ВСтЗпс6-1	»	»	21—30	225 (23)	355 (36)	220 (2250)	345 (3500)
ВСтЗпс6-2	»	»	4—10	275 (28)	380 (39)	270 (2750)	370 (3750)
ВСтЗпс6-2	»	»	11—20	275 (28)	370 (38)	270 (2750)	360 (3650)
ВСтЗсп5-1	»	»	4—10	255 (26)	380 (39)	250 (2550)	370 (3750)
ВСтЗсп5-1	»	»	11—20	245 (25)	380 (38)	240 (2450)	360 (3650)
ВСтЗсп5-1	ТУ 14-1-3023—80	Фасон	21—30	235 (24)	365 (37)	230 (2350)	355 (3600)
ВСтЗсп5-2	То же	»	4—10	285 (29)	390 (40)	280 (2850)	38 (3850)
ВСтЗсп5-2	»	»	11—20	275 (28)	380 (39)	270 (2750)	370 (3750)
ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	Лист	41—100	205 (21)	365 (37)	195 (2000)	350 (3550)
ВСтЗкп2	То же	»	Св. 100	185 (19)	365 (37)	175 (1800)	350 (3550)

ВСт3кп2	»	Фасон	41—100	205 (21)	365 (37)	195 (2000)	350 (3550)
ВСт3кп2	»	»	Св. 100	185 (19)	365 (37)	175 (1800)	350 (3550)
09Г2 гр. 1	ТУ 14-1-3023—80	Лист	4—10	315 (32)	450 (46)	305 (3100)	440 (4500)
09Г2 гр. 1	То же	Фасон	4—10	315 (32)	450 (46)	305 (3100)	440 (4500)
09Г2 гр. 1	»	Лист	11—20	305 (31)	440 (45)	300 (3050)	430 (4400)
09Г2 гр. 1	»	Фасон	11—20	305 (31)	440 (45)	300 (3050)	430 (4400)
09Г2 гр. 1	»	»	21—30	295 (30)	440 (45)	290 (2950)	430 (4400)
09Г2 гр. 2	»	Лист	4—10	345 (35)	470 (48)	335 (3400)	460 (4700)
09Г2 гр. 2	»	Фасон	4—10	345 (35)	470 (48)	335 (3400)	460 (4700)
09Г2 гр. 2	»	Лист	11—20	335 (34)	460 (47)	325 (3300)	450 (4600)
09Г2 гр. 2	»	Фасон	11—20	335 (34)	460 (47)	325 (3300)	450 (4600)
09Г2С гр. 1	»	Лист	4—10	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)
09Г2С гр. 1	»	Фасон	4—10	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)
09Г2С гр. 1	»	Лист	11—20	325 (33)	470 (48)	315 (3200)	460 (4700)
09Г2С гр. 1	»	Фасон	11—20	325 (33)	470 (48)	315 (3200)	460 (4700)
09Г2С гр. 1	»	»	21—30	305 (31)	460 (47)	300 (3050)	450 (4600)
09Г2С гр. 2	»	Лист	4—10	365 (37)	510 (52)	355 (3600)	500 (5100)
09Г2С гр. 2	»	Фасон	4—10	370 (38)	520 (53)	360 (3650)	505 (5150)
09Г2С гр. 2	»	Лист	11—20	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)
09Г2С гр. 2	»	Фасон	11—20	355 (36)	500 (51)	345 (3500)	490 (5000)
09Г2С	ГОСТ 19281—89	Лист	21—32	305 (31)	460 (47)	290 (2950)	440 (4500)
09Г2С	То же	»	33—60	285 (29)	450 (46)	270 (2750)	430 (4400)
09Г2С	»	»	61—80	275 (28)	440 (45)	260 (2650)	420 (4300)
09Г2С	»	»	81—160	265 (27)	430 (44)	250 (2550)	410 (4200)

Марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление ² , МПа (кгс/мм ²)		Расчетное сопротивление ³ , МПа (кгс/см ²)	
				предел текучести	временное сопротивление	по пределу текучести	по временному сопротивлению
ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	Лист	4—20	225 (23)	365 (37)	215 (2200)	350 (3550)
ВСт3кп2	То же	»	21—40	215 (22)	365 (37)	205 (2100)	350 (3550)
ВСт3пс6; ВСт3сп5	»	»	4—20	235 (24)	370 (38)	225 (2300)	350 (3550)
ВСт3пс; ВСт3сп	»	»	21—40	225 (23)	370 (38)	215 (2200)	350 (3550)
ВСт3кп2	»	Фасон	4—20	235 (24)	365 (37)	225 (2300)	350 (3550)
ВСт3кп2	»	»	21—40	215 (22)	365 (37)	205 (2100)	350 (3550)
ВСт3пс6; ВСт3сп5	»	»	4—20	245 (25)	370 (38)	235 (2400)	350 (3550)
ВСт3пс; ВСт3сп	»	»	21—40	225 (23)	370 (38)	215 (2200)	350 (3550)
09Г2	ГОСТ 19281—89	Лист	4—20	305 (31)	440 (45)	290 (2950)	420 (4300)
09Г2	ГОСТ 19281—89	Фасон	4—20	305 (31)	440 (45)	290 (2950)	420 (4300)
09Г2	»	Лист	21—32	295 (30)	440 (45)	280 (2850)	420 (4300)
09Г2	ГОСТ 19281—89	Фасон	21—32	295 (30)	440 (45)	280 (2850)	420 (4300)
09Г2С	»	Лист	4—9	345 (35)	490 (50)	330 (3350)	465 (4750)
09Г2С	»	»	10—20	325 (33)	470 (48)	310 (3150)	450 (4600)
09Г2С	ГОСТ 19281—89	Фасон	4—9	345 (35)	490 (50)	300 (3350)	465 (4750)
09Г2С	То же	»	10—20	325 (33)	470 (48)	310 (3150)	450 (4600)
09Г2С	»	»	21—32	305 (31)	460 (47)	290 (2950)	440 (4500)

¹ За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

ции разделены на 4 группы. В каждой группе указаны марки и категории сталей, которые должны быть применены для конструкций данной группы.

Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний определяется по формулам, приведенным в табл. 7.3. Значения коэффициентов надежности по материалу проката следует принимать по табл. 7.4.

Т а б л и ц а 7.3. Расчетные сопротивления проката

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление проката
Растяжение, сжатие и изгиб: по пределу текучести ио временному сопротивле- нию	R_y R_u	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_s R_p	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$ $R_p = R_{yn} / \gamma_m$
Растяжение в направлении тол- щины проката (до 60 мм)	R_{th}	$R_{th} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$

Примечание. R_{yn} — предел текучести; R_{un} — временное сопротивление разрыву; γ_m — коэффициент надежности по материалу, определяемый по табл. 7.4.

Т а б л и ц а 7.4. Коэффициенты надежности по материалу

Нормативный документ	Коэффициент надежности по материалу γ_m
ТУ 14-1-3023—80	1,025
ГОСТ 380—88, ГОСТ 10705—80*, ГОСТ 10706—76* ГОСТ 14637—79*, ГОСТ 19281—89 (с пределом те- кучести до 380 МПа (39 кгс/мм ²), ТУ 14-3-500—76, ТУ 14-1-1217—75 (сталь 14Г2АФ)	1,05
ГОСТ 19281—89 (с пределом текучести выше 380 МПа (39 кгс/мм ²))	1,1
ГОСТ 8731—87, ТУ 14-3-829—79, ТУ 14-3-567—76 ТУ 14-1-1308—75, ТУ 14-1-1772—76	1,15

Физические характеристики стали

Плотность ρ , кг/м ³	7850
Модуль упругости E , МПа (кгс/см ²)	$2,06 \cdot 10^5$ ($2,1 \cdot 10^6$)
Модуль сдвига G , МПа (кгс/см ²)	$0,78 \cdot 10^5$ ($0,81 \cdot 10^6$)
Коэффициент поперечной деформации (Пуассо- на) ν	0,3
Коэффициент линейного расширения α , °С ⁻¹	$0,12 \cdot 10^{-4}$

7.1.2. Рекомендации по выбору электродов для сварки, болтов, гаек, шайб для соединения стальных конструкций

Расчетные характеристики

Для сварки стальных конструкций применяют электроды для ручной дуговой сварки по ГОСТ 9467—75*, для автоматической и полуавтоматической сварки — проволоку по ГОСТ 2246—70*, флюсы по ГОСТ 9087—81* и для сварки в среде углекислого газа — углекислый газ по ГОСТ 8050—85.

Тип электродов принимают по рекомендациям табл. 7.5 в зависимости от группы конструкций и климатического района.

Для болтовых соединений применяют болты и гайки по ГОСТ 1759—87 и шайбы по ГОСТ 18123—82*.

Болты подразделяются на классы прочности 4.6; 4.8; 5.6; 5.8; 6.6; 8.8 и 10.9 и классы точности — А, В и С. Выбор болтов, гаек и шайб осуществляется по ГОСТ 15589—70*, ГОСТ 15591—70*, ГОСТ 7796—70*, ГОСТ 7798—70*, ГОСТ 7805—70*, гайки по ГОСТ 5915—70*, для болтов класса прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8 гайки класса прочности 4 для болтов класса 6.6 и 8.8 соответственно 5 и 6, для болтов 10.9 гайки класса прочности 8. Шайбы круглые по ГОСТ 11371—78*, косые по ГОСТ 10906—78*, пружинные по ГОСТ 6402—70*. Выбор марок стали для фундаментных болтов производят по ГОСТ 24379.0—80 и по ГОСТ 24379.1—80. Гайки для фундаментных болтов по ГОСТ 1579—80*, ГОСТ 5915—70* и ГОСТ 10605—72*.

Выбор класса прочности и класса точности болтов производится в зависимости от климатического района, условий работы болтового соединения и характера образования отверстий.

Класс прочности болтов обозначен двумя числами: первое число, умноженное на 100 (10) — временное сопротивление, МПа (кгс/мм²), второе число, умноженное на 100 (10) — отношение предела текучести к временному сопротивлению, %.

Болты класса точности А применяются для соединений, в которых отверстия просверлены по кондукторам или продавлены на меньший диаметр с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах.

Болты класса точности В и С применяются в конструкциях из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²) при разности диаметром отверстий и болтов 3—4 мм.

Высокопрочные болты следует применять по ГОСТ 22353—77* и ГОСТ 22356—77*, гайки и шайбы к ним по ГОСТ 22354—77* и ГОСТ 22355—77*.

Т а б л и ц а 7.5. М а т е р и а л ы д л я с в а р к и

Группы конструкций в климатических районах	Марка стали	Материалы для сварки			тип элект- родов ГОСТ 9467—75*
		под флюсом		в углекислом газе ГОСТ 10157—79*	
		марки			
		флюсов ГОСТ 9087—81*	сварочной проволоки		
2, 3, 4 Во всех районах кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	ВСтЗсп; ВСтЗпс; ВСтЗкп	АН-348-А АН-60	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ	Э42 Э46
	09Г2С.09Г2 10Г2С1.14Г2 15ХСНД 10ХНДП 10ХСНД	АН-47 АН-43 АН-17М АН-348-А	Св-10НМА Св-08ХМ Св-10Г2 ² Св-08ГА ² Св-10ГА ²		Э46 Э50
1 во всех районах; 2, 3, 4 В районах I ₁ , I ₂ , II ₂ и II ₃	ВСтЗсп ВСтЗпс	АН-348-А	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С Св-08Г2СЦ	Э42А Э46А
	09Г2С 09Г2 10Г2С1 14Г2 15ХСНД 10ХНДП 10ХСНД	АН-47 АН-43 АН-348-А'	Св-10НМА Св-08ХМ ²		Э46А Э50А

Примечания: 1. Применение флюсов АН-348-А требует проведения дополнительного контроля механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин для конструкций климатических районов I₁, I₂, II₂ и II₃ и толщин более 32 мм для конструкций остальных климатических районов. 2. Не применять в сочетании с флюсом АН-43. 3. Применять только в сочетании с флюсом АН-47.

Таблица 7.6. Расчетные сопротивления сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления сварных соединений
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке с физическим контролем качества швов: по пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y$
	по временному сопротивлению	R_{wu}	$R_{wu} = R_u$
	Растяжение и изгиб при автоматической, полуавтоматической или ручной сварке по пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = 0,85R_y$
	Сдвиг	R_{ws}	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный): по металлу шва	R_{wf}	$R_{wf} = 0,55R_{wun} / \gamma_{wm}$
	по металлу границы сплавления	R_{wz}	$R_{wz} = 0,45R_{un}$

Примечания: 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{wun} принимают равными значениям временного сопротивления разрыву шва, указанным в ГОСТ 9467—75.* 2. Для швов, выполняемых автоматической или полуавтоматической сваркой, значения R_{wun} принимают для электродов Э42—410 МПа (4200 кг/см²) для Э46с—450 МПа (4500 кг/см²); для Э50—490 МПа (5000 кгс/см²); для Э60—590 МПа (6000 кг/см²) и для Э70—685 МПа (7000 кг/см²). 3. Значения коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} принимаются равным 1,25 при значениях R_{wun} не более 490 МПа и 1,35 при значении R_{wm} 590 МПа и более.

Таблица 7.7. Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wup} , МПа (кгс/см ²)	R_{wf} , МПа (кгс/см ²)
электрод	проволока марки		
Э42; Э42А	Св-08; Св-08А	410 (4200)	180 (1850)
Э46; Э46А	Св-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
Э50; Э50А	Св-10ГА; Св-08Г2С; Св-08Г2СЦ; ПП-АН8; ПП-АН3	490 (5000)	215 (2200)

Таблица 7.8. Требования к болтам

Условия применения		Технологические требования по ГОСТ 1759—8 в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость		
климатический район	условия работы	класс прочности	дополнительные виды испытаний	марка стали болтов
Все районы, кроме I; I ₂ ; II ₂ и III ^{**}	Растяжение или срез	4.6; 5.6 5.8; 4.8 6.6	Поз. 1 » »	По табл. 1 То же 35
	Растяжение или срез	4.6; 5.6 4.8*; 5.8* 8.8	Поз. 1,4 Поз. 1 Поз. 3,7	По табл. 1 То же 35Х, 38ХА
I ₂ ; II ₂ ; III ₂	Срез	4.8; 5.8	Поз. 1 — —	По табл. 1
	Растяжение или срез	8.8	Поз. 3,7	35Х, 38ХА
I ₁	Срез	4.6; 5.6 4.8*; 5.8*	Поз. 1 и 4 Поз. 1	По табл. 1

* Требуется дополнительный последующий отпуск при $t=650$ °С.

** А также для конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и III₂, но эксплуатируемых в отапливаемых помещениях.

Примечание. При заказе болтов классов прочности 6,6; 8,8 и 10,9 по ГОСТ 1759—87 следует указывать марки стали. При заказе болтов классов прочности 4,8 и 5,8 необходимо указывать, что применение автоматной стали не допускается.

Т а б л и ц а 7.9. Расчетные сопротивления болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов					
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8
Срез	R_{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)
Растяжение	R_{bt}	170 (1700)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)

Площадь сечений болтов

Диаметр болта, мм	16	18*	20	22*	24
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,8	4,52
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52

Продолжение

Диаметр болта, мм	27*	30	36	42	48
A_b , см ²	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	4,59	5,6	8,26	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

Т а б л и ц а 7.10. Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами	
	повышенной точности	нормальной и грубой точности
345 (35)	365 (3700)	335 (3400)
355 (36)	385 (3900)	350 (3550)
365 (37)	400 (4050)	365 (3700)
370 (38)	410 (4250)	370 (3850)
380 (39)	430 (4400)	385 (4000)
390 (40)	445 (4600)	400 (4150)
400 (41)	465 (4750)	415 (4300)
410 (42)	485 (4950)	435 (4450)
420 (43)	500 (5150)	450 (4600)
430 (44)	520 (5350)	465 (4800)
440 (45)	540 (5550)	485 (4950)
450 (46)	560 (5750)	500 (5100)
460 (47)	580 (5950)	520 (5300)
470 (48)	600 (6150)	535 (5450)

Продолжение табл. 7.10

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами	
	повышенной точности	нормальной и грубой точности
480 (49)	620 (6350)	555 (5650)
490 (50)	640 (6550)	570 (5850)
500 (51)	665 (6750)	590 (6000)
510 (52)	685 (7000)	610 (6200)
520 (53)	705 (7200)	630 (6400)
530 (54)	730 (7400)	645 (6600)
540 (55)	750 (7650)	665 (6800)
550 (56)	775 (7900)	685 (7000)
560 (57)	800 (8100)	705 (7200)
570 (58)	820 (8350)	725 (7400)
580 (59)	845 (8600)	745 (7600)
590 (60)	870 (8850)	—

Таблица 7.11. Расчетные сопротивления растяжению
фундаментных болтов, МПа (кгс/см²)

Диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления болтов из стали марок		
	ВСтЗкп2	09Г2С	10Г2С1
12—20	145 (1500)	185 (1900)	190 (1950)
21—32	145 (1500)	185 (1900)	190 (1950)
33—60	145 (1500)	180 (1850)	180 (1850)
61—80	145 (1500)	175 (1800)	170 (1750)
81—100	145 (1500)	170 (1750)	170 (1750)
101—140	145 (1500)	170 (1750)	—

Таблица 7.12. Механические свойства высокопрочных болтов
по ГОСТ 22356—77*

Номинальный диаметр резьбы, мм	Марка стали по ГОСТ 4543—71*	Наименьшее временное сопротивление, Н/мм ² $R_{вип}$
От 16 до 27	40Х «Селект»	1100
	38ХС «Селект» 40ХФА «Селект»	1350
	30ХЗМФ 30Х2НМФА	1550

Продолжение прил. 21 .

Номинальный диаметр резьбы, мм	Марка стали по ГОСТ 4543—71*	Наименьшее временное сопротивление, Н/мм ² , $R_{\text{вип}}$
30	40X «Селект»	950
	30X3МФ 35X2АФ	1200
36	40X «Селект»	750
	30X3МФ	1100
42	40X «Селект»	650
	30X3МФ	1000
48	40X «Селект»	600
	30X3МФ	900

Расчетные сопротивления сварных соединений для различных видов соединений и напряженных состояний приведены в табл. 7.6.

Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами принимают по табл. 7.7.

Требования к болтам при различных условиях их применения указаны в табл. 7.8.

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов (для однорядных соединений) приведены в табл. 7.9.

Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами, приведены в табл. 7.10, расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов — в табл. 7.11, механические свойства высокопрочных болтов — в табл. 7.12.

7.1.3. Дополнительные требования к расчету с учетом условий работы и назначения конструкций.

При расчете конструкций и соединений следует учитывать коэффициенты надежности по назначению γ_n , принимаемые согласно правилам учета степени ответственности зданий и сооружений (см. разд. 2);

коэффициент надежности $\gamma_n=1,3$ для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_n ;

Т а б л и ц а 7.13. Коэффициенты условий работы γ_c

№ п.п.	Элементы конструкций	γ_c
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ, архивов и др. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2	Колоны общественных зданий	0,95
3	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
4	Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\phi_b < 1$	0,95
5	Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9
6	Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
	а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость	0,95
	б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
7	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами или двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75
8	Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см ²), толщиной, мм:	
	а) до 40 мм	1,2
	б) свыше 40 до 60	1,15
	в) » 60 до 80	1,1

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует. 2. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3, 4, 6а, 7, а также в поз. 5 и 6б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует. 3. В других случаях, не оговоренных в формулах, следует принимать $\gamma_c = 1$.

коэффициент надежности по материалу γ_m (см. табл. 7.4), который использован при определении расчетного сопротивления проката (см. табл. 7.2);

коэффициенты условий работы конструкций γ_c и коэффициенты условий работы соединений γ_b по табл. 7.13 и табл. 7.14,

Таблица 7.14. Коэффициенты условий работы соединения γ_b

Характеристика соединения	γ_b
Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах:	
класса точности А	1
класса точности В и С и высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a=1,5d$ и $b=2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²):	
до 285 (2900)	0,8
свыше 285 (2900) до 380 (3900)	0,75

Примечания: a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b — расстояние между центрами отверстий; d — диаметр отверстия для болта. 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно. 2. При значениях расстояний a и b , промежуточных между указанными в поз. 2 и в табл. 7.32, коэффициент γ_b определяют линейной интерполяцией.

ГЛАВА 7.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.2.1. Общие положения

Прогибы элементов конструкций определяются от нормативной нагрузки без учета ослабления сечений отверстиями для болтов и без учета коэффициентов динамичности.

Вертикальные относительные прогибы элементов не должны превышать значений, приведенных в табл. 7.15*.

Для конструкций, изготавливаемых со строительным подъемом, вертикальный прогиб определяют как разность между значениями полного прогиба и строительного подъема.

Прогибы конструкций, не предусмотренных табл. 7.15, должны устанавливаться по специальным требованиям, но при этом они не должны превышать $1/150$ длины пролета балки или удвоенного вылета консоли.

Горизонтальные относительные прогибы стоек, ригелей и навесных стеновых панелей не должны превышать $1/300$, а прогонов остекления $1/200$ длины пролета.

* Пределы допустимые прогибы элементов и отклонения зданий можно определять по дополнению к СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» (Доп. Разд. 10. Прогибы и оседания).

Т а б л и ц а 7.15. Предельно допустимые прогибы элементов

Элементы конструкций	Относительные прогибы элементов (к пролету)
Балки междуэтажных перекрытий:	
главные балки	1/400
прочие балки и косоуры лестниц	1/250
стальной настил	1/150
Балки и фермы покрытий и чердачных перекрытий:	
несущие подвесное подъемно-транспортное или технологическое оборудование в местах его подвеса	1/400
прочие	1/250
прогоны	1/200
профлированный настил	1/150
Элементы фахверка:	
ригелн	1/300
прогоны остекления	1/200

П р и м е ч а н и я: 1. Для консолей следует принимать пролет l , равный удвоенному вылету консоли. 2. При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от кратковременной нагрузки не должен превышать $1/350$ длины пролета. 3. При наличии подвесного потолка относительный прогиб балок и ферм определяют только от временных нагрузок.

Горизонтальные отклонения верха каркаса здания от статической составляющей нормативной ветровой нагрузки без учета деформаций основания и жесткости заполнения стен и перегородок, должны быть не более $1/500$ его высоты.

В случае если перегородки или элементы стенового ограждения не учитываются при расчете конструкций на прочность и устойчивость, относительные горизонтальные отклонения каркаса в пределах этажа от статической составляющей нормативной ветровой нагрузки не должны превышать значений, приведенных в табл. 7.16.

Т а б л и ц а 7.16. Предельно допустимые отклонения зданий

Заполнение каркаса	Относительные горизонтальные отклонения (к высоте этажа)
Гипсобетонные перегородки	1/700
Кирпичные стены	1/500
Стены из керамических блоков или стекла (витражи)	1/1000
Стены, облицованные природным камнем	1/700
Стеновые железобетонные панели	1/500

Т а б л и ц а 7.17. Предельная гибкость сжатых элементов

№ п.п	Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1	Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции (плоских ферм, пространственных конструкций из одиночных уголков и структурных конструкций)	120
2	Элементы плоских ферм, кроме указанных в поз. 1	150
3	Элементы сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, кроме указанных в поз. 1:	
	при $\alpha = 1$	150
	» α св. 0,5 до 1	210—60 α
	» α до 0,5	180
4	Элементы пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями, кроме указанных в поз. 1:	
	при $\alpha = 1$	180
	» α св. 0,5 до 1	220—40 α
	» α до 0,5	200
5	Верхние пояса ферм, остающиеся не закрепленными в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по поз. 1)	220
6	Основные колонны	120
7	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	150
8	Элементы связей (за исключением указанных в поз. 7), а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы	200

Обозначение, принятое в табл. 7.17: коэффициент $\alpha = N/\varphi AR_y$.

Т а б л и ц а 7.18. Предельная гибкость растянутых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок	
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических
Пояса и опорные раскосы плоских ферм и структурных конструкций	250	400
Элементы ферм и структурных конструкций кроме, указанных в поз. 1	350	400

Продолжение табл. 7.18

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок	
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических
Нижние пояса ферм	—	—
Элементы вертикальных связей между колоннами	300	300
Прочие элементы связей	400	400
Элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженных воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150	—

Примечания: 1. В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях. 2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается. 3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может измениться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки ставить не реже чем $40r_{\min}$.

В высоких гибких зданиях для обеспечения нормальных условий пребывания людей рекомендуется определять ускорение при колебаниях здания. Ускорение не должно превышать $100-125 \text{ мм/с}^2$.

Для перераспределения изгибающих моментов, а также унификации узловых соединений в элементах рамных систем допускается применение в узлах соединений ригелей с колоннами стальных накладок (рыбок), работающих в пластической стадии. Накладки (рыбки) выполняют из сталей с пределом текучести до 325 МПа (3300 кг/см^2). Накладки должны иметь свободный от сварки участок достаточного размера, на котором может развиваться необходимое удлинение при достижении пластической стадии.

Усилия в накладках для расчета узловых закреплений определяют как при минимальном пределе текучести $\sigma_{y\min} = R_{yn}$, так и при максимальном пределе текучести $\sigma_{y\max} = R_{yn} + 100 \text{ МПа}$.

Участки накладок (рыбок), работающие в пластической стадии, должны иметь прокатные или строганные (фрезерованные) продольные кромки.

Гибкость сжатых элементов не должна превышать значений, приведенных в табл. 7.17.

Гибкость растянутых элементов не должна превышать значений, приведенных в табл. 7.18.

Наибольшие расстояния между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений следует принимать согласно табл. 7.19.

Таблица 7.19. Наибольшие расстояния между температурными швами

Характеристика зданий и сооружений	Наибольшие расстояния, м					
	между температурными швами				от температурного шва или торца здания до оси блока вертикаль- ной связи	
	по длине блока (вдоль здания)		по ширине блока			
	в климатических районах строительства					
всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	всех, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	I ₁ , I ₂ , II ₂ , II ₃	
Отапливаемые здания	230	160	150	110	90	60
Неотапливаемые здания и горячие цехи	200	140	120	90	75	50
Открытые эстака- ды	130	100	—	—	50	40

7.2.2. Расчет элементов стальных конструкций на осевые силы (растяжение и сжатие).

Расчет на прочность центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов воздействием силы N выполняют по формуле

$$N/A_n \leq R_y \gamma_c, \quad (7.1)$$

где N — сила растяжения или сжатия; A_n — площадь сечения элемента нетто; R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести; γ_c — коэффициент условий работы.

Расчет на прочность растянутых элементов конструкций из стали с отношением R_u/γ_u более R_y , эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, выполняют по формуле

$$N/A_n \leq R_u \gamma_c / \gamma_u, \quad (7.2)$$

где R_u — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению; γ_u — коэффициент надежности для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u , $\gamma_u = 1,3$.

При расчете на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, значение γ_c в формуле (7.2) принимают по прил. 4 СНиП II-23-81*.

Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов, подверженных центральному сжатию силой N , выполняют по формуле

$$N/\varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (7.3)$$

где A — площадь сечения брутто; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 7.20 в зависимости от гибкости стержня $\lambda = l_{ef}/i$, l_{ef} — расчетная длина элемента, принимаемая по табл. 7.27; i — радиус инерции сечения элемента.

Сжатые элементы со сплошными стенками П-образного сечения при $\lambda_x < 3\lambda_y$ (где λ_x и λ_y — расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям $X-X$ и $Y-Y$ (рис. 7.1), рекомендуется укреплять планками или решеткой. При отсутствии планок или решетки такие элементы должны быть проверены на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости в соответствии с пунктом 5.5 СНиП II-23-81*.

Для составных сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решеткой, коэффициент φ относительно оси перпендикулярной плоскости планок или решетки определяют в зависимости от значений λ_{ef} , приведенных в табл. 7.21. В составных стержнях с решетками помимо расчета на устойчивость стержня в целом

Т а б л и ц а 7.20. Коэффициенты $\bar{\varphi}$ продольного изгиба
центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Для стали R_y , МПа (кгс/см ²)				
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)
10	988	987	985	984	983
12	984	982	980	979	977
14	980	977	975	973	971
16	976	972	970	967	965
18	972	967	965	961	959
20	967	962	959	955	952
22	962	956	952	947	944
24	957	949	945	939	936
26	952	943	938	931	928
28	946	937	931	924	920
30	939	931	924	917	911
32	933	924	916	909	902
34	927	917	908	900	893
36	920	910	900	891	883
38	913	902	892	882	873
40	906	894	883	873	863
42	899	886	874	862	853
44	892	878	865	853	842
46	885	870	856	843	831
48	877	861	846	833	820
50	869	852	836	822	809
52	861	843	826	811	798
54	853	834	816	800	786
56	845	825	806	789	774
58	836	815	796	778	762
60	827	805	785	766	749
62	818	795	773	751	730
64	809	785	761	735	711
66	800	775	749	719	692
68	791	765	737	703	673
70	782	754	724	687	654
72	773	741	708	670	636
74	764	728	692	653	618
76	755	714	675	636	600
78	745	700	658	619	583
80	734	686	641	602	566
82	721	672	625	586	549
84	707	657	610	570	532
86	692	642	595	554	515
88	678	627	580	538	499
90	665	612	565	522	483
92	652	598	550	507	467
94	639	584	535	492	452

Продолжение табл. 7.20

Гибкость λ	Для стали при R_y , МПа (кгс/см ²)				
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)
96	625	570	521	477	437
98	612	556	507	462	422
100	599	542	493	448	408
102	586	529	479	434	394
104	573	516	466	420	380
106	561	503	453	407	366
108	549	490	440	394	352
110	537	478	427	381	338
112	525	466	414	369	327
114	513	454	402	357	316
116	501	442	390	345	306
118	490	430	378	333	296
120	479	419	366	321	287
122	468	408	355	311	278
124	457	397	344	302	270
126	446	386	333	293	262
128	435	375	323	284	254
130	425	364	313	276	247
132	415	354	304	268	240
134	405	344	296	261	233
136	395	334	288	254	227
138	385	324	280	247	221
140	376	315	272	240	215
142	367	307	265	234	209
144	358	299	258	228	204
146	348	291	251	222	199
148	338	283	245	216	194
150	328	276	239	211	189
152	319	269	233	206	184
154	311	262	227	201	179
156	304	256	222	196	175
158	297	250	217	191	171
160	290	244	212	187	167
162	283	238	207	183	163
164	277	233	202	179	159
166	271	228	197	175	156
168	265	223	193	171	153
170	259	218	189	167	150
172	253	213	185	163	147
174	248	208	181	159	144
176	243	204	177	156	141
178	238	200	173	153	138
180	233	196	170	150	135
182	228	192	166	147	132

Продолжение табл. 7.20

Гибкость λ	Для стали при R_y , МПа (кгс/см ²)				
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)
184	223	188	163	144	129
186	218	184	160	141	126
188	214	180	157	138	124
190	210	177	154	136	122
192	206	173	151	133	119
194	202	170	148	130	117
196	198	167	145	128	115
198	194	164	142	126	113
200	191	161	140	124	111
202	187	158	138	121	109
204	183	155	135	119	107
206	180	152	132	117	105
208	177	149	130	115	103
210	174	147	128	113	102
212	171	144	126	111	100
214	168	141	124	109	98
216	166	139	122	107	96
218	163	137	120	105	95
220	160	135	118	104	94

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.

следует проверять устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами. Гибкость отдельных ветвей λ_1 и λ_2 на участке между планками должна быть не более 40.

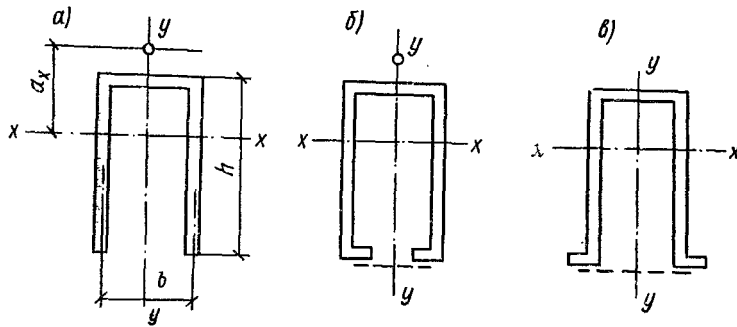


Рис. 7.1. П-образные сечения элементов

а — открытые; б, в — укрепленные планками или решеткой

Таблица 7.21. Приведенная гибкость λ_{ef} составных стержней сквозного сечения

Тип сечения	Схема сечения	С планками при		С решетками
		$J_s l / (J_b b) < 5$	$J_s l / (J_b b) \geq 5$	
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 A/A_{d1}}$
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0,82[\lambda_1^2(1+n_1) + \lambda_2^2(1+n_2)]}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A\left(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}}\right)}$

Обозначения: λ — наибольшая гибкость всего стержня; λ_1, λ_2 — гибкость отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1—1 и 2—2 на участках между приваренными планками в свету или между центрами крайних болтов; A — площадь сечения всего стержня; A_{d1} и A_{d2} — площади сечений, раскосов решеток (при крестовой решетке — двух раскосов), лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1—1 и 2—2; α_1 и α_2 — коэффициенты, определяемые по формуле $\alpha = 10a^3/b^2l$, где a, b и l — размеры, определяемые по рис. 7.2; n, n_1 и n_2 — коэффициенты $n = J_{b1}b/J_{s1}l$; $n_1 = J_{b1}b/J_{s1}l$; $n_2 = J_{b2}b/J_{s2}l$, здесь J_{b1} — момент инерции сечения ветвей относительно оси 1—1 (для сечения типа 1); J_{b1} и J_{b2} — то же, двух уголков относительно осей соответственно 1—1 и 2—2 (для сечения типа 2); J_s — момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x-x$ (рис. 7.3); J_{s1} и J_{s2} — моменты инерции сечения одной из планок, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1—1 и 2—2 (для сечения типа 2); b — расстояние между осями ветвей; l — расстояние между центрами планок.

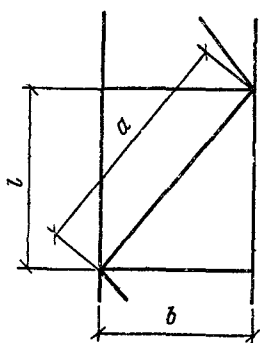


Рис. 7.2. Схема раскосной решетки

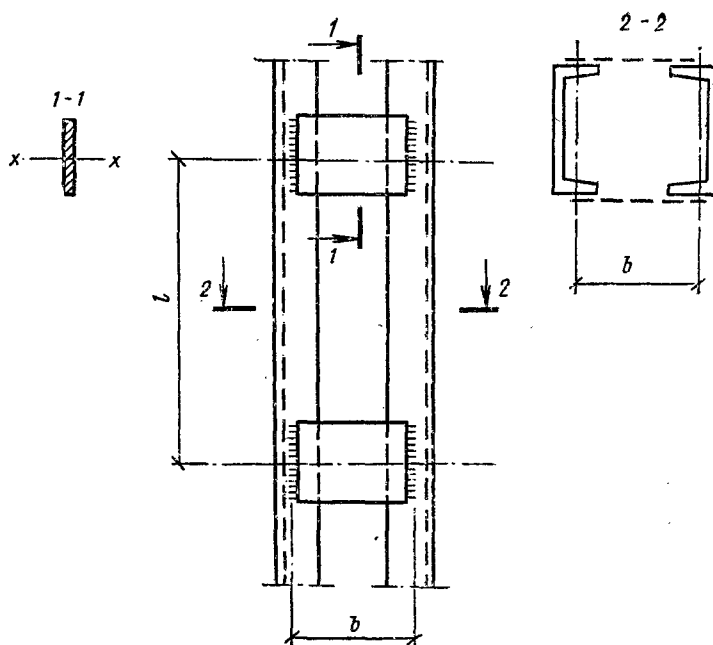


Рис. 7.3. Составной стержень на планках

При наличии в одной из плоскостей сплошного листа вместо планок (рис. 7.1, б и 7.1, в) гибкость ветви вычисляется по радиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной плоскости планок.

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость λ_{ef} стержня в целом.

Расчет составных элементов из угожков, швеллеров и т. д., соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что наибольшие расстояния между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов не превышают для сжатых элементов — $40i$ для растянутых элементов — $80i$.

Здесь радиус инерции i уголка или швеллера принимают для тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений — минимальный.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок.

Расчет соединительных планок и решеток сжатых составных стержней выполняют на условную поперечную силу Q_{fic} , принимаемую постоянной по всей длине стержня:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} AB\beta (2330 - E/R_y) (N/\varphi) - 1, \quad (7.4)$$

где N — продольное усилие в составном стержне; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Условную поперечную силу Q_{fic} следует распределять: при наличии только соединительных планок или решеток поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярно оси, относительно которой производится проверка устойчивости.

При наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскостях, параллельных листу.

Расчет соединительных планок и их крепления (рис. 7.3) выполняют как расчет элементов безраскосных ферм на силу F , срезающую планку, по формуле $F = Q_s l / b$, (7.5) и момент M_1 , изгибающий планку в ее плоскости, определяют по формуле

$$M_1 = Q_s l / 2, \quad (7.6)$$

где Q_s — условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

Расчет соединительных решеток выполняют как расчет решеток ферм. При перекрестных раскосах решетки с распорками (рис. 7.4)

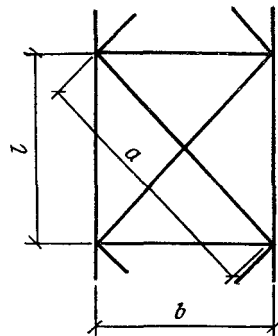


Рис. 7.4. Схема крестовой решетки с распорками

учитывают дополнительное усилие N_{ad} , возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов:

$$N_{ad} = \alpha N (A_d/A), \quad (7.7)$$

где N — усилие в одной ветви стержня; A — площадь сечения одной ветви; A_d — площадь сечения одного раскоса; α — коэффициент, $\alpha = al^2/(a^3 + 2b^3)$, здесь a , l и b — размеры, указанные на рис. 7.4.

Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, выполняют на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе и определяемой по формуле (7.4).

Составные сжатые стержни, ветви которых соединены плайками, при реальной поперечной силе (от ветра, сейсмике и др.) рассчитываются как безраскосные фермы, при этом ветви стержней должны быть проверены на сжатие с изгибом.

7.2.3. Расчет изгибаемых элементов

Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкой или перфорированной стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, выполняют по формуле

$$M/W_{n,\min} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.8)$$

где $W_{n,\min}$ — минимальный момент сопротивления нетто; M — изгибающий момент.

Значения касательных напряжений τ в сечениях изгибаемых элементов должны удовлетворять условию

$$\tau = QS/It \leq R_s \gamma_c, \quad (7.9)$$

где Q — поперечная сила; S и I — соответственно статический момент сдвигаемого сечения и момент инерции сечения балки; t — толщина стенки балки; R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу.

При наличии ослабления стенки балки отверстиями для болтов значения τ умножают на коэффициент $\alpha = a/(a-d)$, (где a — шаг отверстий; d — диаметр отверстия).

Для расчета на прочность стенки балки в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует определять местное напряжение σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = F/l_{ef} \leq R_y \gamma_c, \quad (7.10)$$

где F — расчетное значение нагрузки (силы); l_{ef} — условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания (рис. 7.5),

$$l_{ef} = b + 2t_f,$$

где t_f — толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная, или расстояние от наружной грани полки до начала выкружки на стенке, если нижняя балка прокатная.

Для стенок балок должно выполняться условие

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c, \quad (7.11)$$

где σ_x — нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки, $\sigma_x = (M/I_n)y$; σ_y — то же, перпендикулярные оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемое по формуле (7.10); τ_{xy} — касательное напряжение, вычисляемое по формуле (7.9), $\tau_{xy} = Q/th$, t и h соответственно толщина и высота стенки балки.

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле со своими знаками, а также τ_{xy} определяют в одной и той же точке балки.

Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, выполняют по формуле

$$M/\varphi_b W_c \leq R_y \gamma_c, \quad (7.12)$$

где W_c — момент сопротивления сжатого пояса; φ_b — коэффициент, определяемый по приложению 7* СНиП II-23-81*.

При определении φ_b за расчетную длину балки l_{ef} принимают расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила). За расчетную длину консоли принимают $l_{ef} = l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости (здесь l — длина консоли) расстояния между точками закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

Устойчивость балок не требуется проверять: а) при передаче нагрузки через сплошной настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский или профилирован-

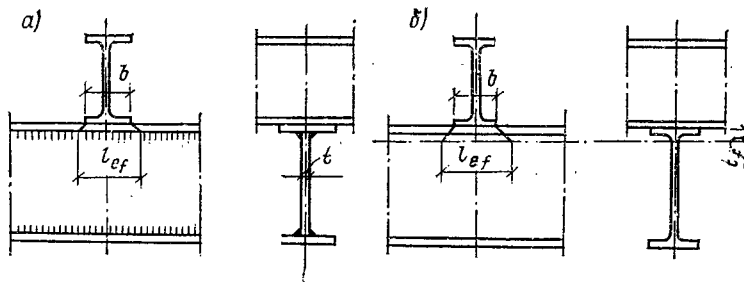


Рис. 7.5. Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку
 а — на сварную; б — на прокатную

ный металлический настил, волнистая сталь и др.); б) при отношении расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b , не превышающем значений, определяемых по формулам табл. 7.22 для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 0,75 сжатого пояса.

Т а б л и ц а 7.22. К расчету на устойчивость балок

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения l_{ef}/b , при которых не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок, при $1 \leq h/b \leq 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$
К верхнему поясу	$l_{ef}/b = [0,35 + 0,0032b/t + (0,76 - 0,02b/t) \times b/h] \sqrt{E/R_y}$
К нижнему поясу	$l_{ef}/b = [0,57 + 0,0032b/t + (0,92 - 0,02b/t) \times b/h] \sqrt{E/R_y}$
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	$l_{ef}/b = [0,41 + 0,0032b/t + (0,73 - 0,016)b/t] \times b/h] \sqrt{E/R_y}$

Примечание. b и t — соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h — расстояние (высота) между осями поясных листов. Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения l_{ef}/b умножают на коэффициент 1,2. Для балок с отношением $b/t < 15$ принимают $b/t = 15$.

Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу.

При этом условную поперечную силу определяют при закреплении в отдельных точках по формуле (7.4), в которой φ определяют при гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ (здесь i — радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N вычисляют по формуле $N = (A_f + 0,25 A_w) R_y$ (7.13), при непрерывном закреплении по формуле $q_{fic} = 3Q_{fic}/l$ (7.14), [где q_{fic} — условная поперечная сила на единицу длины пояса балки; Q_{fic} — условная поперечная сила, определяемая по формуле (7.4), в которой следует принимать $\varphi = 1$, а N по формуле (7.13)].

Расчет на прочность элементов, изгибаемых в двух плоскостях, выполняют по формуле

$$\frac{M_x}{I_{xp}} y \pm \frac{M_y}{I_{yp}} x \leq R_y \gamma_c, \quad (7.15)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

Значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формулам (7.8), (7.9), (7.10) в двух главных плоскостях изгиба.

Расчет на прочность разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 580 МПа (5900 кгс/см²), несущих статическую нагрузку и при соблюдении условий общей устойчивости балки, устойчивости стенки балки и нормируемого отношения ширины свеса сжатого пояса к его толщине, выполняют с учетом развития пластических деформаций (при $\tau < 0,9R_s$) по формуле

$$M/c_1 W_{n,\min} \leq R_y \gamma_c. \quad (7.16)$$

При одновременном действии в сечении момента M и поперечной силы Q , коэффициент c_1 определяют по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } \tau < 0,5R_s \quad c_1 &= c; \\ \text{при } 0,5R_s \leq \tau < 0,9R_s \quad c_1 &= 1,05\beta c, \end{aligned} \quad (7.17)$$

$$\text{где } \tau = Q/th; \quad \beta = \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_s)^2}{1 - \alpha(\tau/R_s)^2}},$$

здесь c — коэффициент, принимаемый по табл. 7.23; t и h — толщина и высота стенки балки; α — коэффициент, $\alpha = 0,7$ для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки; $\alpha = 0$ для других типов сечений; c_1 — коэффициент, принимаемый не менее единицы и не более коэффициента c .

Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок постоянного двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, несущих статическую нагрузку, выполняют по формуле

$$M/c_1 W_{n,\min} \leq R_y \gamma_c; \quad (7.18)$$

$$\text{здесь } M = \alpha M_{\max}, \quad (7.19)$$

где M_{\max} — наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы материала; α — коэффициент перераспределения моментов

$$\alpha = 0,5 (1 + M_{ef}/M_{\max}), \quad (7.20)$$

здесь M_{ef} — условный изгибающий момент, в неразрезных балках со свободно опертыми концами равный большему из значений

$$M_{ef} = \max \left(\frac{M_1}{1 + a/l} \right) \quad (7.21)$$

$$\text{или } M_{ef} = 0,5M_2, \quad (7.22)$$

символ \max означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения; M_1 — изгибаемый момент в крайнем пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке; M_2 — максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке; a — расстояние от сечения, в котором действует момент M_1 до крайней опоры; l — длина крайнего пролета; в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0,5M_3$ (7.23), M_3 — наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах; в балке с одним защемленным и другим свободно опертым концом

$$M_{ef} = \max \left(\frac{M_1}{1 + a/l} \right). \quad (7.24)$$

Для обеспечения устойчивости стенки балок следует укреплять поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки, поперечными основными и продольными ребрами.

Прямоугольные отсеки стенки, заключенные между поясами и поперечными ребрами жесткости рассчитывают на устойчивость. При этом расчетными параметрами проверяемого отсека являются: a — ном разделе не рассматривается, при необходимости следует расчетная высота стенки балки, равная полной высоте стенки балки; t — толщина стенки.

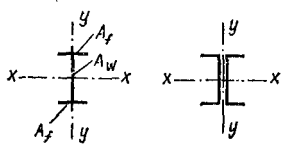
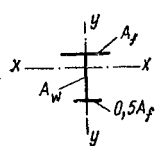
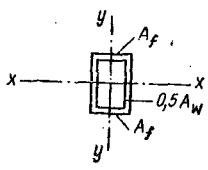
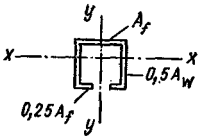
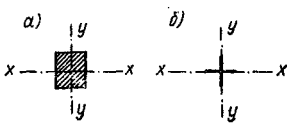
Расчет на устойчивость стенок балок выполняют с учетом всех компонентов напряженного состояния, т. е. σ , τ и σ_{loc} . Так как σ_{loc} в основном относится к подкрановым балкам, то расчет с σ_{loc} в данном разделе не рассматривается, при необходимости следует расчет выполнять в соответствии с пп. 7.6—7.8 СНиП II-23-81*. Напряжения сжатия σ у расчетной границы стенки (принимается со знаком «плюс» и среднее касательное напряжение τ следует вычислять по формулам:

$$\sigma = (M/I_x) y, \quad (7.25)$$

$$\tau = Q/It, \quad (7.26)$$

где h — полная высота стенки; M и Q — средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека, если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять

Таблица 7.23. Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	$c (c_x)$	c_y	n при $M_y=0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1	1,07		
		2	1,04		
2		0,5	1,4	1,47	2
		1	1,28		
		2	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1	1,07	1,19	
		2	1,04	1,26	
4		0,5	1,4	1,12	2
		1	1,28	1,20	
		2	1,18	1,31	
5		—	1,47	1,47	a) 2 б) 3

Продолжение табл. 7.23

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	$\sigma (c_x)$	c_y	n при $M_y=0^*$
6		0,25	1,47	1,04	3
		0,5		1,07	
		1		1,12	
		2		1,19	
7		—	1,26	1,26	1,5
8		—	1,6	1,47	а) 3 б) 1
9		0,5	1,6	1,07	а) 3 б) 1
		1		1,12	
		2		1,19	

* При $M_y \neq 0$ $n=1,5$, за исключением сечения типа 5а, для которого $n=3$.

Примечание. При определении коэффициентов для промежуточных значений A_f/A_w допускается линейная интерполяция.

для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

Устойчивость стенок балок не требуется проверять, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений: 3,5 —

при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами; 3,2 — то же, в балках с односторонними поясными швами; 2,5 — при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами. При этом следует устанавливать поперечные основные ребра жесткости.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc}=0$) и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ выполняются по формуле

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (7.27)$$

где γ_c — коэффициент, принимаемый по табл. 7.13.

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2; \quad \tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2},$$

здесь коэффициент c_{cr} для сварных балок зависит от значения коэффициента δ

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3;$$

δ	$\leq 0,8$	1	2	4	6	10	≥ 30
c_{cr}	30	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

b_f и t_f — соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки; t — толщина стенки балки; β — коэффициент, при непрерывном опирании плит на сжатый пояс $\beta = \infty$, а в прочих случаях $\beta = 0,8$. Для балок на высокопрочных болтах $c_{cr} = 35,2$;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

d — меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a); μ — отношение большей стороны пластинки к меньшей.

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения

с учетом развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения, т. е. при $\sigma_{loc}=0$, $\tau \leq 0,9R_s$, $A_f/A_w \geq 0,25$; $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ выполняют по формуле

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t (A_f/A_w + \alpha), \quad (7.28)$$

где $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau/R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$; γ_c принимают по табл. 7.13; A_f и A_w — площадь соответственно пояса и стенки балки.

Стенки балок укрепляют поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости стенки балки $\bar{\lambda}_w > 3,2$.

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах устанавливают поперечные ребра.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра не менее $h_{ef}/30 + 40$ мм. Для одностороннего ребра не менее $h_{ef}/24 + 50$ мм.

Толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_h \sqrt{R_y/E}$.

Стенки балок допускается укреплять односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру стенкой, должен быть не меньше, чем для парного симметричного ребра.

Участок стенки балки над опорой, укрепленный ребрами жесткости, рассчитывают на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки включается сечение ребер жесткости и полосы стенки шириной $0,65t \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки принимают равной высоте стенки балки.

Нижние торцы опорных ребер должны быть или пристроганы, или плотно пригнаны, или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в сечениях опорных ребер от опорной реакции при пристрожке или прогонке не должны превышать расчетного сопротивления смятию R_p .

При приварке опорных ребер к нижнему поясу балки сварные швы рассчитывают на воздействие опорной реакции.

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t не должно превышать: при неокаймленном поясе $b_{ef}/t = 0,5 \sqrt{E/R_y}$, при окаймлении ребром $b_{ef}/t = 0,75 \sqrt{E/R_y}$.

Высота окаймляющего ребра полки a_{ef} должна быть не менее $0,3b_{ef}$, а толщина не менее $2a_{ef} \sqrt{R_y/E}$.

7.2.4. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Расчет на прочность внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно растянутых и растянуто-изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа (5900 кгс/см²) при $\tau \leq 0,5R_s$ и при $N/A_n R_y > 0,1$ выполняют по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xnmtn} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{ynmtn} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7.29)$$

где N , M_x и M_y — абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании; n , c_x и c_y — коэффициенты, принимаемые по табл. 7.23.

Если $\frac{N}{A_n R_y} \leq 0,1$, формула (7.29) применима при выполнении положений, указанных на с. 449, 450. В прочих случаях расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \leq R_y \gamma_c, \quad (7.30)$$

где x и y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

Расчет на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов выполняют как в плоскости действия момента (плоская потеря устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет на устойчивость внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$N/\varphi_e A \leq R_y \gamma_c, \quad (7.31)$$

где γ_c — коэффициент, для сплошностенчатых стержней γ_c определяют по табл. 74 СНиП II-23-81* в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta^m$, здесь η — коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73 СНиП II-23-81*; m — относительный эксцентриситет, $m = eA/W_c$ ($e = M/N$), W_c — момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна; для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба γ_c принимают по табл. 75 СНиП II-23-81* в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ ($\bar{\lambda}_{ef}$ принимать по табл. 7.21) и относительного эксцентриситета m , $m = eAa/I$ (a — расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви).

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента

та M следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок. При этом значения M принимают равными: для колонн постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины колонны; для колонн с одним защемлением, а другим свободным концом — момент в заделке, но не менее момента на $1/3$ длины от заделки; для сжатых верхних поясов ферм и структур, воспринимающих внеузловую нагрузку, — наибольшему моменту в пределах средней $1/3$ длины пояса; для сжатых стержней с шарнирно опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — моменту, определяемому по формулам табл. 7.24.

Т а б л и ц а 7.24. Расчетные значения M

Относительный эксцентриситет, соответствующий M_{\max}	M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} > 4$
$m < 3$	$M = M_2 = M_{\max} - \frac{\bar{\lambda}}{4} (M_{\max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{\max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{\max} - M_1)$

Примечание. M_{\max} — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней $1/3$ длины стержня, но не менее $0,5M_{\max}$; m — относительный эксцентриситет, $m = M_{\max}A/NW_c$; во всех случаях принимают $M > 0,5M_{\max}$.

Расчет на устойчивость внецентренно сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$N/c\varphi_y A \leq R_y \gamma_c, \quad (7.32)$$

где φ_y — коэффициент, вычисляемый по λ_y ; c — коэффициент, при $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$$

α и β — коэффициенты, принимаемые по табл. 10 СНиП II-23-81*; при $m_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_x / \varphi_b}$$

здесь φ_b — коэффициент, определяемый по прил. 7 СНиП II-23-81* как для балки с двумя или более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений $\varphi_b=1$; при относительном эксцентриситете $5 < m_x < 10$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} (2 - 0,2m_x) + \frac{1}{1 + m_x(\varphi_y/\varphi_b)} (0,2m_x - 1);$$

при гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y}$ коэффициент c не должен превышать: для стержней замкнутого сечения — 1, для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии — значений, определяемых по формуле

$$c_{\max} = 2 / \left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh} \right)^2} \right],$$

$$\text{где } \delta = 4\rho/\mu; \quad \rho = (I_x + I_y)/Ah^2;$$

$$\mu = 2 + 0,156 (I_t/Ah^2) \lambda_y^2; \quad I_t = 0,433 \Sigma b_i t_i^3,$$

b_i и t_i — ширина и толщина листов, образующих сечение; h — расстояние между осями поясов.

Для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметрии коэффициенты c не должны превышать значений, определенных прил. 6 СНиП II-23-81*.

Внецентренно сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ($I_y < I_x$ и $e_y \neq 0$ при $\lambda_x > \lambda_y$ рассчитывают по формуле (7.31) и проверяют на устойчивость из плоскости действия момента по формуле

$$N/\varphi_x A \leq R_y \gamma_c. \quad (7.33)$$

В сквозных внецентренно сжатых стержнях, кроме расчета на устойчивость стержня в целом, должны быть проверены на сжатие отдельные ветви. При соединении ветвей планками ветви проверяют на сжатие с учетом местного изгиба ветвей от фактической или условной поперечной силы — как в безраскосной ферме.

Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней, подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($I_x > I_y$) с плоскостью симметрии выполняют по формуле

$$N/\varphi_{exy} A \leq R_y \gamma_c, \quad (7.34)$$

$$\text{где } \varphi_{exy} = \varphi_{ey} \left(0,6 \sqrt[3]{c} + 0,4 \sqrt[4]{c} \right),$$

здесь φ_{ey} определяют с заменой в формулах m и λ соответственно на m_y и λ_y .

7.2.5. Расчетные длины колонн, элементов ферм и связей

Расчетную длину l_{ef} колонн и стоек постоянного сечения определяют по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (7.35)$$

Таблица 7.25. Значения коэффициента расчетной длины μ

Схема закрепления и вид нагрузки								
μ	1	0,7	0,5	2	1	2	0,725	1,12

Таблица 7.26. Расчетная длина элементов ферм

№ п. п.	Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
		полюсов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1	В плоскости фермы			
	а) для ферм, кроме указанных в поз. 1б	l	l	$0,8l$
	б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l	l	$0,9l$
2	В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы)			
	а) для ферм, кроме указанных в поз. 2б	l_1	l_1	l_1
	б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l_1	l_1	$0,9l_1$

Примечание. l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы; l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами и т. д.).

где l — длина колонны, отдельного участка ее между точками закрепления или высоты этажа; μ — коэффициент расчетной длины; μ для колонн и стоек постоянного сечения принимают в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки (табл. 7.25).

Коэффициенты расчетной длины μ для колонн постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн рамных систем в зависимости от условий закрепления концов и отношения длин и жесткостей колонн и ригелей принимают в соответствии с пп. 6.10 и 6.11 СНиП II-23-81*.

Расчетные длины l_{ef} элементов плоских ферм и связей, за исключением элементов перекрестной решетки ферм, принимают по табл. 7.26.

Расчетную длину l_{ef} элемента, по длине которого действуют сжимающие силы N_1 и N_2 ($N_1 > N_2$) из плоскости фермы (рис. 7.6, в, г и рис. 7.7) вычисляют по формуле

$$l_{ef} = l_1 (0,75 + 0,25N_2/N_1). \quad (7.36)$$

Расчет на устойчивость в этом случае выполняют на силу N_1 .

Расчетную длину l_{ef} элементов перекрестной решетки, скрепленных между собой (рис. 7.6, д), принимают: в плоскости фермы — равной расстоянию от центра узла фермы до точки их пересечения ($l_{ef} = l$); из плоскости фермы — по табл. 7.27; для растянутых элементов — равной полной геометрической длине элемента ($l_{ef} = l_1$).

Радиус инерции сечений элементов из одиночных уголков принимают: при расчетной длине элемента l или $0,9l$ (где l — расстояние между ближайшими узлами) — минимальным; в остальных случаях — относительно оси уголка, перпендикулярной или параллель-

Т а б л и ц а 7.27. Расчетная длина l_{ef}

Конструкция узла пересечения элементов решетки	l_{ef} из плоскости фермы при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l_1$	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фаской			
а) рассматриваемый элемент не прерывается	$0,7l_1$	l_1	$1,4l_1$
б) рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фаской	$0,7l_1$	—	—

Пр и м е ч а н и е. l — расстояние от центра узла фермы до пересечения элементов; l_1 — полная геометрическая длина элемента.

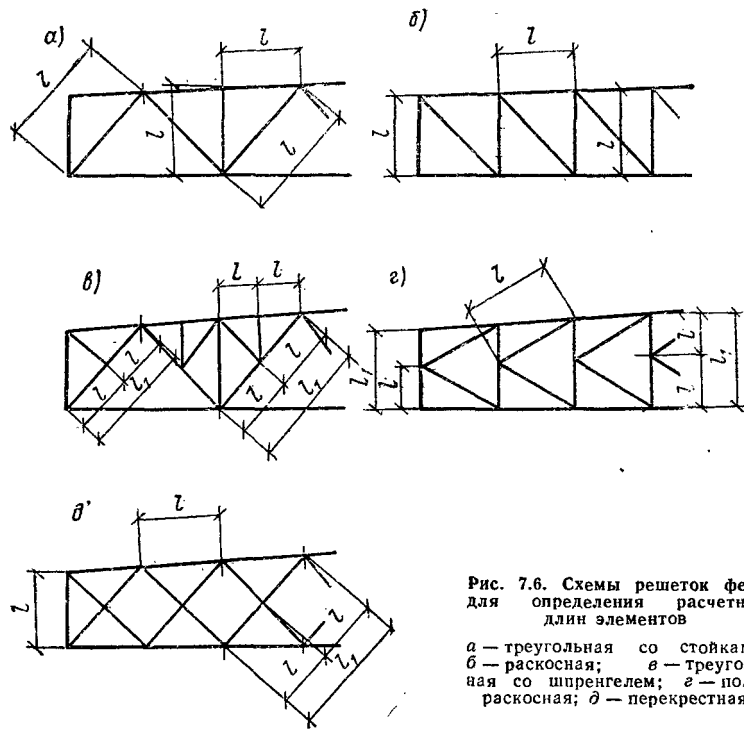


Рис. 7.6. Схемы решеток ферм для определения расчетных длин элементов

а — треугольная со стойками; б — раскосная; в — треугольная со шпренгелем; г — полураскосная; д — перекрестная

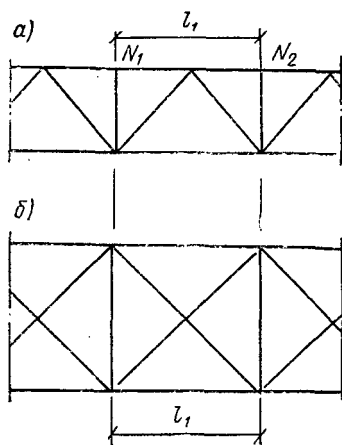


Рис. 7.7. Схемы для определения расчетной длины пояса из плоскости фермы

а — схема фермы; б — схема связей (вид сверху)

ной плоскости фермы ($i=i_x$) или $i=i_y$ в зависимости от направления продольного изгиба).

Расчетную длину элементов пространственных решетчатых конструкций и элементов структурных конструкций принимают в соответствии с пп. 6.5 и 6.7 СНиП II-23-81*.

ГЛАВА 7.3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

7.3.1. Сварные соединения

Швы сварных соединений разделяют: на заводские и монтажные, по расположению швов относительно усилий — на фланговые (рис. 7.8, а) и лобовые (рис. 7.8, б), по степени проплавления — на швы с полным (рис. 7.9, а) и неполным проплавлением (рис. 7.9, б), по положению швов в пространстве во время сварки — на нижние, вертикальные, потолочные, горизонтальные на вертикальной плоскости (рис. 7.10) и в «лодочку» (рис. 7.11).

Расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие производят по формуле

$$N/tl_w \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (7.37)$$

где t — наименьшая толщина соединяемых элементов; l_w — расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$ или его полной длине в случае вывода конца шва за пределы стыка.

Расчет сварных стыковых швов не требуется производить при применении материалов согласно табл. 7.5, полном проваре соединяемых элементов и физическом контроле качества растянутых швов.

Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной силы рассчитывают на срез (условный) по двум сечениям (рис. 7.12):

по металлу шва (сечение 1)

$$N/\beta_f k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (7.38)$$

по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$N/\beta_z k_f l_w \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (7.39)$$

где l_w — расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; k_f — высота катета шва; β_f и β_z — коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа (5900 кгс/см²) по табл. 7.28 для стали с пределом текучести выше 580 МПа (5900 кгс/см²) $\beta_f=0,7$, $\beta_z=1$; γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂, II₃, для которых эти коэффициенты равны 0,85.

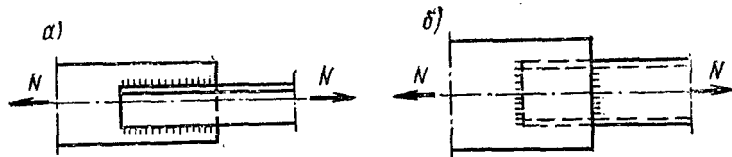


Рис. 7.8. Налесточные сварные соединения
a — фланговые швы; *б* — лобовые швы

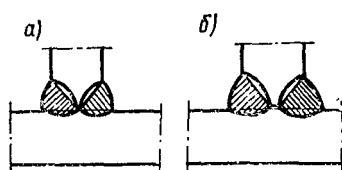


Рис. 7.9. Тавровые сварные соединения
a — шов с полным проплавлением;
б — шов с неполным проплавлением

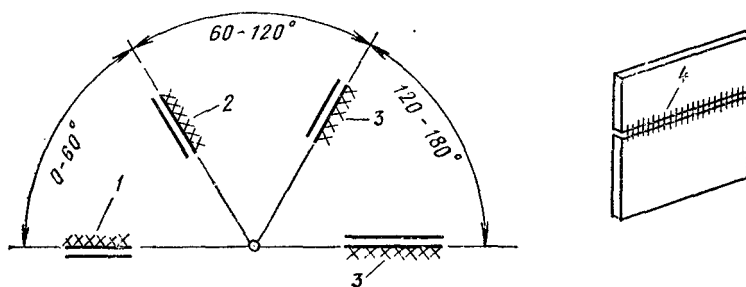


Рис. 7.10. Положение швов в пространстве
1 — нижнее; *2* — вертикальное; *3* — потолочное; *4* — горизонтальное на вертикальной плоскости

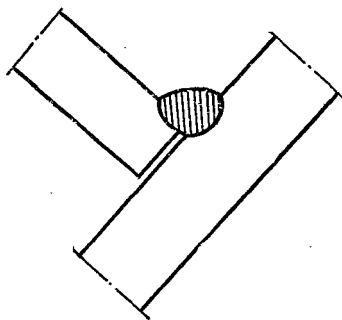
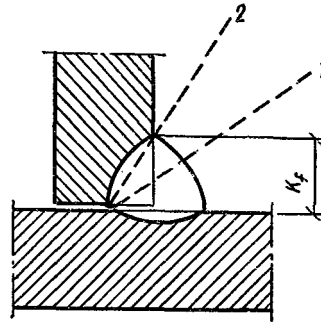


Рис. 7.11. Положение изделия при сварке в «лодочку»

Рис. 7.12. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

1 — сечение по металлу шва; 2 — сечение по металлу границы сплавления



При выборе электродов или сварочной проволоки учитывают группы конструкций и климатические районы, указанные в табл. 7.5.

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, производят по двум сечениям:

по металлу шва

$$M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (7.40)$$

по металлу границы сплавления

$$M/W_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (7.41)$$

где W_f — момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва; W_z — то же, по металлу границы сплавления.

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости этих швов производят по двум сечениям по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (7.42)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c; \quad (7.43)$$

где I_{fx} и I_{fy} — моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей; I_{zx} и I_{zy} — то же, по металлу границы сплавления; x и y — координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения.

Сварные стыковые соединения, выполненные без физического контроля качества при одновременном действии в одном и том же

сечении нормальных и касательных напряжений, проверяют по формулам (7.11), в которых принимают $\sigma_x = \sigma_{wx}$ и $\sigma_y = \sigma_{wy}$, $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ и $R_y = R_{wy}$.

При расчете сварных соединений с угловыми швами на одновременное действие продольной и поперечных сил и момента должны быть выполнены условия:

$$\tau_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad \tau_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c,$$

где τ_f и τ_z — напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом.

Сварные швы, соединяющие стенки и пояса составных двутавровых балок, рассчитывают на сдвигающее усилие T на единицу длины, вызываемое поперечной силой:

$$T = QS/l, \quad (7.44)$$

где S — статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси; l — момент инерции балки.

При этом

$$T/2\beta_f k_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \quad (7.45)$$

$$T/2\beta_z k_f \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (7.46)$$

Допускается с некоторым завышением (около 10 %) определять сдвигающее усилие T по формуле $T = Q/h$ (7.47) (где h — высота стенки балки).

Для передач больших сосредоточенных нагрузок, приложенных к верхнему поясу балок, необходимо устанавливать ребра жесткости под грузом.

Общие конструктивные требования. Размеры и форму сварных угловых швов следует принимать с учетом следующих условий: а) катеты угловых швов k_f должны быть не более $1,2t$ (где t — наименьшая толщина соединяемых элементов); б) катеты угловых швов k_f следует принимать по расчету, но не менее указанных в табл. 7.29; в) расчетная длина флангового шва должна быть не более $85\beta_f k_f$ (β_f — см. табл. 7.28), за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва; г) расчетная длина углового сварного шва должна быть не менее $4k_f$ и не менее 40 мм; д) размер нахлестки должен быть не менее 5 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов; е) соотношения катетов угловых швов принимают, как правило, 1 : 1.

Для расчетных и конструктивных угловых швов в проекте указывают вид сварки, электроды (или сварочная проволока), положение шва при сварке.

Сварные стыковые соединения необходимо выполнять с пол-

Т а б л и ц а 7.28. Значения коэффициентов β_f и β_z

Сварка при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов			
			3—8	9—12	14—16	18 и более
Автоматическая при $d=3..5$	В «лодочку»	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1
	Нижнее	β_f	1,1	0,9	0,7	
		β_z	1,15	1,05	1	
Автоматическая и полуавтоматическая при $d=1,4..2$	В «лодочку»	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1		
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1		
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d=1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее горизонтальное вертикальное потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1			

Примечание. Значения коэффициентов соответствуют нормальным режимам сварки.

Т а б л и ц а 7.29. Минимальные катеты швов

Вид соединения	Сварка	Предел текучести стали, МПа (кгс/см ²)	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4—5	6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	41—80
Тавровое с двусторонними угловыми швами нахлесточное и угловое	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Свыше 430 (4400) До 580 (5900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Свыше 430 (4400) До 580 (5900)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

Примечание. В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм и на 2 мм — при толщине элементов свыше 40 мм.

ным проваром и с применением выводных планок. В монтажных условиях допускается сварка с подваркой корня шва и сварка на остающейся стальной подкладке.

Применение соединений, в которых часть усилия воспринимается сварными швами, а часть — болтами, не допускается.

Применение прерывистых швов, а также электрозаклепок, выполняемых ручной сваркой с предварительным сверлением отверстий, допускается только в конструкциях группы 4.

7.3.2. Болтовые соединения

В болтовых соединениях при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами принимают равномерным.

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом, определяют по формулам:

на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s, \quad (7.48)$$

на смятие

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t; \quad (7.49)$$

на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn}, \quad (7.50)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений; d — наружный диаметр стержня болта; A — расчетная площадь сечения стержня болта, $A = \pi d^2 / 4$; A_{bn} — площадь сечения болта нетто (см. с. 426); Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; n_s — число расчетных срезов одного болта; γ_b — коэффициент условий работы соединения (см. табл. 7.14).

Количество болтов n в соединении при действии продольной силы N определяют по формуле

$$n \geq N / N_{\min} \gamma_c, \quad (7.51)$$

где N_{\min} — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных по формулам (7.48)—(7.50). При этом коэффициент γ_c учитывается и для одноболтовых соединений.

При действии на соединение момента распределение усилий на болты принимают пропорционально расстоянию и от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Болты, работающие на срез и одновременно на растяжение, проверяют отдельно на срез и растяжение. Болты, работающие на срез от продольной силы и момента, рассчитывают на равнодействующее усилие,

Таблица 7.30. Коэффициент γ_n

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования напряжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_n при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta=3-6$ статической и при $\delta=5-6$	динамической и при $\delta=1$ статической и $\delta=1-4$
Пескоструйный, дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	<i>M</i>	0,58	1,35	1,12
	<i>a</i>	0,58	1,2	1,02
То же, с консервацией (металлизацией распылением цинка или алюминия)	<i>M</i>	0,5	1,35	1,12
	<i>a</i>	0,5	1,2	1,02
Кварцевым песком или дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации — другой поверхности	<i>M</i>	0,5	1,35	1,12
	<i>a</i>	0,5	1,2	1,02

Газопламенный двух поверхностей без консервации	<i>M</i>	0,42	1,35	1,12
	α	0,42	1,2	1,02
Стальными щетками двух поверхностей без консервации	<i>M</i>	0,35	1,35	1,17
	α	0,35	1,25	1,06
Без обработки	<i>M</i>	0,25	1,7	1,3
	α	0,25	1,5	1,2

Примечания: 1. *M* означает регулирование натяжения болтов по моменту закручивания; α — по углу поворота гайки. 2. Допускаются другие способы обработки соединяемых поверхностей, обеспечивающие значения коэффициентов трения μ , не ниже указанных в таблице.

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой количество болтов должно быть увеличено на 10 %.

При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей количество болтов, прикрепляющих одну из полок коротыша, должно быть увеличено против расчета на 50 %.

Соединения на высокопрочных болтах. Соединения на высокопрочных болтах рассчитываются в предположении передачи действующих в стыках и креплениях усилий через трение, возникающее по плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. Распределение продольной силы между болтами принимают равномерным.

Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяют по формуле

$$Q_{bh} = R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu / \gamma_n, \quad (7.52)$$

где R_{bh} — расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта; μ — коэффициент трения, принимаемый по табл. 7.30; γ_n — коэффициент надежности, принимаемый по табл. 7.30; A_{bn} — площадь сечения болта нетто (см. с. 426); γ_b — коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, при $n < 5 \gamma_b = 0,8$; при $5 \leq n < 10 \gamma_b = 0,9$; при $n \geq 10 \gamma_b = 1$.

Количество n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы определяют по формуле

$$n = N / Q_{bh} k \gamma_c, \quad (7.53)$$

где k — количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Натяжение высокопрочного болта следует производить осевым усилием $P = R_{bh} A_n$.

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, выполняют с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений производят: при динамических нагрузках — по площади сечения нетто A_n при статических нагрузках — по площади сечения брутто A при $A_n \geq 0,85A$ или по условной площади $A_c = 1,18A_n$ при $A_n < 0,85A$.

Болты класса точности А применяются для соединений, в которых отверстия: просверлены на проектный диаметр в собранных элементах, или по кондукторам в отдельных элементах; просверлены или продавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с по-

следующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах.

Болты класса *B* и *C* в многоболтовых соединениях применяют для конструкций из стали с пределом текучести до 380 МПа (3900 кгс/см²).

Болты, имеющие по длине ненарезанной части участка с различными диаметрами, не допускаются применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.

Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, не должна находиться на глубине более половины толщины элемента, прилегающего к гайке, или свыше 5 мм.

Болты (в том числе высокопрочные) следует размещать в соответствии с табл. 7.31.

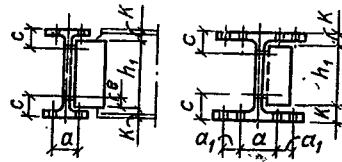
Рекомендуемые риски для отверстий в проектных элементах см. табл. 7.32—7.33.

Т а б л и ц а 7.31. Расстояния между болтами

Характеристика расстояния	Расстояния между болтами
Расстояния между центрами болтов в любом направлении:	
минимальное	2,5 <i>d</i> *
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	8 <i>d</i> или 12 <i>t</i>
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	16 <i>d</i> или 24 <i>t</i>
» сжатии	12 <i>d</i> или 18 <i>t</i>
Расстояния от центра болта до края элемента:	
минимальное вдоль усилия	2 <i>d</i>
минимальное поперек усилия:	
при обрезных кромках	1,5 <i>d</i>
» прокатных »	1,2 <i>d</i>
максимальное	4 <i>d</i> или 8 <i>t</i>
минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	1,3 <i>d</i>

* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести выше 380 МПа (3900 кгс/см²). Минимальное расстояние между болтами принимают равным 3*d* (*d* — диаметр отверстия для болта, *t* — толщина наиболее тонкого наружного элемента).

Т а б л и ц а 7.32. Риски двугавров, мм, ГОСТ 26020—83;
 $c = k + e$ ($e = 1,5$ или $2d$, где d — рекомендуемый диаметр отверстия)



№ профиля	Полка		Стенка		
	a	d	h_1	k	d
10Б1	32	10	76	12	17
12Б1	36	12	93	12	17
14Б1	40	12	113	12	17
16Б1	45	14	127	15	17
18Б1	50	17	147	15	20
20	54	17	162	19	20
23Б1	64	17	188	21	20
26Б1	68	20	216	21	20
30Б1	80	20	250	23	20
35Б1	88	20	294	26	23
35Б2	88	20	294	28	23
40Б1	100	23	332	30	23
40Б2	100	23	332	32	23

Продолжение табл. 7.32

№ профиля	Полка		Стенка		
	<i>a</i>	<i>d</i>	<i>h₁</i>	<i>k</i>	<i>d</i>
45Б1	120	23	380	32	23
45Б1	110	27	380	32	23
45Б2	120	23	380	34	23
45Б2	110	27	380	34	27
50Б1	120	27	426	33	27
50Б2	120	27	426	35	27
55Б1	140	27	468	37	27
55Б2	140	27	468	39	27
60Б1	150	27	515	39	27
60Б2	150	27	515	41	27
70Б1	180	27	612	39	27
70Б2	180	27	612	42	27
80Б1	200	27	705	43	27
90Б1	200	27	796	48	27
100Б1	200	27	888	51	27

Продолжение табл. 7.32

№ профиля	Полка			Стенка		
	<i>a</i>		<i>d</i>	<i>h₁</i>	<i>k</i>	<i>d</i>
100Б2	200		27	888	55	27
100Б3	200		27	888	59	27
100Б4	200		27	888	62	27

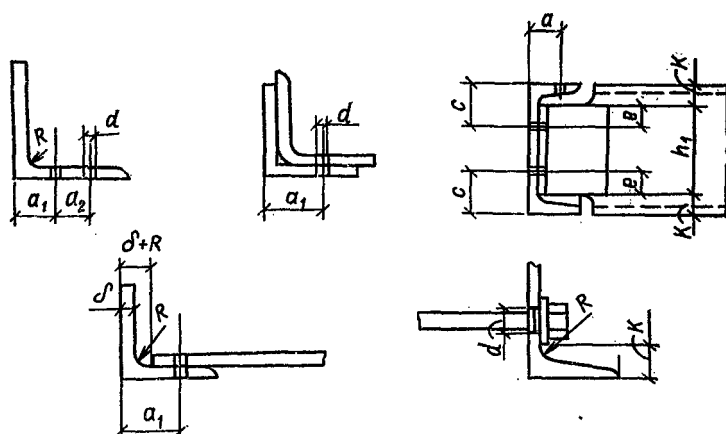
№ профиля	Полка			Стенка		
	<i>a</i>	<i>a₁</i>	<i>d</i>	<i>h₁</i>	<i>k</i>	<i>d</i>
30Ш1	120	—	27	233	29	27
30Ш2	120	—	27	233	32	27
30Ш3	120	—	27	233	33	27
35Ш1	150	—	27	273	32	27
35Ш2	150	—	27	273	34	27
35Ш3	150	—	27	273	36	27
40Ш1	180	—	27	316	36	27
40Ш2	180	—	27	316	38	27
40Ш3	180	—	27	316	40	27
50Ш1	180	—	27	402	41	27
50Ш2	180	—	27	402	43	27
50Ш3	180	—	27	402	46	27
50Ш4	180	—	27	402	49	27
60Ш1	190 (120)	— (70)	27 (23)	490	45	27
60Ш2				490	48	27
60Ш3				490	52	27
60Ш4				490	56	27

Продолжение табл. 7.32

№ профиля	Полка			Стенка		
	<i>a</i>	<i>a</i> ₁	<i>d</i>	<i>h</i> ₁	<i>k</i>	<i>d</i>
70Ш1	190 (120)	— (70)	27 (23)	585	49	27
70Ш2				585	53	27
70Ш3				585	57	27
70Ш4				585	61	27
70Ш5				585	66	27
20К1	120	—	27	149	23	23
20К2	120	—	27	149	24	23
23К1	140	—	27	158	24	27
23К2	140	—	27	158	26	27
26К1	150	—	27	199	28	27
26К2	150	—	27	199	29	27
26К3	150	—	27	199	31	27
30К1	180	—	27	233	31	27
30К2	180	—	27	233	33	27
30К3	180	—	27	233	35	27
35К1	120	80	27	277	35	27
35К2	120	80	27	277	37	27
40К1	160	80	27	316	38	27
40К2	160	80	27	316	42	27
40К3	160	80	27	316	46	27
40К4	160	80	27	316	51	27
40К5	160	80	27	316	57	27

Примечание. При назначении рисок в местах стыков, при накладках внутри профиля следует проверить удовлетворение необходимых условий удобства работы.

Таблица 7.33. Риски уголков (ГОСТ 8509—86, ГОСТ 8510—89) и швеллеров (ГОСТ 8240—72), мм



Уголки

Полка уголка	a_1	a_2	d
16	9	—	6
20	12	—	6
25	14	—	8
28	15	—	10
30	17	—	10
32	18	—	10
36	20	—	12
40	25	—	12
50	28	—	17
56	32	—	17
63	35	—	17—20
70	40	—	20
75	45	—	20
80	50	—	20—23
90	50	—	20—27

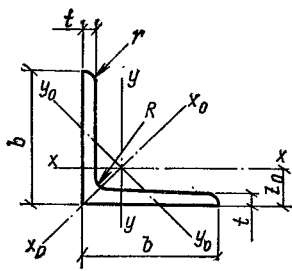
Продолжение табл. 7.33

Полка уголка	a_1	a_2	d
100	60	—	20—27
110	60	—	20—27
125	65	—	20—27
140	75	—	20—27
140	50	50	20—27
160	70	50	20—27
160	60	70	20—27
180	70	75	20—27
200	80	80	23—27
220	90	90	23—27
250	100	100	23—27

Швеллеры

№ профиля	Полка		Стенка		
	a	d	h_1	k	d
5	20	10	22	14	—
6,5	20	10	37	14	17
8	25	14	50	15	17
10	30	14	68	17	17
12	30	17	86	17	17
14	35	17	104	18	17
16	35	20	122	19	20
18	40	20	140	20	20
20	45	20	158	21	20
22	50	23	176	22	20
24	55	23	194	23	20
27	60	23	220	25	23
30	60	23—27	248	26	23—27
40	70	23—27	336	32	23—27

Примечание. При назначении рисок в местах стыков, при накладках внутри профиля следует проверить удовлетворенные необходимых условий удобства работы.



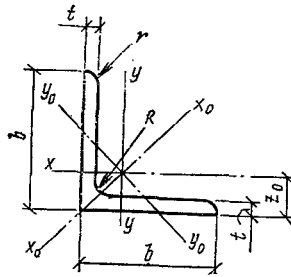
ГЛАВА 7.4. СОРТАМЕНТ ПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ

7.4.1. Сортамент горячекатаных профилей

Таблица 7.34. Сталь прокатная угловая равнополочная (ГОСТ 8509—86)

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			R, мм	r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей	
			марка стали	про- филь	технической характеристики				x—x	
									I _x , см ⁴	W _x , см ³
50×50×5	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1124	2120	0810	5,5	1,8	4,8	11,2	3,13
	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230		0702					
	ВСт3пс6-2			0704						
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80	2314	0746						
	09Г2С-12-2			0748						

	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
	09Г2С-15				2650					
63×63×5 70×70×5	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1124	2120	0810	7	2,3	6,13	23,1	5,05
	ВСт3пс6		1230			8	2,7	6,86	31,94	6,27
	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230		0702					
	ВСт3пс6-2				0704					
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80	2314		0746					
	09Г2С-12-2				0748					
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
	09Г2С-15				2650					
75×75×6 80×80×6	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1230	2120	0810	9	3	8,78	46,57	8,57
	ВСт3сп5		1446			9	3	9,38	56,97	9,8



Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			R, мм	r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей	
			марки стали	про- филь	техничес- кой харак- теристики				x-x	
									I _x , см ⁴	W _x , см ³
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230		0702					
	ВСтЗпс6-2				0704					
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80	2314		0746					
	09Г2С-12-2				0748					

	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
	09Г2С-15				2650					
90×90×6	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230	2120	0702	10	3,3	10,61	82,1	12,49
90×90×7	ВСт3пс6-2				0704	10	3,3	12,28	94,3	14,45
100×100×7	ВСт3сп5-1				0702	12	4	13,75	130,59	17,9
100×100×8	ВСт3сп5-2				0704	12	4	15,6	147,19	20,3
110×110×8	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80	2314		0746	12	4	17,2	198,17	24,77
125×125×8	09Г2С-12-2				0748	14	4,6	19,69	294,36	32,2
125×125×9	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560	14	4,6	22	327,48	36
140×140×9 140×140×10	09Г2С-15				2650	14	4,6	24,72 27,33	465,72 512,29	45,55 50,32
160×160×10 160×160×11	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-30-23-80	1230	2120	0702	16	5,3	31,43	774,24	66,19
	ВСт3пс6-2				0704	16	5,3	34,42	844,21	72,44
	ВСт3сп5-1				0702					
	ВСт3сп5-2				0704					

Продолжение табл. 7.34

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			R, мм	r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей	
			марка стали	про- филя	техничес- кой харак- теристики				x-x	
									I _x , см ⁴	W _x , см ³
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314	2120	2560					
	09Г2С-15				2650					
160×160×16	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230	2120	0702	16	5,3	49,07	1175,19	102,64
	ВСтЗпс6-2				0704					
	ВСтЗсп5-1				0702					
	ВСтЗсп5-2				0704					
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
180×180×11	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230	2120	0702	16	5,3	38,8	1216,44	92,47
	ВСтЗпс6-2				0704					
	ВСтЗсп5-1				0702					
	ВСтЗсп5-2				0704					

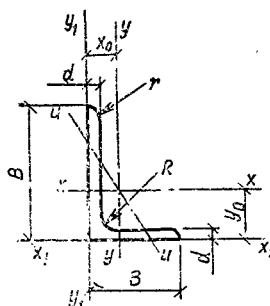
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
	09Г2С-15				2650					
180×180×12	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230	2120	0702	16	5,3	42,19	1316,62	100,41
	ВСт3пс6-2				0704					
	ВСт3сп5-1				0702					
	ВСт3сп5-2				0704					
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560					
200×200×12 200×200×14 200×200×25 200×200×30 220×220×16 250×250×16 250×250×20	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2120	2620	18 18 18 18 21 24 24	6 6 6 6 7 8 8	47,1 54,6 94,29 111,54 68,58 78,4 96,96	1822,78 2097 3466,21 4019,6 3175,44 4717,1 5764,87	124,61 144,17 245,59 288,57 198,71 258,43 318,76

	BCт3nc6-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
75×75×6	BCт3nc6	ГОСТ 380—88	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
80×80×6	BCт3nc5	ГОСТ 535—88	2,47	90,4	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
	BCт3nc6-1	ГОСТ 380—88									
	BCт3nc6-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
90×90×6	BCт3nc6-1	ГОСТ 380—88	2,78	130	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
90×90×7	BCт3nc6-2	ТУ 14-1-3023—80	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64

	BCтЗсп5-2										
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
160×160×16	BCтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690	4,55	38,52
	BCтЗпс6-2										
	BCтЗсп5-1										
	BCтЗсп5-2										
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
180×180×11	BCтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	5,6	1933,1	7,06	499,78	72,86	3,59	716	4,85	30,47
	BCтЗпс6-2										
	BCтЗсп5-1										
	BCтЗсп5-2										
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей								G, кг/м
			x—x	x ₀ —x ₀		y ₀ —y ₀			I _{xy} , см ⁴	Z ₀ , см	
			i _x , см	I _{x₀max} , см ⁴	I _{x₀min} , см ⁴	I _{y₀min} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	I _{y₀max} , см ⁴			
180×180×12	ВСтЗпс6-1 ВСтЗпс6-2 ВСтЗсп5-1 ВСтЗсп5-2 09Г2С-6	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776	4,89	33,12
200×200×12	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	6,22	2896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	1073	5,37	36,97
200×200×14			6,2	3333	7,81	861	111,5	3,97	1236	5,46	42,8
200×200×25			6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028	5,89	74,02
200×200×30			6	6351,06	7,55	1698,16	193,06	3,89	2332	6,07	87,56
220×220×16			6,8	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869	6,02	53,83
250×250×16			7,76	7492,1	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775	6,75	61,55
250×250×20	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395	6,91	76,11		

Таблица 7.35. Сталь прокатная угловая неравнополочная (ГОСТ 8510—86)



Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и техническая характеристика	Код			R, мм	r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей			
			марка стали	профили	технической характеристики				x—x		y—y	
									I _x , см ⁴	W _x , см ³	I _y , см ⁴	I _y , см ⁴
50×32×4	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1124	2235	0810	5,5	1,8	3,17	7,98	2,38	1,59	2,56
75×50×5	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2239	0810	8	2,7	6,11	34,81	6,81	2,39	12,47
	ВСтЗпс6	ГОСТ 535—88	1230									

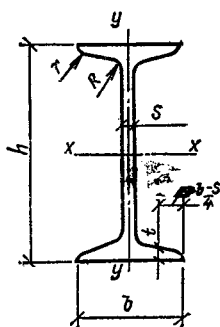
Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и техническая характеристика	Код			R, мм	r, мм	A, см ²	Справочные величины для осей			
			марки стали	профили	технической характеристики				x-x			y-y
									I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230	2239	0702							
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							
100×63×8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2242	0810	10	3,3	12,57	126,96	19,01	3,18	39,21
	ВСтЗпс6	ГОСТ 535—88										
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230		0702							
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89	2314		2650							
125×80×8 125×80×10	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88		2244 2244	0810	11 11	3,7 3,7	15,98 19,7	255,62 311,61	30,26 37,27	4 3,98	80,95 100,47
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230		0702							
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							

09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314	0746									
09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80		0748									
09Г2С-15	ГОСТ 19281—89		2650									

Продолжение табл. 7.35

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и техническая характеристика	Справочные величины для осей					x_0 , см	y_0 , см	l_{xy} , см ²	Угол наклона оси $tg \alpha$	G , кг/м
			$y-y$		$u-u$							
			$W_{y'}$, см ³	$i_{y'}$, см	$l_{u'}$, мин ² см ⁴	$W_{u'}$, см ³	$l_{u'}$, мин ² см ⁴					
50×32×4	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1,05	0,9	1,52	0,88	0,69	0,76	1,65	2,59	0,401	2,4
75×50×5	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39	12	0,436	4,79
	ВСт3пс6	ГОСТ 535—88										
	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88										
	ВСт3пс6-2	ТУ 14-1-3023—80										
100×63×8	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,5	3,32	40,5	0,391	9,87
	ВСт3пс6	ГОСТ 535—88										

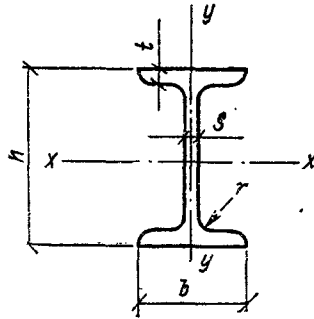
Т а б л и ц а 7.36. Балки двутавровые для монорельсов [ГОСТ 19425—74* (24М) и ТУ 14-2-427—80 (30М+45М)]



Номер про- филя	Марка стали	ГОСТ или ТУ марка стали и технической характеристики	Код			<i>h</i>	<i>b</i>	<i>S</i>	<i>t</i>	<i>R</i>	<i>r</i>	<i>A</i> , см ²
			марки стали	про- филя	технической характеристи- ки	мм						
24М	ВСтЗГпс5	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1236	3912	0810	240	110	8,2	14	10,5	4	48,7
30М 36М 45М	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2489	2620	300	130	9	15	12	6	64
				2488		360	130	9,5	16	14	6	73,8
				2487		450	150	10,5	18	16	7	98,8

Номер про- филя	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей							G, кг/м
			x—x				y—y			
			$I_{x'}$, см ⁴	$W_{x'}$, см ³	$i_{x'}$, см	$S_{y'}$, см ³	$I_{y'}$, см ⁴	$W_{y'}$, см ³	$i_{y'}$, см	
24М	ВСт3Гпс5	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	4640	387	9,75	223	276	50,2	2,38	38,3
			9500	633	12,2	364	480	73,9	2,74	50,2
30М 36М 45М	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	15 340	852	14,4	493	518	79,7	2,65	57,9
			31 900	1420	18	821	892	119	3	77,6

Таблица 7.37. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок



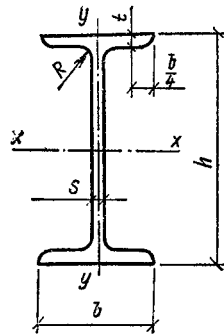
Продолжение табл. 7.37

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марка стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм				
			марки стали	профиля	технической характеристи- ки	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>	<i>r</i>
10Б1	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	1124	2811	0810	100	56	4,1	5,7	7
12Б1	ВСт3пс6	ГОСТ 535—88	1230	2812		117,6	64	3,8	5,1	7
14Б1	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	1124	2814	0810	137,4	73	3,8	5,6	7
	ВСт3пс6	ГОСТ 535—88	1230							
	09Г2С-6 09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		2560 2620					
16Б1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1230	2816	0810	157	82	4	5,9	9
18Б1	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314	2818	2560	177	91	4,3	6,5	9
	09Г2С-12				2620					
20	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	1446	2407	0702	200	100	5,2	8,4	9,5
	ВСт3сп5-2				0704					
	09Г2С-12				2620					
	09Г2С-15		2314		2650					

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Площадь сечения, см ²	Справочные величины для осей							Масса профиля G, кг/м
				x—x				y—y			
				I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	
10Б1 12Б1	ВСт3кп2 ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	10,32 11,03	171 257	34,2 43,8	19,7 24,9	4,07 4,83	15,9 22,4	5,8 7	1,24 1,42	8,1 8,7
14Б1	ВСт3кп2 ВСт3пс6 09Г2С-6 09Г2С-12	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	13,39	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65	10,5
16Б1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	16,18	639	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83	12,7
18Б1	09Г2С-6 09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	19,58	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04	15,4
20	ВСт3сп5-1 ВСт3сп5-2 09Г2С-12 09Г2С-15	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	26,8	1840	184	104	8,28	115	23,1	2,07	21

Примечания: 1. Двутавры 20 прокатываются по ГОСТ 8239—89 и все данные по двутавру 20 приведены из этого ГОСТа. 2. Полки двутавра 20 имеют уклон, равный 12 %.

Таблица 7.38. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок, типа Б, Ш, К и ДБ



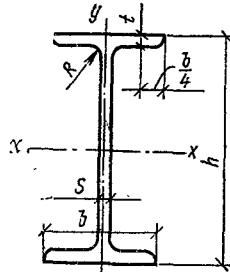
Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали в технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²
			марки стали	про-филя	технической характеристики	h	b	s	t	r	
Нормальные двутавры Б											
23Б1	ВСтЗпс6-1		1230	2812	0702	230	110	5,6	9	12	32,91
26Б1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88	1446	2813	0702	258	120	5,8	8,5	12	35,62
30Б1	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80		2815	0704	296	130	5,8	8,5	15	41,92
35Б1	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746	346	155	6,2	8,5	18	49,53

	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748							
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			2560							
45Б2	09Г2С-15	ГОСТ 380—88	1230	2822	0702	447	180	8,4	13	21	85,96	
	ВСтЗпс6-1	ТУ 14-1-3023—80			0702							
	ВСтЗсп5-1		1446		0704							
	ВСтЗсп5-2	ГОСТ 19281—89			0746							
	09Г2С-12-1	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748							
	09Г2С-12-2	ГОСТ 19281—89			2560							
	09Г2С-6											
50Б1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88		2823	0702	492	200	8,8	12	21	92,98	
50Б2	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80	1446	2824	0704	496	200	9,2	14	21	102,8	
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746							
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748							
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			2560							
55Б1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88		2825	0702	543	220	9,5	13,5	24	113,37	
55Б2	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80	1446	2826	0704	547	220	10	15,5	24	124,75	
60Б1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2827	2620	593	230	10,5	15,5	24	135,26	
60Б2				2828		597	230	11	15,5	24	147,3	
70Б1				2829		691	260	12	15,5	24	164,7	
70Б2				2830		697	260	12,5	13,5	24	183,6	
80Б1				2831		791	280	13,5	17	26	203,2	
90Б1				2833		893	300	15	18,5	30	247,1	
100Б1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2835	2620	990	320	16	21	30	293,82	
100Б2				2836		998	320	17	25	30	328,9	
100Б3				2837		1006	320	18	29	30	364	
100Б4				2838		1013	320	19,5	32,5	30	400,6	

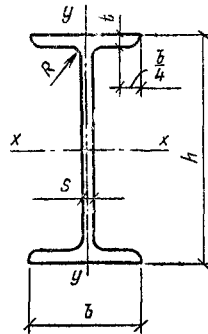
Широкополочные двутавры III

20Ш1	ВСтЗпс6-1		1230	2841	0702	193	150	6	9	13	38,95
23Ш1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88		2842	0702	226	155	6,5	10	14	46,08

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²
			марки стали	про-филя	технической характеристики	h	b	S	t	r	
26Ш1	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80	1446	2843	0704	251	180	7	10	16	54,37
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746						
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748						
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89			2650						
26Ш2	ВСтЗсп6-1	ГОСТ 380—88	1230	2844	0702	255	180	7,5	12	16	62,73
	ВСтЗсп5-1		1446								
	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80			0704						
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746						
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748						



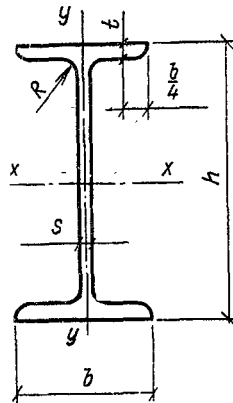
30Ш1	ВСт3пс6-1 ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88	1230	2845	0702	291	200	8	11	118	68,31
	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80	1446		0704						
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746						
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748						
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			2560						
	09Г2С-15				2650						
30Ш2	ВСт3пс6-1		1230	2846	0702	295	200	8,5	13	18	77,65
30Ш3	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88	1446	2847	0702	299	200	9	15	18	87
35Ш1	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80		2848	0704	338	250	9,5	12,5	20	95,67
35Ш2	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89		2849	0746	341	250	10	14	20	104,74
35Ш3	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314	2850	0748	345	250	10,5	16	20	116,3
40Ш1	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89		2851	2560	388	300	9,5	14	22	122,4
40Ш2				2852		392	300	11,5	16	22	141,6
40Ш3	09Г2С-12-1 09Г2С-12-2 09Г2С-6	ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	2314	2853	0746 0748 2560	396	300	12,5	18	22	157,2
50Ш1	09Г2С-12-2	ГОСТ 19281—89	2314	2854	2620	484	300	11	15	26	145,7
50Ш2				2855		489	300	14,5	17,5	26	176,6
50Ш3				2856		495	300	15,5	20,5	26	199,2
50Ш4				2857		501	300	16,5	23,5	26	221,7
60Ш1				2858		580	320	12	17	28	181,1
60Ш2				2859		587	320	16	20,5	28	225,3
60Ш3				2860		595	320	18	24,5	28	261,8
60Ш4				2861		603	320	20	28,5	26	293,34



Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²	
			марки стали	про- филь	технической характеристи- ки	h	b	s	t	r		
70Ш1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2862	2620	683	320	13,5	19	30	216,4	
70Ш2				2863		691	320	15	23	30	251,7	
70Ш3				2864		700	320	18	27,5	30	299,8	
70Ш4				2865		708	320	20,5	31,5	30	341,6	
70Ш5				2866		718	320	23	36,5	30	389,7	
Колонные двутавры К												
20К1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	1230	2871	0810	195	200	6,5	10	13	52,82	
	ВСт3сп5	ГОСТ 535—88	1446									
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314									2620
	09Г2С-15		2650									

32*

20K2	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	1230	2872	0810	198	200	7	11,5	13	59,7
	ВСт3сп5 09Г2С-12	ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	1446 2314		2620						
23K1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	1230	2873	0810	227	240	7	10,5	14	66,51
	ВСт3сп5 09Г2С-12 09Г2С-15	ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	1446 2314		2620 2650						
23K2	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	1230	2874	0810	230	240	8	12	14	75,77
	ВСт3сп5 09Г2С-12	ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	1446 2314		2620						
26K1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	1230	2875	0810	255	260	8	12	16	83,08
26K2	ВСт3сп5	ГОСТ 535—88	1446	2876		258	260	9	13,5	16	93,19



499

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²
			марки стали	про- филя	технической характеристи- ки	h	b	S	t	r	
26К3	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314	2877	2560	262	260	10	15,5	16	105,9
30К1	09Г2С-12			2878	2620	296	300	9	13,5	18	108
30К2				2879		300	300	10	15,5	18	122,7
30К3	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	1446	2880	0810	304	300	11,5	17,5	18	138,72
35К1				ГОСТ 535—88		2881	343	350	10	15	20
35К2	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314	2882	2560	348	350	11	17,5	20	160,4
40К1	09Г2С-12			2884	2620	393	400	11	16,5	22	175,8
40К2				2885		400	400	13	20	22	210,96
40К3				2886		409	400	16	24,5	22	257,8
40К4		ГОСТ 19281—89	2314	2887	2620	419	400	19	29,5	22	308,6
40К5	09Г2С-12			2888	431	400	23	35,5	22	371	

Двутавры дополнительные ДБ

35ДБ1	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	1446	2893	0810	349	127	5,8	8,5	15	42,78
40ДБ1		ГОСТ 535—88		2894		399	139	6,2	9	15	50,58
45ДБ1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2895	2650	450	152	7,4	11	15	67,05
45ДБ1				2896		450	180	7,6	13,3	18	82,8

Продолжение табл. 7.38

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей						G, кг/м	
			x-x				y-y			
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
Нормальные двутавры Б										
23Б1	ВСт3пс6-1		2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47	25,8
26Б1	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88	4024	312	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63	28
30Б1	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80	6328	427	12,29	240	390	55,7	3,05	32,9
35Б1	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	10 060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27	38,9
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89								
35Б2	ВСт3пс6-1		11 550	662,2	14,47	373	622,9	80,4	3,35	43,3
	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88								
	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89								
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80								
40Б2	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	15 750	803,6	16,03	456	714,9	86,7	3,42	48,1
	09Г2С-15									
	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88								
	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89								
40Б2	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	18 530	935,7	16,3	529,7	865	104,8	3,52	54,7
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89								
	09Г2С-15									
	ВСт3пс6-1	ГОСТ 380—88								
	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88								

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей						γ , кг/м	
			$x-x$				$y-y$			
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
45Б1	ВСтЗсп5-2 09Г2С-12-1 09Г2С-12-2 09Г2С-6	ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89								
	ВСтЗсп5-1 ВСтЗсп5-2 09Г2С-12-1 09Г2С-12-2 09Г2С-6	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	24 940	1125,8	18,09	639,5	1073,7	119,3	3,75	59,8
45Б2	09Г2С-15	ГОСТ 380—88								
	ВСтЗсп6-1 ВСтЗсп5-1 ВСтЗсп5-2 09Г2С-12-1 09Г2С-12-2 09Г2С-6	ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	28 870	1291,9	18,32	732,9	1269	141	3,84	67,5
50Б1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88	37 160	1511	19,99	860,4	1606	160,6	4,16	73
50Б2	ВСтЗсп5-2 09Г2С-12-1 09Г2С-12-2 09Г2С-6	ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89 ТУ 14-1-3023—80 ГОСТ 19281—89	42 390	1709	20,3	970,2	1873	187,3	4,27	80,7
55Б1	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88	55 680	2051	22,16	1165	2404	218,6	4,61	89

55Б2	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80	62 790	2296	22,43	1302	2760	250,9	4,7	97,9
60Б1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	78 760	2656	24,13	1512	3154	274,3	4,83	106,2
60Б2			87 640	2936	24,39	1669	3561	309,6	4,92	115,6
70Б1			125 930	3645	27,65	20,95	4556	350,5	5,26	129,3
70Б2			145 912	4187	28,19	2393	5437	418,2	5,44	144,2
80Б1			199 500	5044	31,33	2917	6244	446	5,54	159,5
90Б1			304 400	6817	35,09	3964	8365	557,6	5,82	194
100Б1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	446 000	9011	38,96	5234	11 520	719,9	6,26	230,6
100Б2			516 400	10 350	39,62	5980	13 710	856,9	6,46	258,2
100Б3			587 700	11 680	40,18	6736	15 900	993,9	6,61	285,7
100Б4			655 400	12 940	40,45	7470	17 830	1114,3	6,67	314,5

Широкополочные двутавры III

20Ш1	ВСт3сп6-1		2660	275	8,26	153	507	67,6	3,61	30,6
23Ш1	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88	4260	377	9,62	210	622	80,2	3,67	36,2
26Ш1	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80	6225	496	10,7	276	974	108,2	4,23	42,7
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89								
	09Г2С-12-1	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89								
26Ш2	ВСт3сп6-1		7429	583	10,88	325	1168	129,8	4,31	49,2
	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88								
	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89								
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80								
30Ш1	ВСт3сп6-1		10 400	715	12,34	398	1470	147	4,64	53,6
	ВСт3сп5-1	ГОСТ 380—88								
	ВСт3сп5-2	ТУ 14-1-3023—80								
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89								
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80								

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей						G, кг/м	
			x-x				y-y			
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	ℓ_x , см	S_x , см ²	I_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
30Ш2	09Г2С-6	ГОСТ 19281-89								
30Ш3	09Г2С-15		12 200	827	12,53	462	1737	173,7	4,73	61
35Ш1	ВСтЗсп6-1	ГОСТ 380-88	14 040	939	12,7	526	2004	200,4	4,8	68,3
35Ш2	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023-80	19 790	1171	14,38	651	3260	261	5,84	75,1
35Ш3	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281-89	22 070	1295	14,52	721	3650	292	5,9	82,2
40Ш1	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023-80	25 140	1458	14,7	813	4170	334	5,99	91,3
40Ш2	09Г2С-6		34 360	1771	16,76	976	6306	420	7,18	96,1
40Ш3	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281-89	39 700	2025	16,75	1125	7209	481	7,14	111,1
	09Г2С-12-2		44 740	2260	16,87	1259	8111	541	7,18	123,4
	09Г2С-6	ГОСТ 19281-89								
50Ш1	09Г2С-12	ГОСТ 19281-89	60 930	2518	20,45	1403	6762	451	6,81	114,4
50Ш2			72 530	2967	20,26	1676	7900	526	6,69	138,7
50Ш3			84 200	3402	20,56	1923	9250	617	6,81	156,4
50Ш4			96 150	3838	20,82	2173	10 600	707	6,92	174,1
60Ш1			107 300	3701	24,35	2068	9302	581	7,17	142,1
60Ш2			131 800	4490	24,19	2544	11 230	702	7,06	176,9
60Ш3			156 900	5273	24,48	2997	13 420	839	7,16	205,5
60Ш4			182 500	6055	24,73	3455	15 620	976	7,23	234,2
70Ш1			172 000	5036	28,19	2843	10 400	650	6,93	169,9
70Ш2			205 500	5949	28,58	3360	12 590	787	7,07	197,6
70Ш3			247 100	7059	28,72	4017	15 070	942	7,09	235,4
70Ш4			284 400	8033	28,85	4598	17 270	1079	7,11	268,1

70Ш5			330 600	9210	29,13	5298	20020	1251	7,17	305,9
------	--	--	---------	------	-------	------	-------	------	------	-------

Колонные двутавры К

20К1	ВСт3пс6 ВСт3сп5 09Г2С-12 09Г2С-15	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	3820	392	8,5	216	1334	133	5,03	41,5
20К2	ВСт3пс6 ВСт3сп5 09Г2С-12	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	4422	447	8,61	247	1534	153	5,07	46,9
23К1	ВСт3пс6 ВСт3сп5 09Г2С-12 09Г2С-15	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	65,89	580	9,95	318	2421	202	6,03	52,2
23К2	ВСт3пс6 ВСт3сп5 09Г2С-12	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88 ГОСТ 19281—89	7601	661	10,02	365	2766	231	6,04	59,5
26К1	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88	10 300	809	11,14	445	3517	271	6,51	65,2
26К2	ВСт3сп5	ГОСТ 535—88	11 700	907	11,21	501	3957	304	6,52	73,2
26К3	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	13 560	1035	11,32	576	4544	349	6,55	83,1
30К1	09Г2С-12		18 140	1223	12,95	672	6079	405	7,5	84,8
30К2			20 930	1395	13,06	771	6980	465	7,54	96,3
30К3	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	23 910	1573	13,12	874	7881	325	7,54	108,9
35К1			31 610	1843	15,04	1010	10 720	613	8,76	109,7
35К2	09Г2С-6	ГОСТ 535—88	37 090	2132	15,21	1173	12 510	715	8,83	125,9
40К1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	52 400	2664	17,26	1457	17 610	880	10	138
40К2			64 140	3207	17,44	1767	21 350	1067	10,06	165,6
40К3			80 040	3914	17,62	2180	26 150	1307	10,07	202,3

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей							G, кг/м
			x-x				y-y			
			$I_{x'}$, см ⁴	$W_{x'}$, см ³	$i_{x'}$, см	$S_{x'}$, см ³	$I_{y'}$, см ⁴	$W_{y'}$, см ³	$i_{y'}$, см	
40К4 40К5	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	98 340 121 570	4694 5642	17,85 18,1	2642 3217	31 500 37 910	1575 1896	10,1 10,11	242,2 291,2
Двутавры дополнительные ДБ										
35ДБ1	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	8540	489,4	14,13	279,4	291,5	45,9	2,61	33,6
40ДБ1		ГОСТ 535—88	13 050	654,2	16,06	374,5	404,4	58,2	2,83	39,7
45ДБ1	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	21 810	969,2	18,04	556,8	646,2	85	3,1	52,6
45ДБ2			28 840	1280	18,7	722	1300	144	3,96	65

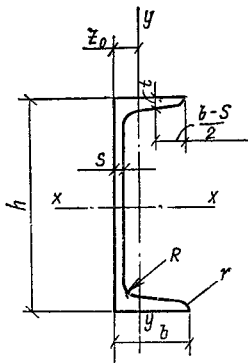
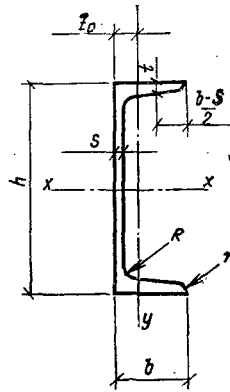


Таблица 7.39. Сталь горячекатаная швеллеры (ГОСТ 8240—89)

Номер про- филя	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм						A, см ²
			марки стали	профиля	техничес- кой ха- рактерис- тики	h	b	S	t	R	r	
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок												
8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2613	0810	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98
10		ГОСТ 535—88		2614		100	46	4,5	7,6	7	3	10,9
12	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230	2615	0702	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							
14	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2616	0810	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6
		ГОСТ 535—88										
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230		0702							
	ВСтЗпс-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							
	09Г2С-12-1				0746							
		ГОСТ 19281—89	2314									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0748							
	09Г2С-6				2560							
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89	2314		2650							
16	ВСтЗпс6-1		1230	2618	0702	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1
18	ВСтЗпс6-2			2621	0704	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7
20	ВСтЗсп5-1	ГОСТ 380—88	1446	2623	0702	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4
	ВСтЗсп5-2	ТУ 14-1-3023—80										
					0704							
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746							
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0748							
	09Г2С-6		2314		2560							
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89			2650							



Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм						A, см ²
			марка стали	профиля	технической характеристики	h	b	S	t	R	r	
22	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88	1230	2625	0810	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7
24	ВСтЗсп5	ГОСТ 535—88	1446	2627	0810	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6
27	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	2629	2620	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2
30	09Г2С-15			2631	2650	300	100	6,5	11	12	5	40,5
40				2634		400	115	8	13,5	15	6	61,5

Швеллеры с параллельными гранями полок

8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2643		80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98
10		ГОСТ 535—88		2644	0810	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9
12	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88		2645	0702	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80										
14	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	2646	0810	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6
		ГОСТ 535—88										
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230		0702							
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80			0704							
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314		0746							
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0748							
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314		2560							
	09Г2С-15				2650							
16	ВСтЗпс6-1			2648	0702	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1
18	ВСтЗпс6-2	ГОСТ 380—88	1230	2651	0704	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7
20	ВСтЗсп5-1	ТУ 14-1-3023—80	1446	2653	0702	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4
	ВСтЗсп5-2				0704							
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89			0746							
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80	2314		0748							
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			2560							
	09Г2С-15				2650							
22	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88	1230	2655	0810	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7
24	ВСтЗсп5	ГОСТ 535—88	1446	2657		240	90	5,6	10	10,5	6	30,6
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		2620							
	09Г2С-15				2650							

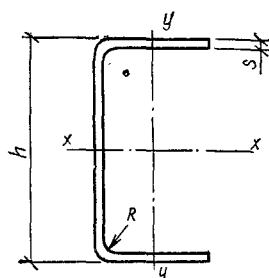
Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей							Z, см	G, кг/м
			x—x				y—y				
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см		
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок											
8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	7,05
10		ГОСТ 535—88	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	8,59
12	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	10,4
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80									
14	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67	12,3
		ГОСТ 535—88									
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88									
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
16	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8	14,2
18	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94	16,3
20	ВСтЗсп5-1		1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07	18,4
	ВСтЗсп5-2										
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
22	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	21
24	ВСтЗсп5	ГОСТ 535—88	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	24

27	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	27,7
30	09Г2С-15		5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	31,8
40			15 220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	48,3

Швеллеры с параллельными гранями полок

8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38	7,05
10		ГОСТ 535—88	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53	8,59
12	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66	10,4
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80									
14	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82	12,3
		ГОСТ 535—88									
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88									
	ВСтЗпс6-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
16	ВСтЗпс6-1		750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97	14,2
18	ВСтЗпс6-2	ГОСТ 380—88	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14	16,3
20	ВСтЗсп5-1	ТУ 14-1-3023—80	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3	18,4
	ВСтЗсп5-2										
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80									
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										
22	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47	21
24	ВСтЗсп5	ГОСТ 535—88	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72	24
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89									
	09Г2С-15										

Таблица 7.40. Сталь горячекатаная, швеллеры тонкостенные с узкими параллельными полками
(ТУ 14-2-204-76)



Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²
			марки стали	профиля	технической характеристики	h	b	s	t	R	
T20	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 535—88	1230	2705	0810	200	45	3,8	6	9	12,9
T22	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89	2314	2706	2560	220	50	4	6,4	10	15,1

Номер про- филя	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей							Z_0 , см	G , кг/м
			$x-x$				$y-y$				
			I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см		
T20	ВСтЗпс6	ГОСТ 380—88	748	74,8	7,6	44,6	22,4	6,5	1,32	1,06	10,1
		ГОСТ 535—88									
T22	09Г2С—6	ГОСТ 19281—89	1071	97,4	8,4	57,8	32,9	8,6	1,47	1,19	11,9

Т а б л и ц а 7.41. Прокат листовой горячекатаный

Толщина листа, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			G, кг/м ²
			марки стали	профиля	технической характерис- тики	
2,5 3	ВСтЗкп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	1123	7215	3443	19,63 23,55
	10ХНДП	ТУ 14-1-1217—75 ГОСТ 17066—80*	2503		4444	
4 5	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	7115	2822	31,4 35,33
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230		0702	
	ВСтЗпс6-2		1446		0704	
	ВСтЗсп5-1				0702	
	ВСтЗсп5-2		0704			
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314		0752	
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0754	
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			3864	
6	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	7115	2822	47,1
	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88 ТУ 14-1-3023—80	1230		0702	
	ВСтЗпс6-2				0704	
	ВСтЗсп5-1		1446		0702	
	ВСтЗсп5-2				0704	
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314		0752	
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0754	

Продолжение табл. 7.41

Толщина листа, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			G, кг/м ²	
			марки стали	профиля	технической характерис- тики		
	09Г2С-6	ГОСТ 19281—89			3864		
	09Г2С-15				3954		
8	ВСтЗкп2	ГОСТ 380—88	1124	7115	2822	62,8	
8	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230	7115	0702	62,8	
	ВСтЗпс6-2				0704		
	ВСтЗсп5-1	ТУ 14-1-3023—80	1446		0702		
	ВСтЗсп5-2	0704					
	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314		0752		
	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0754		
	09Г2С-6	0752					
	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89	2413		3864		
	14Г2АФ-15				3954		
	16Г2АФ-12				3924		
10	ВСтЗпс6-1	ГОСТ 380—88	1230	7115	0702	78,5	
12	ВСтЗпс6-2				0704	94,2	
14	ВСтЗсп5-1				1446	0702	109,9
16	ВСтЗсп5-2				0704	125,6	
18	09Г2С-12-1	ГОСТ 19281—89	2314		0752	141,3	
20	09Г2С-12-2	ТУ 14-1-3023—80			0754	157	

Продолжение табл. 7.41

Толщина листа, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			G, кг/м ²	
			марки стали	профиля	технической характерис- тики		
10	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89	2413		3954		
12	09Г2С-6				3864		
14					3954		
16	14Г2АФ-15				2414		3924
18	16Г2АФ-12						
20							
22	ВСтЗсп5	ГОСТ 380—88	1446	7115	2822	172,7	
25						196,25	
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	7115	3924		
	09Г2С-15				3954		
	14Г2АФ-15		2413		3954		
	16Г2АФ-12		2414		3924		
28	09Г2С-12		2314		3924	219,8	
30	09Г2С-15				3954	235,5	
32	14Г2АФ-15		2413		3954	251,2	
36	16Г2АФ-12		2414	7115	3924	282,6	
40					314		
45					353,3		
50					392,5		
60	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	7115	3924	471	
80	09Г2С-15					628	
100						785	
120						942	
140						1099	
160					1256		

Таблица 7.42. Прокат листовой горячекатаный для фланцевых соединений

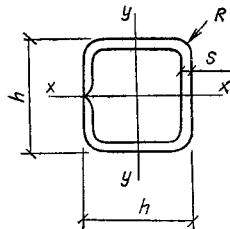
25	14Г2Ф-15	ГОСТ 19281—89 ТУ 14-105-465—82	2413	7115	—	196,25
30						235,5
40	09Г2С-15	ГОСТ 19281—89	2314			314
50						392,5

Таблица 7.43. Листы стальные с ромбическим и чечевицным рифлением (ГОСТ 8568—77*)

Толщина листа, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			G, кг/м ²
			марки стали	профиля	технической характеристики	
4	БСт3кп2 ромбическая	ГОСТ 380—88 ГОСТ 8568—77*	1122	7152	1710	33,5
5						41,8
6						50
8						66
4	БСт3кп2 чечевицная	ГОСТ 380—88 ГОСТ 8568—77*	1122	7154	1720	33,5
5						41,8
6						50
8						66

Таблица 7.44. Листы стальные просечно-вытяжные

Номер листа	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			G, кг/м
			марки стали	профиля	технической характеристики	
ПВ 406	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	1124	7156	2822	15,7
ПВ 506						16,4
ПВ 508						20,9
ПВ 510						24,7



7.4.2. Гнутые профили

Таблица 7.45. Профили гнутые замкнутые сварные квадратные (ТУ 36-2287—80)

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			A, см ²
			марки стали	профиля	технической характеристики	
80×80×3 100×100×3	4-IV-ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	1442	7888	3443	9,24 11,64
100×100×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	1443	7888	2822	15,36
120×120×3	ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	1442	7888	3443	14,04
120×120×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	1443	7888	2822	18,56

120×120×5	BCт3cn5	ГОСТ 380—88	1446	7888	2822	23
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
140×140×4	BCт3cn2	ГОСТ 380—88	1443	7888	2822	21,76
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
140×140×5 140×140×6 140×140×7	BCт3cn5	ГОСТ 380—88	1446	7888	2822	27 32,16 37,24
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
160×160×4	BCт3cn2	ГОСТ 380—88	1443	7888	2822	24,96
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
160×160×5 160×160×6	BCт3cn5	ГОСТ 380—88	1446	7888	2822	31 36,96 42,84 48,64
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
160×160×7 160×160×8 180×180×5 180×180×6 180×180×7 180×180×8						35 41,76 48,44 55,04

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей				G, кг/м
			x-x		y-y		
			$I_x=I_y$, см ⁴	$W_x=W_y$, см ³	$I_x=I_y$, см ⁴	$S_x=S_y$, см ³	
80×80×3 100×100×3	4-IV-ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	91,4 182,7	22,8 36,5	3,14 3,96	12,9 20,6	7,26 9,13
100×100×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	236,3	47,2	3,92	26,7	12,05
120×120×3	ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	320,5	53,4	4,77	30,1	11,02
120×120×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	416,7	69,4	4,74	39,2	14,57
120×120×5	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	507,9	84,6	4,69	47,1	18,06
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89					

140×140×4	BCr3cn2	ГОСТ 380—88	671,3	95,9	5,55	54,1	17,08
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89					
140×140×5 140×140×6	BCr3cn5	ГОСТ 380—88	821,2	117,3	5,51	66,2	21,19
			964,3 1100,9	137,7 157,2	5,48 5,44	77,7 88,6	25,24 29,23
140×140×7	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89					
160×160×4	BCr3cn2	ГОСТ 380—88	1013	126,6	6,37	71,4	19,6
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89					
160×160×5 160×160×6 160×160×7 160×160×8	BCr3cn5	ГОСТ 380—88	1242,5	155,3	6,33	87,6	24,33
			1463,1 1674,9 1878,1	182,8 209,3 234,7	6,29 6,25 6,21	103 118 132	29,01 33,63 38,18
180×180×5 180×180×6 180×180×7 180×180×8	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	1787,9	198,6	7,15	112	27,47
			2109,7	234,4	7,11	132	32,78
			2420,2	268,9	7,07	152	38,02
			2719,7	302,1	7,03	170	43,21

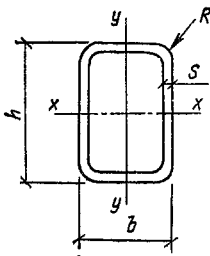


Таблица 7.46. Профили гнутые замкнутые сварные прямоугольные по ТУ 36-2287—80

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			А, см ²
			марки стали	профиля	технической характеристики	
120×80×3	4-IV-ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	1442	7872	2443	11,64
120×80×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	1443	7872	2822	15,36
140×100×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	1443	7873	2822	18,56
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314		3924	
140×100×5	ВСт3сп5	ГОСТ 380—88	1446	7873	2822	23 27
160×120×5				7874		

160×120×6	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	2314	7874	3924	32,16
180×140×5 180×140×6 180×140×7				7875		31 36,96 42,84
200×160×5 200×160×6 200×160×7 200×160×8				7876		35 41,76 48,44 55,04

Продолжение табл. 7.46

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей								G, кг/м
			x—x				y—y				
			$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$S_y, \text{см}^3$	
120×80×3	4-IV-ВСт3сп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	238,4	39,7	4,53	23,1	127	31,7	3,3	17,5	9,14
120×80×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	309	51,5	4,48	29,9	164	41	3,27	22,6	12,06
140×100×4	ВСт3сп2	ГОСТ 380—88	523,4	74,8	5,31	43,2	310,1	62	4,09	34,3	14,57
	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89									

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей								G, кг/м
			x-x				y-y				
			$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$	$S_y, \text{см}^3$	
140×100×5	ВСтЗсп5	ГОСТ 380—88	638,9	91,3	5,27	52,7	376,9	75,4	4,05	41,8	18,06
160×120×5			1002,2	125,2	6,09	72,1	640,2	106,7	4,87	59,2	21,19
160×120×6	09Г2С-12	ГОСТ 19281—89	1178,3	147,2	6,05	84,6	750,4	125,1	4,83	69,5	25,24
180×140×5			1481,5	164,6	6,91	94,5	1003,6	143,4	5,69	79,7	24,3
180×140×6			1746,2	194	6,87	111	1180	168,6	5,65	93,7	29,01
180×140×7			2001	222,3	6,83	127	1348,8	192,7	5,61	107	33,63
200×160×5			2092,9	209,3	7,73	120	1482,9	185,4	6,51	103	27,47
200×160×6	2471,5	247,1	7,69	142	1747,8	218,5	6,47	122	32,78		
200×160×7	2837,5	283,7	7,65	162	2002,8	250,4	6,43	139	38		
200×160×8	3191,2	319,1	7,61	184	2248,1	281	6,39	157	43,2		

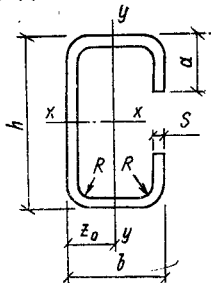


Таблица 7.47. Профили стальные гнутые С-образные равнополочные (по ГОСТ 8282—83*)

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			Размеры, мм					A, см ²
			марки стали	про- филя	техничес- кой харак- теристики	h	b	a	S	R не более	
400×160×50×3	4-IV-ВСт3кп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	1123	7913	3443	400	160	50	3	4,5	24,01
	09Г2-4-IV	ГОСТ 19281—89 ГОСТ 17066—80*			4444						
400×160×60×4	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	1124	7913	2822	400	160	60	4	10	32,27
	09Г2-2	ГОСТ 19281—89			3824						

Продолжение табл. 7.47

Номер профиля	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Справочные величины для осей							Z ₀ , см	G, кг/м
			x—x			y—y					
			I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см			
400×160×50×3	4-IV-ВСт3кп	ГОСТ 380—88 ГОСТ 16523—89	6073,68	303,68	15,91	884,54	80,83	6,07	5,06	18,85	
	09Г2-4-IV	ГОСТ 19281—89 ГОСТ 17066—80*									
400×160×60×4	ВСт3кп2	ГОСТ 380—88	8028,19	401,41	15,77	1219,71	113,92	6,15	5,29	25,33	
	09Г2-2	ГОСТ 19281—89									

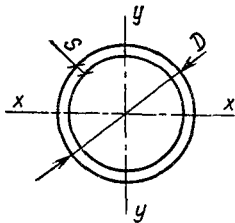
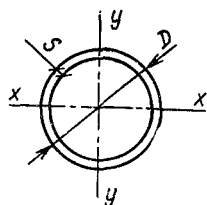


Таблица 7.48. Трубы стальные электросварные прямошовные

D, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			S, мм	A, см ²	Справочные величины			G, кг/м
			марки стали	про-филья	технической характеристики			$I_x=I_y$, см ⁴	$W_x=W_y$, см ³	$i_x=i_y$, см	
83	15	ГОСТ 1050—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	3303 3304	9430	2500	3	7,5	60	14	2,84	5,9
89	20					3	8,1	75	17	3,04	6,4
102						3	9,3	114	22	3,5	7,3
102						4,5	13,8	164	32	3,45	10,8
114						3	10,5	161	28	3,93	8,2
114						3,5	12,2	185	32	3,91	9,5
114						4,5	15,5	232	41	3,88	12,2
114						5	17,1	255	45	3,86	13,4
127						3	11,7	225	35	4,39	9,2
127						3,5	13,6	259	41	4,37	10,7
127						4	15,5	293	46	4,35	12,1
127						4,5	17,3	325	51	4,33	13,6
127						5	19,2	357	56	4,32	15
140						4,5	19,2	440	63	4,79	15
140						3	21,2	484	69	4,78	16,6

159	ВСт3пс2	ГОСТ 380—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	1226	9430	2500	3,5	17,1	517	66	5,5	13,4
159						4	19,5	585	74	5,48	15,3
159	20	ГОСТ 1050—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	3304	9430	2500	5	24,2	718	90	5,45	19
159						6	28,8	845	106	5,41	22,6
159						7	33,4	967	122	5,38	26,2
168	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 10705—80*	1230	9430	2500	4	20,6	693	82	5,8	16,2
168						4,5	23,1	772	92	5,78	18,1
168		Группа В терм.				5,5	28,1	928	110	5,75	22
168	20	ГОСТ 1050—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	3304	9430	2500	6	30,5	1000	119	5,73	24
168						8	40,2	1290	153	5,66	31,6
219						3,5	23,7	1380	126	7,62	18,6
219						4	27	1560	142	7,6	21,2
219						4,5	30,3	1740	159	7,59	23,8
219						5	33,6	1920	176	7,57	26,4
219						6	40,2	2280	208	7,53	31,5
219						7	46,6	2620	240	7,5	36,6
219						8	53	2960	270	7,47	41,6
273						4	33,8	3060	224	9,52	26,5
273						6	50,3	4480	328	9,45	39,5
273	7	58,5	5180	379	9,41	45,9					
273	8	66,6	5850	429	9,37	52,3					
325	ВСт3пс6	ГОСТ 380—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	1230	9430	2500	4	40,3	5200	320	11,4	31,7
325						6	60,1	7650	470	11,3	47,2
325						7	69,9	8840	545	11,2	54,9



D, мм	Марка стали	ГОСТ или ТУ марки стали и технической характеристики	Код			S, мм	A, см ²	Справочные величины			G, кг/м
			марки стали	профиля	технической характеристики			$I_x=I_y$, см ⁴	$W_x=W_y$, см ³	$i_x=i_y$, см	
325	20	ГОСТ 1050—88 ГОСТ 10705—80* Группа В терм.	3304	9430	2500	8	79,7	10 000	615	11,2	62,5
377						6	64,9	12 000	638	13,1	54,9
377						7	81,5	13 900	740	13,1	63,9
377						8	92,7	15 800	835	13,1	72,8
377						9	104	17 600	935	13	81,7
530	ВСтЗпс4	ГОСТ 380—88 Группа В	1228	9430	3600	7	115	39 300	1480	18,5	90,3
530						8	131	44 700	1680	18,5	103
530						9	147	50 000	1890	18,4	116
630						7	137	66 500	2110	22	108
630						9	175	84 700	2690	22	137
720						8	179	113 000	3150	25,2	140
720						9	201	127 000	3530	25,2	158
720						10	223	140 000	3900	25,1	175
820						8	204	168 000	4100	28,7	160
820						9	229	188 000	4600	28,7	180
820						10	254	209 000	5100	28,6	200
820						11	279	230 000	5600	28,6	220
1020						9	286	365 000	7160	35,7	224
1020						10	317	405 000	7930	35,7	249
1020						10,5	332	424 000	8320	35,7	262
1020						12	380	483 000	9470	35,7	298
1020						14	442	560 000	10 900	35,6	347
1220	11	418	763 000	12 500	42,8	328					
1220	12	455	831 000	13 600	42,7	358					
1220	14	530	965 000	15 800	42,7	416					

1220						15,2	575	1 040 000	17 100	42,6	452
1220						16	605	1 100 000	18 000	42,6	475
1420						12	531	1 320 000	18 500	49,8	417
1420						14	618	1 530 000	21 500	49,7	485
1420						16	706	1 740 000	24 500	49,7	554

Таблица 7.49. Справочные данные для гнутых стальных профилей с трапециевидными гофрами (ГОСТ 24045—86, см. рис. 13)

Обозначение профилированного листа	Толщина t , мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
				момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
					W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}		
H57-750-0,7	0,7	7,7	6,5	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7	1100
H57-750-0,8	0,8	8,8	7,4	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0	9,8	
H60-845-0,7	0,7	8,8	7,4	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8	1250
H60-845-0,8	0,8	10	8,4	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7	9,9	
H60-845-0,9	0,9	11,3	9,3	79	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0	11,1	

Обозначение профилированного листа	Толщина t , мм	Площадь сечения A , см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
				момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
					W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}		
H75-750-0,8	0,8	10	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2	1250
H75-750-0,9	0,9	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5	
H114-600-0,8	0,8	10,0	8,4	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14,0	1250
H114-600-0,9	0,9	11,3	9,3	361,0	60	67,2	361,0	59,6	65,9	15,6	
H114-600-1,0	1	12,5	10,3	405,4	67,6	75	405,4	67,6	75,0	17,2	
H114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	1400
H114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64,0	14,0	
H114-750-1,0	1,0	14,0	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4	

HC40-800-0,6	0,6	6,6	5,6	23,3	10,5	13,0	22,3	9,8	9,4	7,1	1100
HC40-800-0,7	0,7	7,7	6,5	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1	
HC44-1000-0,7	0,7	9,8	8,3	32,9	13,4	16,8	32,9	13	13,6	8,3	1400
C10-899-0,6	0,6	6,0	5,1	—	—	—	0,81	—	—	5,7	1000
C10-899-0,7	0,7	7,0	5,9	—	—	—	0,97	—	—	6,6	
C10-899-0,8	0,8	8,0	6,7	—	—	—	1,16	—	—	7,5	
C18-1000-0,7	0,7	8,8	7,4	—	—	—	3,59	—	—	7,4	1250
C18-1000-0,8	0,8	10,0	8,4	—	—	—	4,10	—	—	8,4	
C44-1000-0,7	0,7	8,8	7,4	25,4	9,3	15,2	20,7	8,3	8,5	7,4	1250
C44-1000-0,8	0,8	10,0	8,4	29,0	10,6	17,4	23,7	9,5	9,7	8,4	

Примечания: 1. Профилированные листы C10-899-0,8; C18-1000-0,8 и C44-1000-0,8 допускается изготавливать до 1 января 1990 г. 2. При вычислении массы принята плотность стали 7,85 г/см³; масса цинкового покрытия, нанесенного на 1 м² с двух сторон листа, 414 г. Масса окраски не учитывалась.

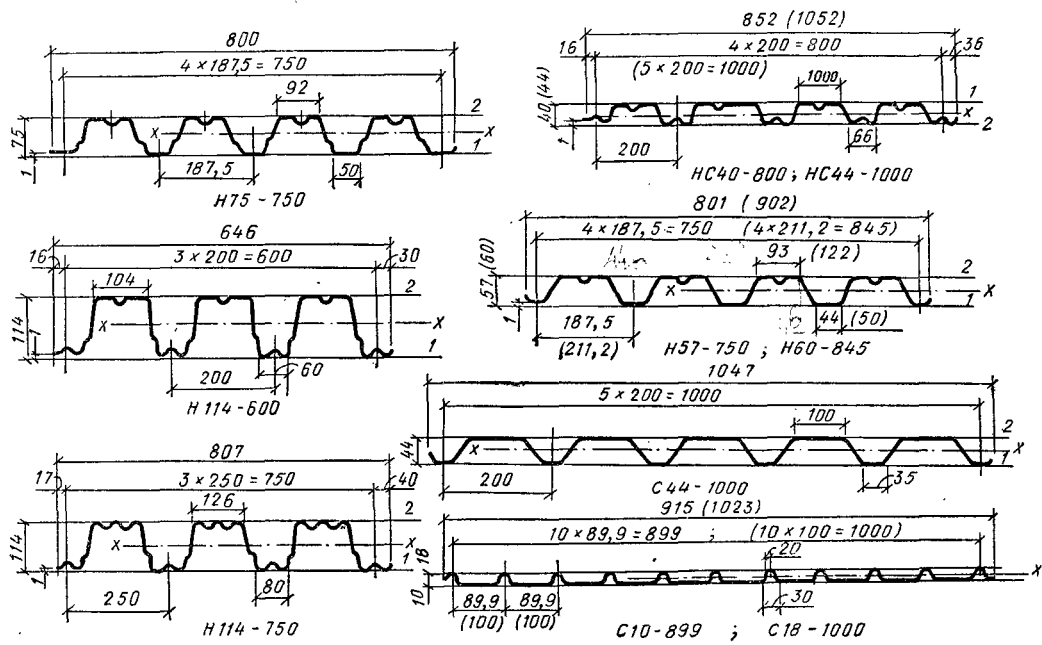


Рис. 7.13. Гнутые стальные профили с трапециевидными гофрами по ГОСТ 24045—86

РАЗДЕЛ 8. ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ¹

ГЛАВА 8.1. МАТЕРИАЛЫ

8.1.1. Требования к конструкциям и материалам

Для деревянных конструкций применяют древесину преимущественно хвойных пород. Древесину твердых лиственных пород используют для нагелей, подушек и других ответственных деталей.

Древесина для несущих элементов деревянных конструкций должна удовлетворять требованиям 1-, 2- и 3-го сорта по ГОСТ 8486—86*, ГОСТ 2695—83*, ГОСТ 9462—88, ГОСТ 9463—88.

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации к влажности древесины, применяемой в элементах конструкций, предъявляют требования, указанные в табл. 8.1.

Древесина нагелей, вкладышей и других деталей должна быть прямослойной, без сучков и других пороков, влажность древесины должна превышать 12 %.

Размер сбега круглых лесоматериалов при расчете элементов конструкций принимают 0,8 см на 1 м длины, а для лиственницы— 1 см на 1 м длины.

Плотность древесины и фанеры для определения собственной массы конструкций при расчете принимают по табл. 8.2.

Синтетические клеи для склеивания в клееных деревянных конструкциях назначают в соответствии с табл. 8.3.

Для клееных фанерных конструкций применяют фанеру марки ФСФ, а также фанеру бакелизованную марки ФБС по ГОСТ 11539—83*.

К плитным материалам на основе древесины относятся: а) древесно-волоконные плиты сухого способа производства (ДВПс) на фенольных связующих марок Тс-400, Тс-450 (ТУ 13-444—79); б) древесно-стружечные плиты на карбамидных (ДСПК) и на фенольных связующих (ДСПф) марок П-1 и П-2; в) древесно-стружечные плиты на каустическом магнезите МДП (ТУ 13-519—79); г) цементно-стружечные плиты на портландцементе ЦСП.

Технические характеристики древесных плит приведены в приложении.

¹ Раздел подготовлен на основе СНиП II-25-80* «Деревянные конструкции» и «Пособия по проектированию деревянных конструкций» (ЦНИИСК им. Кучеренко, 1983).

Таблица 8.1. Максимальная влажность древесины

Температурно-влажностные условия эксплуатации	Условия эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины, %	
		клееной	неклееной
<i>Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 °С, относительной влажности воздуха</i>			
A1	До 60 %	9	20
A2	Свыше 60 до 75 %	12	20
A3	Свыше 75 до 95 %	15	20
<i>Внутри неотапливаемых помещений</i>			
B1	В сухой зоне	9	20
B2	В нормальной зоне	12	20
B3	В сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью в помещении более 75 % и во влажной зоне	15	25
<i>На открытом воздухе</i>			
V1	В сухой зоне	9	20
V2	В нормальной зоне	12	25
V3	Во влажной зоне	15	25
<i>В частях зданий и сооружений</i>			
G1	Соприкасающихся с грунтом или находящихся в грунте	—	25
G2	Постоянно увлажняемых	—	Не ограничивается
G3	Находящихся в воде	—	»

Примечания: 1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации А1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается. 2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях В2, В3, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.

Таблица 8.2. Плотность древесины

Породы древесины	Плотность древесины, кг/м ³ , в конструкциях для условий эксплуатации по табл. 8.1	
	A1, A2, B1, B2	всех остальных
Хвойные:		
лиственница	650	800
сосна, ель, кедр, пихта	500	600

Продолжение табл. 8.2

Породы древесины	Плотность древесины, кг/м ³ , в конструкциях для условий эксплуатации по табл. 8.1	
	A1, A2, B1, B2	всех остальных
Твердые лиственные: дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные: осина, тополь, ольха, липа	500	600

Примечания: 1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород принимают равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород — 1000 кг/м³. 2. Плотность клееной древесины принимают как неклееной. 3. Плотность обычной фанеры принимают равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной — 1000 кг/м³.

Таблица 8.3. Типы и марки клеев

Материалы склеиваемых элементов и условия эксплуатации (см. табл. 8.1)	Типы и марки клеев
Древесина и древесина с фанерой в конструкциях для всех условий эксплуатации, кроме Г1, Г2, Г3	Резорциновые и фенольно-резорциновые (ФР-12, ТУ 6-05-1748—75, ФРФ-50, ТУ 6-05-281-14—77)
То же, кроме А1, В1, В1, Г1, Г2 и Г3	Алкилрезорциновые и фенольные (ФР-100, ТУ 6-05-1638—78; ДФК-1АМ, ТУ 6-05-281-7—75; СФЖ-3016, ГОСТ 20907—75*, СФХ, ТУ 6-05-281-12—76)
То же, для условий эксплуатации А2 и Б2	Карбамидно-меламиновые (КС-В-СК, ТУ 6-05-211-1006—75)
То же, для условий эксплуатации А2	Карбамидные (КФ-5, КФ-Ж, КФ-БЖ, ГОСТ 14231—88)

8.1.2. Основные указания по расчету

Расчетные сопротивления древесины сосны, ели, лиственницы приведены в табл. 8.4. Расчетные сопротивления для других пород древесины устанавливаются путем умножения величин, приведенных в табл. 8.4, на переходные коэффициенты m_n (табл. 8.5).

Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 8.4, умножают на коэффициенты условий работы: а) для различных условий эксплуатации конструкций — на коэффициент m_b (табл. 8.6); б) для конструкций, эксплуатируемых при установившейся температуре

Т а б л и ц а 8.4. Расчетные сопротивления древесины

№ п.п.	Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, для древесины сортов		
			1	2	3
1	Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон: а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах б, в) высотой до 50 см б) элементы прямоугольного сечения шириной 11—13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$	14	13	8,5
			15	14	10
			16	15	11
			—	16	19
2	Растяжение вдоль волокон: а) неклееные элементы б) клееные элементы	$R_{р}$	10	7	—
			12	9	—
3	Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{с90}, R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4	Смятие поперек волокон местное: а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов б) под шайбами при углах смятия от 90 до 60°	$R_{см90}$	3	3	3
			4	4	4
5	Скалывание вдоль волокон: а) при изгибе неклееных элементов б) при изгибе клееных элементов в) в лобовых врубках для максимального напряжения г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
			1,6	1,5	1,5
			2,4	2,1	2,1
			2,1	2,1	2,1
6	Скалывание поперек волокон: а) в соединениях неклееных элементов б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	1	0,8	0,6
			0,7	0,7	0,6

Продолжение табл. 8.4

№ п.п.	Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, для древесины сортов		
			1	2	3
7	Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	R_{p90}	0,35	0,3	0,25

Примечания: 1. Расчетное сопротивление древесины местному смятию поперек волокон на части длины (при длине незагруженных участков не менее длины площадки смятия и толщины элементов), за исключением случаев, оговоренных в п. 4 данной таблицы, определяется по формуле

$$R_{см90} = R_{с90} \left(1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right), \quad (8.1)$$

где $R_{с90}$ — расчетное сопротивление древесины сжатию и смятию по всей поверхности поперек волокон (п. 3 таблицы); $l_{см}$ — длина площадки смятия вдоль волокон древесины, см.

2. Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α к направлению волокон определяется по формуле

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + (R_{см}/R_{см90} - 1) \sin^2 \alpha}. \quad (8.2)$$

3. Расчетное сопротивление древесины скалыванию под углом α к направлению волокон находят по формуле

$$R_{ск\alpha} = \frac{R_{ск}}{1 + (R_{ск}/R_{ск90} - 1) \sin^2 \alpha}. \quad (8.3)$$

4. В конструкциях построечного изготовления расчетные сопротивления на растяжение, принятые по п. 2а, снижают на 30%. 5. Расчетное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешетки под кровлю из древесины 3-го сорта принимают равным 13 МПа.

воздуха до +35 °С, — на коэффициент $m_t=1$, при температуре +50 °С — на $m_t=0,8$. Для промежуточных значений температуры коэффициент принимается по интерполяции; в) для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышают 80% суммарного напряжения от всех нагрузок, — на $m_d=0,8$; г) для конструкций, рассчитанных с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной или гололедной) нагрузок, — на коэффициент m_n (табл. 8.7); д) для изгибаемых, внецентренно сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см значения расчетных сопротивлений изгибу и сжатию вдоль волокон — на коэффициент m_o (табл. 8.8); е) для изгибаемых, вне-

Таблица 8.5. Коэффициенты m_{II}

Древесные породы	Коэффициент m_{II} для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон R_p, R_{II}, R_c, R_{cm}	сжатию и смятию поперек волокон $R_{с90}, R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
Хвойные:			
лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
кедр Красноярского края	0,65	0,65	0,65
сосна			
пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные:			
дуб	1,3	2	1,3
ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
акация	1,5	2,2	1,8
береза, бук	1,1	1,6	1,3
вяз, ильм	1	1,6	1
Мягкие лиственные:			
ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

центренно-сжатых, сжато-изгибаемых и сжатых клееных элементов в зависимости от толщины слоев значения расчетных сопротивлений изгибу, скалыванию и сжатию вдоль волокон — на коэффициент $m_{сн}$ (табл. 8.9); ж) для гнутых элементов конструкций значения расчетных сопротивлений растяжению, сжатию и изгибу — на коэффициент $m_{гн}$ (табл. 8.10); и) для растянутых элементов с ослаблением в расчетном сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в расчетном сечении — на коэффициент $m_0 = 0,8$; к) для элементов, подвергнутых глубокой пропитке антипиренами под давлением, — на коэффициент $m_a = 0,9$.

Расчетные сопротивления строительной фанеры приведены в табл. 8.11. В необходимых случаях значения расчетных сопротивлений строительной фанеры следует умножить на коэффициенты m_b , m_r , m_d , m_{II} и m_a .

Модуль упругости древесины при расчете по предельным состояниям второй группы принимают равным: вдоль волокон $E = 10\,000$ МПа, поперек волокон $E_{90} = 400$ МПа. Модуль сдвига древесины относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, следует принимать равным $G_{90} = 500$ МПа. Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль

Т а б л и ц а 8.6. Значения коэффициента m_b

Условия эксплуатации (по табл. 8.1)	m_b	Условия эксплуатации (по табл. 8.1)	m_b
A1, A2, B1, B2 A3, B3, B1	1 0,9	B2, B3, Г1 Г2, Г3	0,85 0,75

Т а б л и ц а 8.7. Значения коэффициента m_H

Нагрузка	m_H	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
Ветровая, монтажная	1,2	1,4

Т а б л и ц а 8.8. Значения коэффициента m_σ

Высота сечения, см	m_σ					
	50 и менее	60	70	80	100	120 и более
Коэффициент m_σ	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

Т а б л и ц а 8.9. Значения коэффициента $m_{сл}$

Толщина слоя, мм	$m_{сл}$			
	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{сл}$	1,1	1,05	1	0,95

Т а б л и ц а 8.10. Значения коэффициента $m_{гн}$

Напряженное состояние	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении r_k/a			
	150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб R_c, R_k	0,8	0,9	1	1
Растяжение R_p	0,6	0,7	0,8	1

Примечание. r_k — радиус кривизны гнутой доски или бруска; a — толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

Таблица 8.11. Расчетные сопротивления фанеры

Фанера	Расчетные сопротивления, МПа						
	растяжению в плоскости листа $R_{ф,р}$	сжатию в плоскости листа $R_{ф,с}$	изгибу из плоскости листа $R_{ф,и}$	скалыванию в плоскости листа $R_{ф,ск}$	срезу перпендикулярно плоскости листа $R_{ф,сп}$		
Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семислойная толщиной 8 мм и более:	вдоль волокон наружных слоев	14	12	16	0,8	6	
	поперек волокон наружных слоев	9	8,5	6,5	0,8	6	
	под углом 45° к волокнам	4,5	7	—	0,8	9	
	пятислойная толщиной 5—7 мм:	вдоль волокон наружных слоев	14	13	18	0,8	5
		поперек волокон наружных слоев	6	7	3	0,8	6
		под углом 45° к волокнам	4	6	—	0,8	9
Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная толщиной 8 мм и более:	вдоль волокон наружных слоев	9	17	18	0,6	5	
	поперек волокон наружных слоев	7,5	13	11	0,5	5	
	под углом 45° к волокнам	3	5	—	0,7	7,5	
Фанера бакелизированная марки ФБС толщиной 7 мм и более:	вдоль волокон наружных слоев	32	28	33	1,8	11	
	поперек волокон наружных слоев	24	23	25	1,8	12	
	под углом 45° к волокнам	16,5	21	—	1,8	16	

Примечание. Расчетное сопротивление смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ $R_{ф,с.90} = R_{ф,см.90} = 4$ МПа и марки ФБС $R_{ф,с.90} = R_{ф,см.90} = 8$ МПа.

волокон, следует принимать равным $\nu_{90 0}=0,5$, а вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон $\nu_{0 90}=0,02$.

Значения модулей упругости стронтовой фанеры в плоскости листа E_{ϕ} и G_{ϕ} и коэффициенты Пуассона ν_{ϕ} при расчете по второй группе предельных состояний принимают по табл. 8.12.

Т а б л и ц а 8.12. Модули упругости, сдвига и коэффициенты Пуассона фанеры

Фанера	Модуль упругости E_{ϕ} , МПа	Модуль сдвига G_{ϕ} , МПа	Коэффициент Пуассона ν_{ϕ}
Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семислойная и пятислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	9000	750	0,085
поперек волокон наружных слоев	6000	750	0,065
под углом 45° к волокнам	2500	3000	0,6
Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная:			
вдоль волокон наружных слоев	7000	800	0,07
поперек волокон наружных слоев	5500	800	0,06
под углом 45° к волокнам	2000	2200	0,6
Фанера бакелизированная марки ФБС:			
вдоль волокон наружных слоев	12 000	1000	0,085
поперек волокон наружных слоев	8500	1000	0,065
под углом 45° к волокнам	3500	4000	0,7

Пр и м е ч а н и е. Коэффициент Пуассона ν_{ϕ} указан для направления, перпендикулярного оси, вдоль которой определен модуль упругости E_{ϕ} .

Модули упругости древесины и фанеры для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, подвергающихся воздействию повышенной температуры, совместному воздействию постоянной и временной длительной нагрузок, определяют умножением указанных выше величин E и G на коэффициенты m_b в табл. 8.6. и коэффициенты m_t и m_d (см. с. 537).

Модуль упругости в расчетах конструкций на устойчивость и по

деформированной схеме следует принимать для древесины $E' = 300 R_c$ (R_c — расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон), модуль сдвига относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон $G_{0,90}^1 = 0,05 E'$; для фанеры соответственно $E_{\text{ф}}^1 = 250 R_{\text{ф},c}$; $G_{\text{ф}}^1 = G_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}^1}{E_{\text{ф}}}$ ($R_{\text{ф},c}$, $E_{\text{ф}}$, $G_{\text{ф}}$ принимаются по табл. 8.11 и 8.12).

ГЛАВА 8.2. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

8.2.1. Центральнo-растянутые и центрально-сжатые элементы

Расчет центрально-растянутых элементов производится по формуле

$$N/F_{\text{нт}} \leq R_p, \quad (8.4)$$

где N — расчетная продольная сила; R_p — расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон; $F_{\text{нт}}$ — площадь поперечного сечения элемента нетто.

При определении $F_{\text{нт}}$ ослабления, расположенные на участке длиной до 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения производится по формулам:

на прочность

$$N/F_{\text{нт}} \leq R_c; \quad (8.5)$$

на устойчивость

$$N/\varphi F_{\text{расч}} \leq R_c, \quad (8.6)$$

где R_c — расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон; φ — коэффициент продольного изгиба; $F_{\text{нт}}$ — площадь нетто поперечного сечения элемента; $F_{\text{расч}}$ — расчетная площадь поперечного сечения элемента, при отсутствии ослаблений или ослаблений в опасных сечениях, не выходящих на кромки (рис. 8.1, а), если площадь ослаблений не превышает 25% $F_{\text{бр}}$, $E_{\text{расч}} = F_{\text{бр}}$ ($F_{\text{бр}}$ — площадь сечения брутто); при ослаблениях, не выходящих на кромки, если площадь ослабления превышает 25% $F_{\text{бр}}$, $F_{\text{расч}} = 4/3 F_{\text{нт}}$; при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки (рис. 8.1, б), $F_{\text{расч}} = F_{\text{нт}}$.

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по формулам: при гибкости элемента $\lambda \leq 70$

$$\varphi = 1 - \alpha (\lambda/100)^2; \quad (8.7)$$

при гибкости элемента $\lambda > 70$

$$\varphi = A/\lambda^2, \quad (8.8)$$

Рис. 8.1. Ослабление сжатых элементов
 а — не выходящие на кромку; б — выходящие на кромку



где коэффициент $\alpha=0,8$ для древесины и $\alpha=1$ для фанеры; коэффициент $A=3000$ для древесины и $A=2500$ для фанеры.
 Гибкость элементов цельного сечения

$$\lambda = l_0/r, \quad (8.9)$$

где l_0 — расчетная длина элемента; $l_0=l\mu_0$, μ_0 определяют по формуле (8.22); r — радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто соответственно относительно осей X или Y .

Составные элементы на податливых соединениях, опертые всем сечениям, рассчитывают на прочность и устойчивость по формулам (8.5) и (8.6), при этом $F_{нт}$ и $F_{расч}$ определяют как суммарные площади всех ветвей. Гибкость составных элементов λ определяют с учетом податливости соединений:

$$\lambda = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \quad (8.10)$$

где λ_y — гибкость всего элемента относительно оси Y (рис. 8.2), вычисленная по расчетной длине элемента l_0 без учета податливости; λ_1 — гибкость отдельной ветви относительно оси $I-I$ (см. рис. 8.2), вычисленная по расчетной длине ветви l_1 ; при l_1 меньше семи толщин (h_1) ветви принимают $\lambda_1=0$; μ_y — коэффициент приведения гибкости

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{bh n_{ш}}{l_0^2 n_c}}, \quad (8.11)$$

здесь b и h — ширина и высота поперечного сечения элемента, см; $n_{ш}$ — расчетное количество швов в элементе, определяемое числом швов, по которым суммируется взаимный сдвиг элементов (на рис. 8.2, а — 4 шва, на рис. 8.2, б — 5 швов); l_0 — расчетная длина элемента, м; n_c — расчетное количество срезов связей в одном шве на 1 м элемента (при нескольких швах с различным количеством срезов

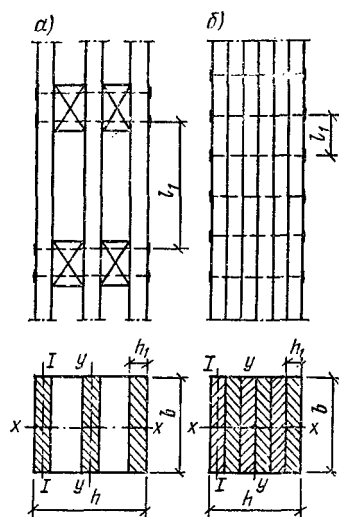


Рис. 8.2. Составные элементы
 а — с прокладками; б — без прокладок

принимают среднее для всех швов количество срезов); k_c — коэффициент податливости соединений (табл. 8.13).

При определении k_c диаметр гвоздей принимают не более 0,1 толщины соединяемых элементов. Если размер защемленных концов гвоздей менее $4d$, то срезы в примыкающих к ним швах в расчете не учитывают. Значение k_c соединений на стальных цилиндрических нагелях определяют по толщине a более тонкого из соединяемых элементов.

При определении k_c диаметр дубовых цилиндрических нагелей принимают не более 0,25 толщины более тонкого из соединяемых элементов.

Связи в швах расставляют равномерно по длине элемента. В шарнирно опертых прямолинейных элементах допускается в средних четвертях длины ставить связи в половинном количестве, вводя в расчет по формуле (8.11) значение n_c , принятое для крайних четвертей длины элемента.

Гибкость составного элемента, вычисленную по формуле (8.11), принимают не более гибкости λ отдельных ветвей, определяемой по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\sum I_{t6p} / F_{6p}}}, \quad (8.12)$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\sqrt{\sum I_{t6p} / F_{6p}}}, \quad (8.13)$$

Т а б л и ц а 8.13. Значения коэффициента k_c

Вид связей	k_c при	
	центральном сжатии	сжатии с изгибом
Гвозди	$\frac{1}{10 d^2}$	$\frac{1}{5 d^2}$
Стальные цилиндрические нагели:		
диаметром $\leq 1/7$ толщины соединяемых элементов	$\frac{1}{5 d^2}$	$\frac{1}{2,5 d^2}$
диаметром $> 1/7$ толщины соединяемых элементов	$\frac{1,5}{ad}$	$\frac{3}{ad}$
Дубовые цилиндрические нагели	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1,5}{d^2}$
Дубовые пластинчатые нагели	—	$\frac{1,4}{\delta b_{пл}}$
Клей	0	0

Примечание. Диаметры гвоздей и нагелей d , толщину элементов a , ширину $b_{пл}$ и толщину δ пластинчатых нагелей принимают в сантиметрах.

где $\Sigma I_{iбр}$ — сумма моментов инерции брутто поперечных сечений отдельных ветвей относительно собственных осей, параллельных оси Y (см. рис. 8.2); $F_{бр}$ — площадь сечения брутто элемента; l_0 — расчетная длина элемента.

8.2.2. Изгибаемые элементы

Расчет изгибаемых элементов, обеспеченных от потери устойчивости, на прочность по нормальным напряжениям производят по формуле

$$M/W_{расч} \leq R_n, \quad (8.14)$$

где M — расчетный изгибаемый момент; R_n — расчетное сопротивление изгибу; $W_{расч}$ — расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента. Для цельных элементов $W_{расч} = W_{нт}$, для составных элементов на податливых соединениях расчетный момент сопротивления принимают равным моменту сопротивления нетто $W_{нт}$, умноженному на коэффициент k_w (табл. 8.14). При определении $W_{нт}$ ослабления сечений, расположенные на участке элемента длиной до 200 мм, принимают совмещенными в одном сечении.

Расчет изгибаемых элементов на прочность по скалыванию выполняют по формуле

$$QS_{ср}/I_{бр} b_{расч} \leq R_{ск}, \quad (8.15)$$

Таблица 8.14. Значения коэффициентов K_w и $K_{ж}$

Коэффициент	Число слоев в элементе	Значение коэффициента для расчета изгибаемых составных элементов при пролетах, м			
		2	4	6	9 и более
K_w	2	0,7	0,85	0,9	0,9
	3	0,6	0,8	0,85	0,9
	10	0,4	0,7	0,8	0,85
$K_{ж}$	2	0,45	0,65	0,75	0,8
	3	0,25	0,5	0,6	0,7
	10	0,07	0,2	0,3	0,4

Примечание. Для промежуточных значений величины пролета и числа слоев коэффициенты определяются интерполяцией.

где Q — расчетная поперечная сила; $S_{бр}$ — статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; $I_{бр}$ — момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; $b_{расч}$ — расчетная ширина сечения элемента; $R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

8.2.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Расчет внецентренно растянутых и растянуто изгибаемых элементов производят по формуле

$$N/F_{расч} + \frac{MR_p}{W_{расч} R_n} \leq R_p, \quad (8.16)$$

где $W_{расч}$ — расчетный момент сопротивления поперечного сечения; $F_{расч}$ — площадь расчетного сечения нетто.

Расчет на прочность внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов производят по формуле

$$N/F_{расч} + M_d/W_{расч} \leq R_c, \quad (8.17)$$

где M_d — изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме.

Для шарнирно опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов синусоидального, параболического, полигонального и близких к ним очертаний, а также для консольных элементов M_d определяют по формуле

$$M_d = M/\xi, \quad (8.18)$$

где ξ — коэффициент, изменяющийся от 0 до 1, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента,

$$\xi = 1 - N/\varphi R_c F_{бр}, \quad (8.19)$$

M — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы; φ — коэффициент, определяемый по формуле (8.8).

В случаях, когда в шарнирно опертых элементах эпюры изгибающих моментов имеют треугольное или прямоугольное очертание, коэффициент ξ по формуле (8.19) умножают на поправочный коэффициент k_H :

$$k_H = a_H + \xi(1 - a_H), \quad (8.20)$$

где a_H — коэффициент, который следует принимать равным 1,22 при эпюрах изгибающих моментов треугольного очертания (от сосредоточенной силы) и 0,81 при эпюрах прямоугольного очертания (от постоянного изгибающего момента).

При несимметричном загрузении шарнирно опертых элементов изгибающий момент M_d определяют по формуле

$$M_d = M_c/\xi_c + M_k/\xi_k, \quad (8.21)$$

где M_c и M_k — изгибающие моменты в расчетном сечении элемента от симметричной и кососимметричной составляющих нагрузки; ξ_c и ξ_k — коэффициенты, определяемые по формуле (8.19) при гибкости, соответствующий симметричной и кососимметричной формам продольного изгиба.

8.2.4. Расчетная длина и предельная гибкость элементов деревянных конструкций

Для определения расчетной длины прямолинейных элементов, нагруженных продольными силами по концам, коэффициент μ_0 равен: при шарнирно закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента — 1; при одном шарнирно закрепленном и другом защемленном конце — 0,8; при одном защемленном и другом свободном нагруженном конце — 2,2; при обоих защемленных концах — 0,65.

В случае распределенной равномерно по длине элемента продольной нагрузки коэффициент μ_0 принимают равным: при обоих шарнирно закрепленных концах — 0,73; при одном защемленном и другом свободном конце — 1,2.

Расчетную длину пересекающихся элементов, соединенных между собой в месте пересечения, принимают равной: при проверке устойчивости в плоскости конструкций — расстоянию от центра узла до точки пересечения элементов; при проверке устойчивости из плоскости конструкции, в случае пересечения двух сжатых элементов — полной длине элемента, в случае пересечения сжатого элемента с работающим — $l_1 \times \mu_0$:

$$\mu_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + (l_1/l_2) (\lambda_1^2 F_2 / \lambda_2^2 F_1)}}, \quad (8.22)$$

где l_1, λ_1, F_1 — соответственно полная длина, гибкость и площадь поперечного сечения сжатого элемента; l_2, λ_2, F_2 — соответственно длина, гибкость и площадь поперечного сечения неработающего элемента.

μ_0 принимают не менее 0,5; в случае пересечения сжатого элемента с растянутым равной по величине силой — наибольшей длине сжатого элемента, измеряемой от центра узла до точки пересечения элементов.

Если пересекающиеся элементы имеют составное сечение, то в формуле (8.22) следует подставлять соответствующие значения гибкости, определяемые по формуле (8.10).

Гибкость элементов и их отдельных ветвей в деревянных конструкциях не должна превышать значений, указанных в табл. 8.15.

Т а б л и ц а 8.15. Предельная гибкость элементов λ_{\max}

Элемент конструкции	Предельная гибкость
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны	120
Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
Сжатые элементы связей	200
Растянутые пояса ферм в вертикальной плоскости	150
Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200

8.2.5. Особенности расчета клееных элементов из фанеры с древесиной

Расчет клееных элементов из фанеры с древесиной выполняют по методу приведенного поперечного сечения.

Прочность растянутой фанерной обшивки плит (рис. 8.3) и панелей проверяют по формуле

$$M/W_{\text{пр}} \leq m_{\text{ф}} R_{\text{фр}}, \quad (8.23)$$

где M — расчетный изгибающий момент; $R_{\text{фр}}$ — расчетное сопротивление фанеры растяжению; $m_{\text{ф}}$ — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки, при усовом соединении или с двусторонними накладками $m_{\text{ф}}=0,6$ для фанеры обычной и $m_{\text{ф}}=0,8$ для фанеры бакелизированной, при отсутствии стыков $m_{\text{ф}}=1$;

$W_{\text{пр}}$ — момент сопротивления поперечного сечения, приведенного к фанере,

$$W_{\text{пр}} = I_{\text{пр}}/y_0, \quad (8.24)$$

где y_0 — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до

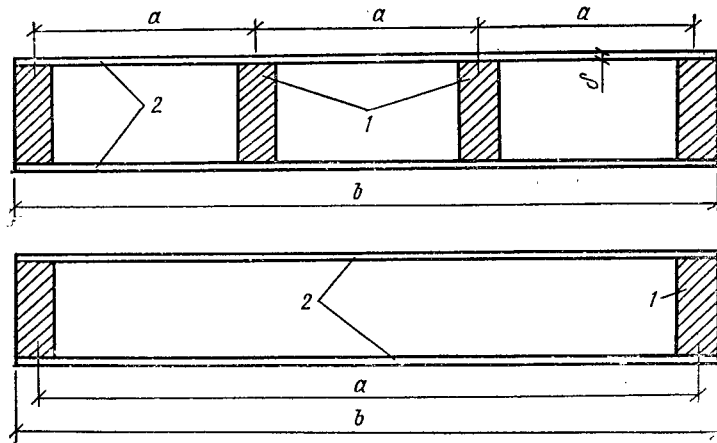


Рис. 8.3. Поперечное сечение клееных плит из фанеры и древесины
1 — продольные ребра; 2 — обшивка

нижней грани обшивки; $I_{пр}$ — момент инерции сечения, приведенного к фанере:

$$I_{пр} = I_{ф} + I_{д} (E_{д}/E_{ф}), \quad (8.25)$$

$I_{ф}$ — момент инерции поперечного сечения фанерных обшивок; $I_{д}$ — момент инерции поперечного сечения деревянных ребер каркаса; $E_{д}/E_{ф}$ — отношение модулей упругости древесины и фанеры.

При определении $W_{пр}$ расчетную ширину фанерных обшивок принимают равной: $b_{расч} = 0,9 b$ при $l \geq 6a$ и $b_{расч} = 0,15 (l/a)b$ при $l < 6a$ (b — полная ширина сечения плиты; l — пролет плиты, a — расстояние между продольными ребрами по осям).

Устойчивость сжатой обшивки плит и панелей проверяют по формуле

$$M / \varphi_{ф} W_{пр} \leq R_{ф.с.},$$

$$\text{где } \varphi_{ф} = \frac{1250}{(a/\delta)^2} \text{ при } a/\delta \geq 50, \quad (8.26)$$

$$\varphi_{ф} = 1 - \frac{(a/\delta)^2}{5000} \text{ при } a/\delta < 50$$

(a — расстояние между ребрами в свету; δ — толщина фанеры).

Верхнюю обшивку плит дополнительно следует проверять на местный изгиб от сосредоточенного груза $P = 1$ кН (с коэффициентом перегрузки $n = 1,2$) как заделанную в местах приклеивания к ребрам пластинку,

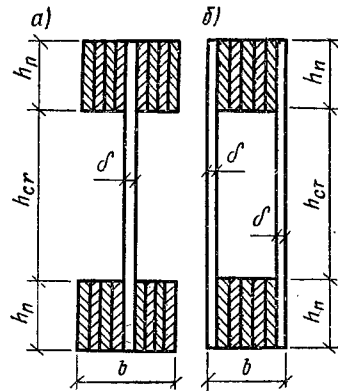


Рис. 8.4. Поперечные сечения клееных балок с плоской фанерной стенкой
 а — двутаврового сечения; б — коробчатого сечения

Проверку на скалывание ребер каркаса плит и панелей или обшивки по шву в месте примыкания ее к ребрам производят по формуле

$$QS_{\text{пр}}/I_{\text{пр}} b_{\text{расч}} \leq R_{\text{ск}}, \quad (8.27)$$

где Q — расчетная поперечная сила; $S_{\text{пр}}$ — статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси; $R_{\text{ск}}$ — расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон или фанеры вдоль волокон наружных слоев; $b_{\text{расч}}$ — расчетная ширина сечения, которую следует принимать равной суммарной ширине ребер каркаса.

Расчет на прочность поясов изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений с фанерными стенками (рис. 8.4) производят по формуле (8.14), принимая $W_{\text{расч}} = W_{\text{пр}}$, при этом напряжения в растянутом поясе не должны превышать R_p , а в сжатом — φR_c (φ — коэффициент продольного изгиба из плоскости изгиба).

При проверке стенки на срез по нейтральной оси в формуле (8.27) $R_{\text{ск}}$ принимается равным $R_{\text{ф ср}}$ (см. табл. 8.11), а расчетная ширина

$$b_{\text{расч}} = \Sigma \delta_{\text{ст}}, \quad (8.28)$$

где $\Sigma \delta_{\text{ст}}$ — суммарная толщина стенок.

При проверке скалывания по швам между поясами и стенкой в формуле (8.27) $R_{\text{ск}} = R_{\text{ф ск}}$, а расчетная ширина сечения

$$b_{\text{расч}} = nh_{\text{п}}, \quad (8.29)$$

где $h_{\text{п}}$ — высота поясов; n — число вертикальных швов.

8.2.6. Определение прогибов изгибаемых элементов

Деформации деревянных конструкций или их отдельных элементов определяют с учетом сдвига и податливости соединений. Значения деформаций податливого соединения при полном использовании его несущей способности принимают по табл. 8.16, а при полном — пропорциональной действующему на соединение усилию.

Прогибы элементов зданий и сооружений не должны превышать значений, приведенных в табл. 8.17. Предельные значения прогибов можно принимать по дополнению к СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» (Доп. разд. 10. Прогибы и перемещения).

Т а б л и ц а 8.16. Значения деформаций соединений

Соединение	Деформация соединения, мм
На лобовых врубках и торец в торец	1,5
На нагелях всех видов	2
В примыканиях поперек волокон	3
В клееных соединениях	0

Т а б л и ц а 8.17. Предельные прогибы элементов

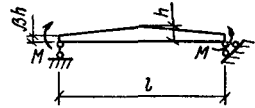
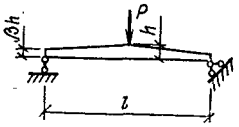
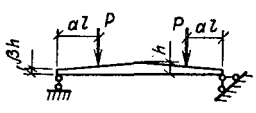
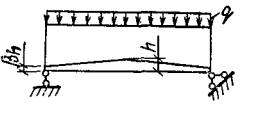
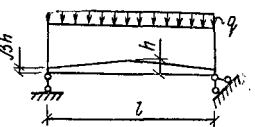
Элементы конструкций	Предельные прогибы в долях пролета, не более
Балки междуэтажных перекрытий	1/250
Балки чердачных перекрытий	1/200
Покрытия (кроме ендов):	
прогоны, строительные ноги	1/200
балки консольные	1/150
фермы, клееные балки (кроме консольных)	1/300
плиты	1/250
обрешетки, настилы	1/150
Несущие элементы ендов	1/400
Панели и элементы фахверка	1/250

Примечания: 1. При наличии штукатурки прогиб элементов перекрытий только от длительной временной нагрузки не должен превышать 1/350 пролета. 2. При наличии строительного подъема предельный прогиб клееных балок допускается увеличивать до 1/200 пролета.

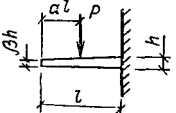
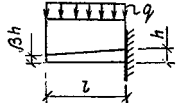
Прогиб изгибаемых элементов определяют по моменту инерции поперечного сечения брутто.

Для составных сечений момент инерции умножается на коэффициент $k_{ж}$ учитывающий сдвиг податливых соединений, приведенный в табл. 8.14.

Таблица 8.18. Значения коэффициентов k и c для вычисления прогибов балок с учетом переменности сечения и деформаций сдвига

Поперечные сечения балки	Расчетная схема	k	c
Прямоугольное		β	0
		$0,23+0,77\beta$	$16,1+7,6\beta$
		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \times \frac{1}{3 - 4\alpha^2}$
		$0,15+0,85\beta$	$15,4+3,8\beta$
Двутавровое		$0,4+0,6\beta$	$(45,3 - 6,9\beta) \gamma$

Продолжение табл. 8.18

Поперечные сечения балки	Расчетная схема	k	c
Прямоугольное		$0,23 + 0,77\beta + 0,6\alpha(1-\beta)$	$[8,2 + 2,4 \times (1-\beta)\alpha + 3,8\beta] \times \frac{1}{(2+\alpha)(1-\alpha)}$
		$0,35 + 0,65\beta$	$5,4 + 2,6\beta$

Примечание. γ — отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).

Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных изгибаемых элементов постоянного и переменного сечений определяют по формуле

$$f = (f_0/k) [1 + c(h/l)^2], \quad (8.30)$$

где f_0 — прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; h — наибольшая высота сечения; l — пролет балки; k — коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, для балок постоянного сечения $h=1$; c — коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

Значения коэффициентов k и c для основных расчетных схем балок приведены в табл. 8.18.

Прогиб клееных элементов из фанеры с древесиной следует определять, принимая жесткость сечения равной $0,7 EI_{пр}$.

ГЛАВА 8.3. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

8.3.1. Общие указания

Расчетную несущую способность соединений, работающих на смятие и скалывание, определяют по формулам:

из условия скалывания древесины

$$T = R_{смд} F_{смд}; \quad (8.31)$$

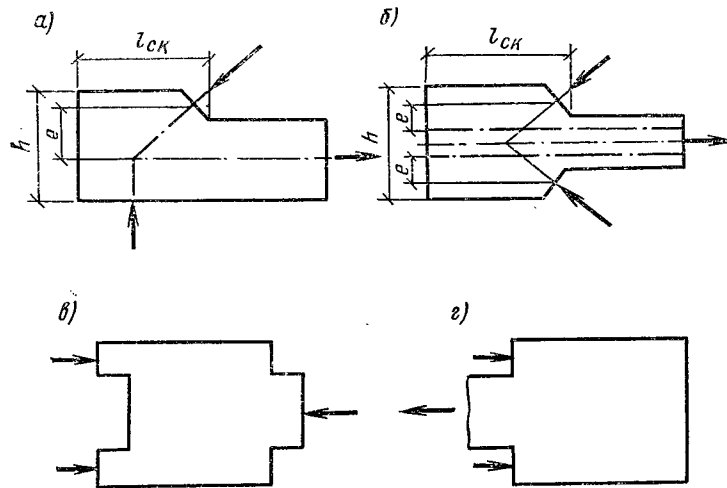


Рис. 8.5. Врезки в элементах соединений
 а — несимметричная; б — симметричная; в, г — схемы скалывания в соединениях

из условия скалывания древесины

$$T = R_{ск}^{cp} F_{ск}, \quad (8.32)$$

где $F_{см}$ — расчетная площадь смятия; $F_{ск}$ — расчетная площадь скалывания; $R_{см\alpha}$ — расчетное сопротивление древесины смятию под углом к направлению волокон; $R_{ск}^{cp}$ — расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон.

$$R_{ск}^{cp} = R_{ск}/1 + \beta (l_{ск}/e), \quad (8.33)$$

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон (при расчете по максимальному напряжению); $l_{ск}$ — расчетная длина плоскости скалывания, принимаемая не более 10 глубин врезки в элемент; e — плечо сил скалывания, принимаемое равным $0,5h$ при расчете элементов с несимметричной врезкой в соединяемых без зазора между элементами (рис. 8.5, а) и $0,25h$ при расчете симметрично загруженных элементов с симметричной врезкой (рис. 8.5, б); h — полная высота поперечного сечения элемента; β — коэффициент, $\beta=0,25$ при расчете соединений, работающих по схеме, показанной на рис. 8.5, г и $\beta=0,125$ при расчете соединений, работающих по схеме согласно рис. 8.5, в, если обеспечено обжатие по плоскостям скалывания; отношение $l_{ск}/e$ должно быть не менее 3.

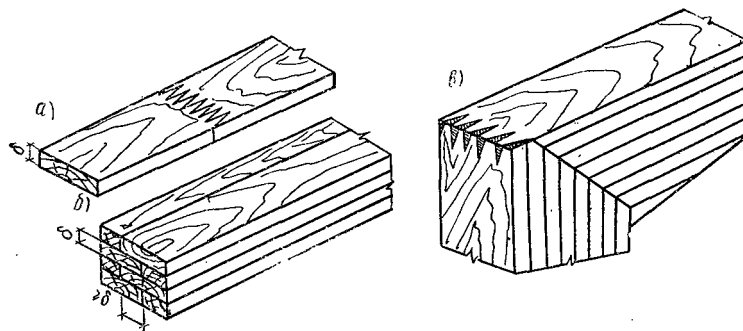


Рис. 8.6. Клеевые соединения

a — при стыковании отдельных слоев по длине зубчатым шипом, выходящим на пласт; *б* — при образовании пакетов и сплачивании по пласти и кромке; *в* — при стыковании клееных элементов под углом зубчатым шипом

8.3.2. Клеевые соединения

Клеевые соединения при расчете конструкций следует рассматривать как неподатливые соединения.

Клеевые соединения используют: для стыкования отдельных слоев на зубчатом соединении (рис. 8.6, *a*); для образования сплошного сечения (пакетов) путем сплачивания слоев по высоте и ширине сечения. При этом по ширине пакета швы склеиваемых кромок в соседних слоях сдвигают не менее чем на толщину слоя δ по отношению друг к другу (рис. 8.6, *б*); для стыкования клееных пакетов, сопрягаемых под углом на зубчатый шип по всей высоте сечения (рис. 8.6, *в*).

Внутренний угол между осями сопрягаемых под углом элементов должен быть не менее 104° .

Применение усового соединения допускается для фанеры вдоль волокон наружных слоев. Длину усового соединения принимают не менее 10 толщин стыкуемых элементов.

Толщину склеиваемых слоев в элементах, как правило, не следует принимать более 33 мм. В прямолинейных элементах допускается толщина слоев до 42 мм при условии устройства в них продольных прорезей.

В клееных элементах из фанеры с древесиной не следует применять доски шириной более 100 мм при склеивании их с фанерой и более 150 мм в примыканиях элементов под углом от 30 до 45° .

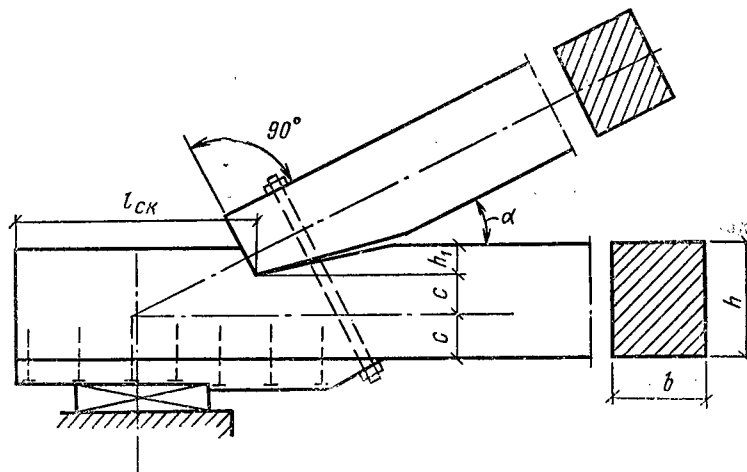


Рис. 8.7. Лобовая врубка с одним зубом

8.3.3. Соединения на врубках

Узловые соединения элементов из брусьев и круглого леса на лобовых врубках выполняют с одним зубом (рис. 8.7).

Рабочая плоскость смятия во врубках при соединении элементов, не испытывающих поперечного изгиба, должна располагаться перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента. Если примыкающий элемент помимо сжатия испытывает поперечный изгиб, рабочую плоскость смятия во врубках располагают перпендикулярно равнодействующей осевой и поперечной сил.

Элементы, соединяемые на лобовых врубках, должны быть стянуты болтами.

Лобовые врубки рассчитывают на скалывание, принимая расчетное сопротивление скалыванию по п. 5 табл. 8.4.

Длину плоскости скалывания лобовых врубок принимают не менее $1,5 h$ (где h — полная высота сечения скалываемого элемента).

Глубину врубки принимают не более $1/4 h$ в промежуточных узлах сквозных конструкций и не более $1/3 h$ в остальных случаях, при этом глубина врубок h_1 в брусьях должна быть не менее 2 см, а в круглых лесоматериалах — не менее 3 см.

Расчет на смятие лобовых врубок с одним зубом производят по плоскости смятия (см. рис. 8.7). Угол смятия древесины α принимают равным углу между направлениями сминающего усилия и волокон сминаемого элемента.

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом к волокнам для лобовых врубок определяют по формуле (8.2) и примеч. 2 к табл. 8.4 независимо от размеров площади смятия.

8.3.4. Соединения на цилиндрических нагелях

Расчетную несущую способность цилиндрического нагеля на один шов сплачивания в соединениях элементов из сосны и ели (рис. 8.8) при направлении усилий, передаваемых нагелями вдоль волокон и гвоздями под любым углом, определяют по табл. 8.19.

Расчетную несущую способность цилиндрических нагелей при направлении передаваемого нагелем усилия под углом к волокнам определяют с умножением: на коэффициент k_α (табл. 8.20) при расчете на смятие древесины в нагельном гнезде; на величину $\sqrt{k_\alpha}$ при расчете нагеля на изгиб; угол α принимают равным большему из углов смятия нагелем элементов, прилегающих к рассматриваемому шву.

Расчетную несущую способность нагелей в соединениях элементов конструкций из древесины других пород в различных условиях эксплуатации, в условиях повышенной температуры, при действии только постоянных и длительных временных нагрузок определяют с умножением: на соответствующий коэффициент по табл. 8.5; 8.6; 8.7 при расчете нагельного соединения из условия смятия древесины в нагельном гнезде или на корень квадратный из этого коэффициента при расчете нагельного соединения из условия изгиба нагеля.

Нагельное соединение со стальными накладками и прокладками на болтах или глухих цилиндрических нагелях (рис. 8.9) допускается применять в тех случаях, когда обеспечена необходимая плотность постановки нагелей. Глухие стальные цилиндрические нагели должны иметь заглубление в древесину не менее 5 диаметров нагеля.

Стальные накладки и прокладки следует проверять на растяжение по ослабленному сечению и на смятие под нагелем.

Несущую способность соединения на цилиндрических нагелях из одного материала, но разных диаметров определяют как сумму несущих способностей всех нагелей, за исключением растянутых стыков, для которых вводится снижающий коэффициент 0,9.

Расстояние между осями цилиндрических нагелей вдоль волокон древесины s_1 поперек волокон s_2 и от кромки элемента s_3 (рис. 8.10) принимают не менее: для стальных нагелей $s_1=7d$; $s_2=3,5d$; $s_3=3d$; для алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $s_1=6d$; $s_2=3,5d$; $s_3=3d$; для дубовых нагелей $s_1=5d$; $s_2=3d$; $s_3=2,5d$.

При толщине пакета b меньше $10d$ (см. рис. 8.10) допускается

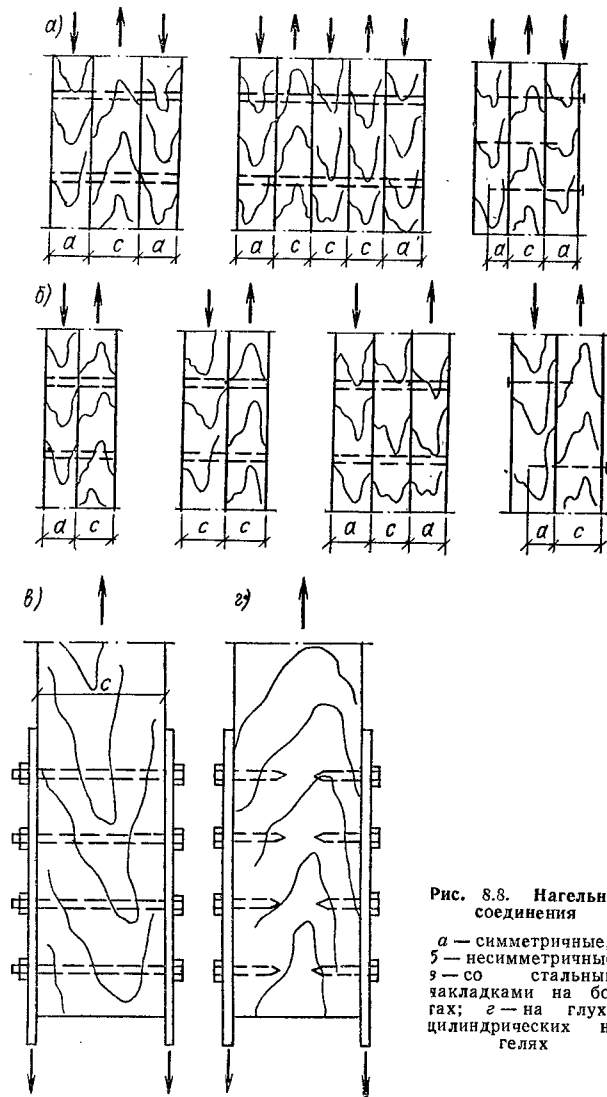


Рис. 8.8. Нагельные соединения
 а — симметричные;
 б — несимметричные;
 в — со стальными закладками на болтах; г — на глухих цилиндрических нагелях

Т а б л и ц а 8.19. Расчетная несущая способность соединений

Схемы соединений	Напряженное состояние соединений	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения (см. рис. 8.8, а)	а) смятие в средних элементах	$0,5cd$	$0,3cd$
	б) смятие в крайних элементах	$0,8ad$	$0,5ad$
2. Несимметричные соединения (см. рис. 8.8, б)	а) смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах соединений	$0,35cd$	$0,2cd$
	б) смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,25cd$	$0,14cd$
	в) смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	$0,8ad$	$0,5ad$
	г) смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$k_{н}ad$	$k_{н}ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$, но не более $4d^2$	—
	б) изгиб нагеля из стали С38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,5d^2$	—
	в) изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,2d^2$	—
	г) изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$, но не более $1,8d^2$	—
	д) изгиб нагеля из древесно-слоистого пластика ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$, но не более d^2	—

Продолжение табл. 8.19

Схемы соединений	Напряженное состояние соединений	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
	с) изгиб дубового нагеля	—	$0,45d^2 + 0,02a^2$, но не более $0,65d^2$

Примечания: 1. c — толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений; a — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений; d — диаметр нагеля; все размеры в см. 2. Расчетную несущую способность нагеля в двухсрезных несимметричных соединениях при неодинаковой толщине элементов определяют: а) из условия смятия в среднем элементе толщиной c при промежуточных значениях a между c и $0,5c$ интерполяцией между значениями по пп. 2а и 2б; б) при толщине крайних элементов $a > c$ из условия смятия в крайних элементах по п. 2а с заменой c на a ; в) находя из условий изгиба нагеля толщину крайнего элемента a в п. 3 принимают не более $0,6c$. 3. Значения коэффициента k_n для определения расчетной несущей способности при смятии в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах несимметричных соединений при $c \geq a \geq 0,35c$ приведены в табл. 8.21. 4. Расчетную несущую способность нагеля в рассматриваемом шве принимают равной меньшему из всех значений, полученных по формулам данной таблицы. 5. Расчет нагельных соединений на скалы производить не следует, если выполняются условия расстановки нагелей в соответствии с рис. 8.10. 6. Диаметр нагеля d назначают из условия наиболее полного использования его несущей способности по изгибу. 7. Число нагелей n_n в симметричном соединении, кроме гвоздевого, определяют по формуле

$$n_n = N/Tn_{ш}, \quad (8.34)$$

где N — расчетное усилие; T — наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам данной таблицы; $n_{ш}$ — число расчетных швов нагеля.

принимать: для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей $s_1=6d$; $s_2=3d$; $s_3=2,5d$; для дубовых нагелей $s_1=4d$; $s_2=s_3=2,5d$.

Нагели в растянутых стыках располагают в два или четыре продольных ряда; в конструкциях из круглых лесоматериалов допускается шахматное расположение нагелей в два ряда с расстоянием между осями нагелей вдоль волокон $2s_1$, а поперек волокон $s_2=s_3=2,5d$.

Таблица 8.20. Значения коэффициента k_α

Угол, град	Для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				Для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

Примечания: 1. Значение k_α для промежуточных углов определяется интерполяцией. 2. При расчете односрезных соединений для более толстых элементов, работающих на смятие под углом, значение k_α следует умножить на дополнительный коэффициент 0,9 при $c/a < 1,5$ и на 0,75 при $c/a \geq 1,5$.

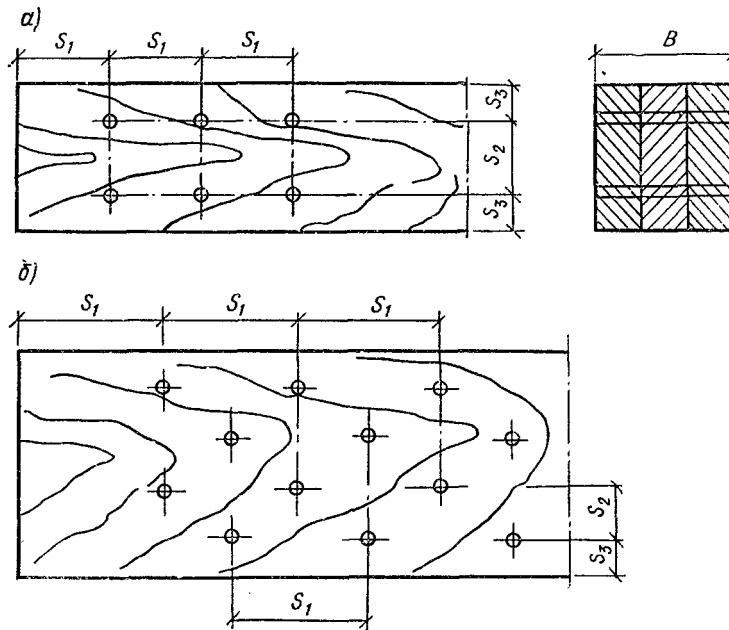


Рис. 8.9. Расстановка нагелей
а — прямая; б — в шахматном порядке

При определении расчетной длины защемления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть гвоздя длиной $1,5d$, кроме того, из длины гвоздя следует вычитать по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами.

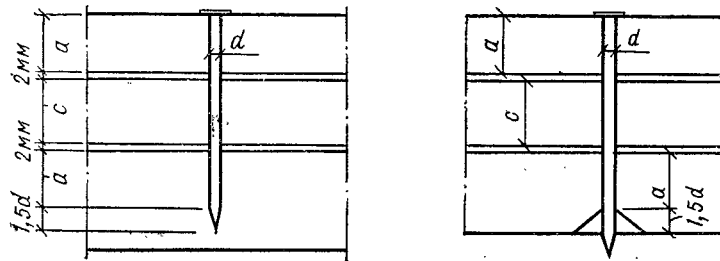


Рис. 8.10. Определение расчетной длины защемления конца гвоздя

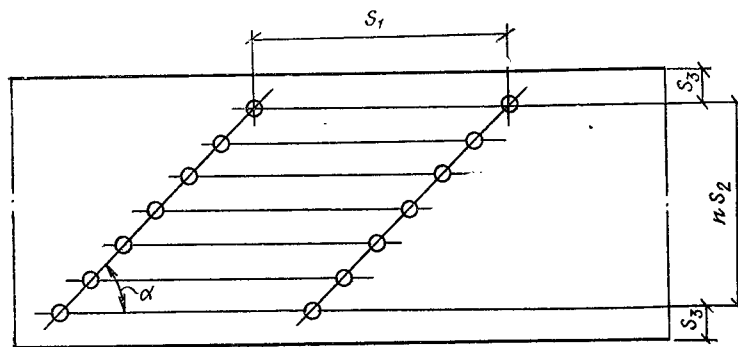


Рис. 8.11. Расстановка гвоздей косыми рядами

Т а б л и ц а 8.21. Значения коэффициента K_n

Нагель	k_n для односрезных соединений при a/c , кН						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35
Дубовый нагель	0,5	0,5	0,44	0,38	0,32	0,26	0,2

Если расчетная длина защемления конца гвоздя получается меньше $4d$, его работу в примыкающем к нему шве учитывать не следует.

При свободном выходе гвоздя из пакета расчетную толщину последнего элемента уменьшают на $1,5d$ (рис. 8.11).

Диаметр гвоздей принимают не более $0,25$ толщины пробиваемых элементов.

Расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины принимают не менее: $s_1=15d$ при толщине пробиваемого элемента $c \geq 10d$; $s_1=25d$ при толщине пробиваемого элемента $c=4d$.

Для промежуточных значений толщины c наименьшее расстояние определяют по интерполяции.

Для элементов, не пробиваемых гвоздями насквозь, независимо от их толщины, расстояние между осями гвоздей принимают равным $s_1 \geq 15d$.

Расстояние вдоль волокон древесины от гвоздя до торца элемента во всех случаях принимают не менее $s_1=15d$.

Расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины при прямой расстановке гвоздей принимают не менее $s_2=4d$; при шахматной расстановке или расстановке их косыми рядами под углом $\alpha \leq 45^\circ$ (см. рис. 8.11) расстояние может быть уменьшено до $3d$.

Расстояние s_3 от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки элемента не менее $4d$.

Расстояние между гвоздями вдоль волокон древесины в элементах из осины, ольхи и тополя увеличивают на 50% по сравнению с указанными выше.

Применение шурупов и глухарей в качестве нагелей, работающих на сдвиг, допускается в односрезных соединениях со стальными накладками и накладками из бакелизированной фанеры. Расстояния между осями шурупов принимают как для стальных цилиндрических нагелей.

Несущую способность шурупов и глухарей при заглублении их ненарезной части в древесину не менее чем на два диаметра определяют по правилам для стальных цилиндрических нагелей.

Расчетная несущая способность соединений приведена в табл. 8.19.

8.3.5. Соединения на гвоздях и шурупах, работающих на выдергивание

Сопротивление гвоздей выдергиванию допускается учитывать во второстепенных элементах (настилы, подшивка потолка и др.) или в конструкциях, где выдергивание гвоздей сопровождается одновременной работой их как нагелей.

Не допускается учитывать работу на выдергивание гвоздей, забитых в заранее просверленные отверстия, забитых в торец (вдоль волокон), а также при динамических воздействиях на конструкцию.

Расчетную несущую способность на выдергивание одного гвоздя (в МН), забитого в древесину поперек волокон, определяют по формуле

$$T_{в.г} = R_{в.г} \pi d l_1, \quad (8.35)$$

где $R_{в.г}$ — расчетное сопротивление выдергиванию на единицу поверхности соприкосновения гвоздя с древесиной, которое принимают для воздушно-сухой древесины равным 0,3 МПа, а для сырой, высыхающей в конструкции, — 0,1 МПа; d — диаметр гвоздя, м (см); l_1 — расчетная длина защемленной, сопротивляющейся выдергиванию части гвоздя, м (см).

В условиях повышенной влажности или температуры, а также при расчете на действие кратковременной или постоянной и длительной временной нагрузок расчетные сопротивления выдергиванию для воздушно-сухой древесины умножают на коэффициенты, приведенные в табл. 8.6 и 8.7. При диаметре гвоздей более 5 мм в расчет вводят диаметр, равный 5 мм.

Длина защемленной части гвоздя должна быть не менее двух толщин пробиваемого деревянного элемента и не менее $10d$.

Расстановку гвоздей, работающих на выдергивание, производят по правилам расстановки гвоздей, работающих на сдвиг.

Расчетную несущую способность на выдергивание одного шурупа или глухаря (в МН), завинченного в древесину поперек волокон, определяют по формуле

$$T_{в.ш} = R_{в.ш} \pi d l_1, \quad (8.36)$$

где $R_{в.ш}$ — расчетное сопротивление выдергиванию шурупа или глухаря на единицу поверхности соприкосновения нарезной части шурупа с древесиной, которое принимают для воздушно-сухой древесины равным 1 МПа; расчетное сопротивление выдергиванию умножают в соответствующих случаях на коэффициенты, приведенные в табл. 8.6 и 8.7; d — наружный диаметр нарезной части шурупа, м (см); l_1 — длина нарезной части шурупа, сопротивляющаяся выдергиванию, м (см).

Расстояние между осями винтов — не менее $s_1 = 10d$, $s_2 = s_3 = 5d$ (см. рис. 8.10),

ГЛАВА 8.4. ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В растянутых и изгибаемых элементах из пиломатериалов не следует допускать ослаблений на кромках.

Расчет элементов из круглых лесоматериалов на устойчивость

производят по сечению, расположенному в середине расчетной длины элемента, а на прочность — по сечению с максимальным изгибаемым моментом.

Размер опорной части плит покрытий принимают не менее 5,5 см. Плиты покрытий следует прикреплять к несущей конструкции с каждой стороны соединениями, воспринимающими усилия сдвига и отрыва.

Стыки деревянных растянутых элементов следует осуществлять совмещенными в одном сечении, перекрывая их накладками на стальных цилиндрических нагелях или иных соединениях.

Конструкция стыков растянутых элементов должна обеспечивать осевую передачу растягивающего усилия.

Не следует применять узлы и стыки с соединениями на связях различной податливости, а также стыки, в которых часть деревянных элементов соединена непосредственно, а часть — через промежуточные элементы и соединения.

Площадь поперечного сечения нетто деревянных элементов сквозных несущих конструкций должна быть не менее 50 см², а также не менее 0,5 полной площади сечения брутто при симметричном ослаблении и 0,67 при несимметричном ослаблении.

Настилы и обрешетки под кровлю рассчитывают на следующие сочетания нагрузок: а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб); б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с умножением на коэффициент перегрузки $n = 1,2$ (расчет только на прочность).

При сплошном настиле или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок или брусков не более 150 мм нагрузку от сосредоточенного груза передают на две доски или два бруска, а при расстоянии более 150 мм — на одну доску или один брусок. При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) сосредоточенный груз распределяют на ширину 500 мм рабочего настила.

Конструктивные меры и защитная обработка древесины должны предусматривать: предохранение древесины конструкций от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, грунтовыми и талыми водами; предохранение древесины конструкций от промерзания, капиллярного и конденсационного увлажнения; систематическую просушку древесины конструкций путем создания осушающего температурно-влажностного режима (естественная и принудительная вентиляция помещений, устройство в конструкциях и частях зданий осушающих продухов, аэраторов).

Деревянные конструкции должны быть открытыми, хорошо проветриваемыми, по возможности доступными во всех частях для

осмотра, профилактического ремонта, возобновления защитной обработки древесины и др.

В отапливаемых зданиях несущие конструкции следует располагать без пересечения их с ограждающими конструкциями.

Не допускается глухая заделка частей деревянных конструкций в каменные стены.

Несущие клееные деревянные конструкции, эксплуатируемые на открытом воздухе, должны иметь сплошное сечение; верхние горизонтальные и наклонные грани этих конструкций защищают антисептированными досками, козырьками из оцинкованного кровельного железа, алюминия, стеклопластика или другого атмосферостойкого материала.

Опирание несущих деревянных конструкций на фундаменты, каменные стены, стальные и железобетонные колонны осуществляют через гидроизоляционные прокладки.

Деревянные подкладки (подушки), на которые устанавливаются опорные части несущих конструкций, изготавливают из антисептированной древесины преимущественно лиственных пород.

Металлические накладки в соединениях конструкций, эксплуатируемых в условиях, где возможно выпадение конденсата, отделяют от древесины гидроизоляционным слоем.

Покрытия с деревянными несущими и ограждающими конструкциями проектируют, как правило, с наружным отводом воды.

В ограждающих конструкциях должно быть исключено влагонакапливание в процессе эксплуатации. В панелях стен и плитах покрытий предусматривают вентиляционные продухи, сообщающиеся с наружным воздухом.

Рулонные и пленочные материалы, используемые в качестве пароизоляции в плитах и панелях стен, у которых обшивки соединены гвоздями или шурупами с деревянным или клееным каркасом из фанеры или древесины, должны укладываться сплошным непрерывным слоем между каркасом и обшивкой.

В ограждающих конструкциях с соединением обшивок с каркасом на клею применяют окрасочную или обмазочную пароизоляцию. Швы между панелями и плитами утепляют и уплотняют герметизирующими материалами.

Плиты покрытий. Утепленные плиты покрытий состоят из несущего каркаса, наружной и внутренней обшивок, утеплителя и пароизоляции. Неутепленные плиты имеют одну или две обшивки в зависимости от конструкции кровли.

Каркас плит и панелей выполняется из цельных или клееных пиломатериалов, ребер с фанерной стенкой и гнотоклееных фанерных профилей. В качестве обшивок используются водостойкая фанера,

плоские асбестоцементные листы, древесные плиты (ДВП, ДСП, ЦСП), листовые материалы на основе пластмасс. В качестве утеплителя рекомендуются минераловатные плиты на синтетическом связующем, укладываемые на внутреннюю обшивку по слою пленочной или покрасочной пароизоляции. Возможно применение и других эффективных утеплителей, например заливочных пенопластов.

Плиты покрытий могут быть использованы под мягкую кровлю из рулонного трехслойного ковра (один слой наклеивается на заводе); жесткую кровлю из волокнистых асбестоцементных листов, стальных профилированных настилов и др. Предпочтительнее использовать вариант с жесткой кровлей.

В плитах покрытий всех типов должна быть обеспечена естественная вентиляция внутренних полостей наружным воздухом. Вентиляция может осуществляться поперек или вдоль ската. В случае устройства кровли из волокнистых асбестоцементных листов вентиляция обеспечивается вдоль ската через волны кровельных листов.

Балки. Для покрытий рекомендуются балки клееные и балки из цельной древесины — брусчатые на пластинчатых нагелях. Деревянные клееные балки в зависимости от применяемых материалов подразделяются на: дощатоклееные прямоугольного поперечного сечения, состоящие из склеенных между собой по пласти досок; клеефанерные с поясами из клееной древесины и стенками из водостойкой фанеры.

Применение односкатных балок переменного сечения не рекомендуется, следует использовать балки постоянной высоты, устанавливаемые наклонно вдоль ската.

Фермы. В покрытиях применяют однопролетные фермы из клееной или цельной (предпочтительно из брусьев) древесины. Для пролетов до 12 м могут применяться дощатые фермы. Стыки элементов верхнего пояса ферм из цельной древесины обычно осуществляются в узлах или вблизи узлов непосредственным упором. Стыки перекрываются деревянными накладками, которые обеспечивают необходимую жесткость сжатых поясов из плоскости.

Осевые усилия и перемещения в элементах ферм допускается определять в предположении шарниров в узлах. Расчетные значения усилий определяются в поясах всех типов ферм и во всех элементах треугольных ферм от действия постоянной и временной (снеговой) нагрузок по всему пролету; в решетке всех типов ферм, кроме треугольных, а также от действия постоянной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) — на половине пролета.

ПРИЛОЖЕНИЯ

1. Рекомендуемый сортамент пиломатериалов

Толщина (высота), мм	Ширина, мм			
	100	125	150	175
19	100	125	150	—
25	100	125	150	175
40	100	125	150	—
50	100	125	150	175
100	—	125	150	175
150	—	125	150	175
175	—	125	—	175

2. Размеры листовой фанеры

Марка листовой фанеры	Размеры листов, мм	
	толщина	длина, ширина
ФСФ (березовая)	6, 8, 9, 10, 12	1525×1525 1525×1220 1220×1220
ФБС	7, 10, 12, 14, 16	5600×1200 4850×1200 4400×1500

Примечание. В ограждающих и несущих конструкциях допускается применение фанеры только на водостойких клеях толщиной не менее 6 мм.

3. Техническая характеристика древесных плит

Показатель	ДВПс	ДСПк	ДСПф	МДП	ЦСП
Плотность, кг/м ³	Свыше 850	750—850	700—850	900—1200	1200—1300
Длина, мм	2750—3600	1830, 3660	1830, 3660	3600	2600—3600
Ширина, мм	1200—1830	1200, 1830	1220, 1830	1220	1200
Толщина, мм	5—10	12—22	10—22	10—18	8—40
Влажность, %	5—8	8±2	8±2	9±4	До 12
Водопоглощение за 24 ч, %	30	До 15	До 15	18, 25	До 16
Набухание за 24 ч, %	20	До 5	До 5	10, 15	До 1,8

РАЗДЕЛ 9. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ*

ГЛАВА 9.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основания зданий и сооружений проектируют на основе: инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий (см. приложение к настоящему разделу); данных, характеризующих назначение, конструктивные и технологические особенности сооружения, нагрузки, действующие на фундаменты; технико-экономического сравнения возможных вариантов проектных решений для принятия варианта, обеспечивающего наиболее полное использование прочностных и деформационных характеристик грунтов и физико-механических свойств материалов фундаментов.

ГЛАВА 9.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ

Основания рассчитывают по двум группам предельных состояний: по несущей способности и по деформациям. Основания рассчитывают по деформациям во всех случаях.

Расчет оснований по несущей способности производят в случаях, если: на основание передаются значительные горизонтальные нагрузки (подпорные стены, фундаменты распорных конструкций и т. п.); сооружение расположено на откосе или вблизи откоса; основание сложено скальными грунтами.

Если проектом предусматривается возможность возведения сооружения непосредственно после устройства фундаментов до обратной засыпки грунтом пазух котлованов, производят проверку несущей способности основания, учитывая нагрузки, действующие в процессе строительства.

ГЛАВА 9.3. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Деформации основания подразделяются на:

осадки — деформации, происходящие в результате уплотнения грунта под воздействием внешних нагрузок и в отдельных случаях собственного веса грунта, не сопровождающиеся коренным изменением его структуры;

просадки — деформации, происходящие в результате уплотнения и, как правило, коренного изменения структуры грунта под воздействием как внешних нагрузок и собственного веса грунта, так и дополнительных факторов — замачивания просадочного грунта, оттаивания ледовых прослоек в замерзшем грунте и др.;

* При подготовке раздела использованы материалы СНиП 2.02.01—83 «Основания зданий и сооружений».

подъемы и осадки — деформации, связанные с изменением объема некоторых грунтов при изменении их влажности или воздействии химических веществ (набухание и усадка) и при замерзании воды и оттаивании льда в порах грунта (морозное пучение и оттаивание грунта);

оседания — деформации земной поверхности, вызываемые разработкой полезных ископаемых, изменением гидрогеологических условий, понижением уровня подземных вод, карстово-суффозионными процессами и т. п.;

горизонтальные перемещения — деформации, связанные с действием горизонтальных нагрузок на основание (фундаменты распорных систем, подпорные стены и т. д.) или со значительными вертикальными перемещениями поверхности при оседаниях, просадках грунтов от собственного веса и т. п.

Деформации основания в зависимости от причин возникновения подразделяют на два вида: деформации от внешней нагрузки на основание (осадки, просадки, горизонтальные перемещения); деформации, не связанные с внешней нагрузкой на основание и проявляющиеся в виде вертикальных и горизонтальных перемещений поверхности основания (оседания, просадки грунтов от собственного веса, подъема и др.).

Расчет деформаций основания выполняют, применяя расчетную схему основания в виде: линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c и линейно деформируемого слоя.

Осадку основания s с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства определяют методом послойного суммирования по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i}, \quad (9.1)$$

где β — безразмерный коэффициент, $\beta=0,8$; σ_{zpi} — среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта, равное полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; h_i и E_i — соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта; n — число слоев, на которое разбита сжимаемая толщина основания.

Распределение вертикальных напряжений по глубине основания принимают по рис. 9.1.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта σ_{zg} на границе слоя, расположенного на глубине z от подошвы фундамента, определяют по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (9.2)$$

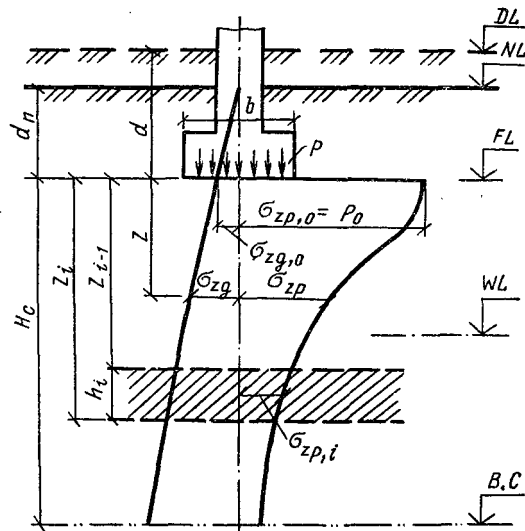


Рис. 9.1. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве

DL — отметка планировки; NL — отметка поверхности природного рельефа; FL — отметка подошвы фундамента; WL — уровень подземных вод; BC — нижняя граница сжимаемой толщи; d и d_n — глубина заложения фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа; b — ширина фундамента; p — среднее давление под подошвой фундамента; p_0 — дополнительное давление на основание; σ_{zg} и $\sigma_{zg,0}$ — вертикальное напряжение от собственной массы грунта на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; σ_{zp} и $\sigma_{zp,0}$ — дополнительное вертикальное напряжение от внешней нагрузки на глубине z от подошвы фундамента и на уровне подошвы; H_c — глубина сжимаемой толщи

где γ' — удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента; d_n — см. рис. 9.1; γ_i и h_i — соответственно удельный вес и толщина i -го слоя грунта.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, принимают с учетом взвешивающего действия воды.

При определении σ_{zg} в водоупорном слое учитывают давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z=H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}$ (здесь σ_{zp} — дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z=H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; σ_{zg} — вертикальное напряжение от собственного веса грунта).

Если найденная по указанному выше условию нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации

$E < 5$ МПа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины $z = H_c$, нижняя граница сжимаемой толщи определяется исходя из условия $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$.

Расчетную схему основания в виде линейно деформируемого слоя принимают, если в пределах сжимаемой толщи основания H_c , определенной как для линейно деформируемого полупространства, залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа и толщиной h_1 , удовлетворяющей условию

$$h_1 \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_1}\right), \quad (9.3)$$

где E_2 — модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1 ;

а также если ширина (диаметр) фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа.

Толщину линейно деформируемого слоя H (рис. 9.2) в первом случае принимают до кровли малосжимаемого грунта, во втором — вычисляют по формуле

$$H = (H_0 + \psi) k_p, \quad (9.4)$$

где H_0 и ψ — для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами, принимают соответственно равными 9 м и 0,15; песчаными грунтами — 6 м и 0,1; k_p — коэффициент, $k_p = 0,8$ при среднем давлении под подошвой фундамента $p = 100$ кПа, $k_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа, а при промежуточных значениях — по интерполяции.

Осадку основания с использованием расчетной схемы линейно деформируемого слоя (рис. 9.2) определяют по формуле

$$s = \frac{r b k_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (9.5)$$

где p — среднее давление под подошвой фундамента (для фундаментов шириной $b < 10$ м принимается $p = p_0$); b — ширина прямоугольного или диаметр круглого фундамента; k_c и k_m — коэффициенты, принимаемые по табл. 9.1 и 9.2; n — число слоев, различающихся по сжимаемости в пределах расчетной толщины слоя H ; k_i и k_{i-1} — коэффициенты, определяемые по табл. 9.3 в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины, на которой расположены подошва и кровля i -го слоя соответственно $\xi = 2z_i/b$ и $\xi_{i-1} = 2z_{i-1}/b$; E_i — модуль деформации i -го слоя грунта.

При расчете деформаций основания среднее давление под подошвой фундамента p не должно превышать расчетного сопротивления грунта основания R , кПа, определяемого по формуле

$$R = \frac{\nu_{c1} \nu_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z \delta_{11} + M_q d_1 \delta'_{11} + (M_q - 1) d_b \delta'_{11} + M_c c_{11} \right], \quad (9.6)$$

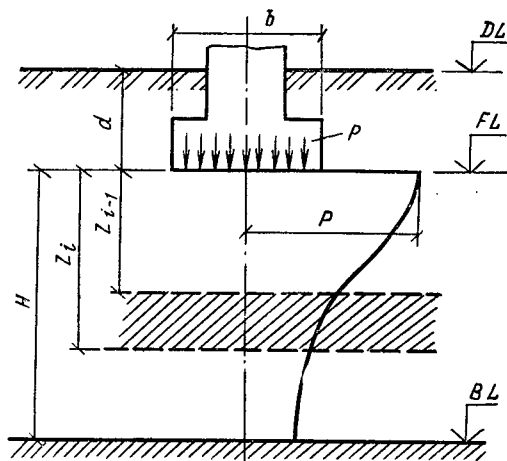


Рис. 9.2. Схема к расчету осадок с использованием расчетной схемы основания в виде линейно-деформируемого слоя

где ν_{c_1} и ν_{c_2} — коэффициенты условий работы (табл. 9.4); k — коэффициент, $k=1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями, и $k=1,1$, если они приняты по табл. 9.5; M_ν , M_q , M_c — коэффициенты, определяемые по табл. 9.5; k_z — коэффициент, $k_z=1$, при $b < 10$ м, при $b \geq 10$ м $k_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0=8$ м); b — ширина подошвы фундамента, м; ν_{11} — осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³; ν'_{11} — то же, залегающих выше подошвы; c_{11} — расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d_1 — глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \nu_{cf} / \gamma_{11}, \quad (9.7)$$

где h_s — толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} — толщина конструкции пола подвала, м; ν_{cf} — расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³; d_b — глубина подвала — расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $b \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b=2$ м, при ширине подвала $b > 20$ м $d_b=0$).

Предельные значения деформаций оснований допускается принимать по табл. 9.6, если конструкции сооружения не рассчитаны на усилия, возникающие в них при взаимодействии с основанием и в задании на проектирование не установлены значения s ,

Таблица 9.1. Значения коэффициента k_c

Относительная толщина слоя $\zeta^1 = 2H/b$	k_c
$0 < \zeta^1 < 0,5$	1,5
$0,5 < \zeta^1 < 1$	1,4
$1 < \zeta^1 < 2$	1,3
$2 < \zeta^1 < 3$	1,2
$3 < \zeta^1 < 5$	1,1
$\zeta^1 \geq 5$	1

Таблица 9.2. Значения коэффициента k_m

Среднее значение модуля деформации грунта основания E , МПа	k_m при ширине фундамента b , м		
	$b < 10$	$10 \leq b < 15$	$b > 15$
$E \leq 10$	1	1	1
$E \geq 10$	1	1,35	1,5

Таблица 9.3. Значения коэффициента k

$\zeta = 2z/b$	k для фундаментов			
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$		
		1	1,4	1,8
0	0	0	0	0
0,4	0,090	0,1	0,1	0,1
0,8	0,179	0,2	0,2	0,2
1,2	0,266	0,299	0,3	0,3
1,6	0,348	0,38	0,394	0,397
2	0,411	0,446	0,472	0,482
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717
4	0,579	0,63	0,708	0,756
4,4	0,596	0,65	0,735	0,789
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867
6	0,645	0,708	0,814	0,887
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904
6,8	0,661	0,728	0,841	0,92
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948
8	0,679	0,751	0,872	0,960

Продолжение табл. 9.3

$\zeta = 2z/b$	k для фундаментов			
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$		
		1	1,4	1,8
8,4	0,684	0,757	0,881	0,97
8,8	0,689	0,762	0,888	0,98
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989
9,6	0,687	0,772	0,902	0,998
10	0,7	0,777	0,908	1,005
11	0,705	0,786	0,922	1,022
12	0,72	0,794	0,933	1,037

Продолжение табл. 9.3

$\zeta = 2z/b$	k для фундаментов			
	прямоугольных с соотношением сторон $\eta = l/b$			ленточных ($\eta \geq 10$)
	2,4	3,2	5	
0	0	0	0	0
0,4	0,1	0,1	0,1	0,104
0,8	0,2	0,2	0,2	0,208
1,2	0,3	0,3	0,3	0,311
1,6	0,397	0,397	0,397	0,412
2	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,635	0,64	0,64	0,687
3,2	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,75	0,768	0,772	0,831
4	0,796	0,82	0,83	0,892
4,4	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,904	0,948	0,977	1,05
5,6	0,933	0,981	1,018	1,095
6	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,98	1,041	1,09	1,178
6,8	1	1,065	1,122	1,215
7,2	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	1,036	1,109	1,180	1,285
8	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	1,1	1,192	1,291	1,431
10	1,11	1,205	1,309	1,456
11	1,132	1,223	1,349	1,506
12	1,151	1,257	1,384	1,55

Примечание. При промежуточных значениях ζ и η коэффициент k определяется по интерполяции.

Т а б л и ц а 9.4. Значения коэффициентов ν_{c1} и ν_{c2}

Грунты	ν_{c1}	ν_{c2} для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте L/H	
		4 и более	1,5 и менее
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые:			
маловлажные и влажные	1,25	1	1,2
насыщенные водой	1,1	1	1,2
Пылевато-глинистые, а также крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем с показателем текучести грунта или заполнителя			
$1_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
$0,25 < 1_L \leq 0,5$	1,2	1	1,1
$1_L > 0,5$	1,1	1	1

Примечания: 1. Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента ν_{c2} принимается равным единице. 2. При промежуточных значениях L/H коэффициент ν_{c2} определяется по интерполяции.

Т а б л и ц а 9.5. Значения коэффициентов M_v , M_g , M_c

Угол внутреннего трения φ_{11} , град	M_v	M_g	M_c
0	0	1	3,14
1	0,01	1,06	3,23
2	0,03	1,12	3,32
3	0,04	1,18	3,41
4	0,06	1,25	3,51
5	0,08	1,32	3,61
6	0,1	1,39	3,71
7	0,12	1,47	3,82
8	0,14	1,55	3,93
9	0,16	1,64	4,05
10	0,18	1,73	4,17
11	0,21	1,83	4,29
12	0,23	1,94	4,42
13	0,26	2,05	4,55
14	0,29	2,17	4,69
15	0,32	2,30	4,84
16	0,36	2,43	4,99

Продолжение табл. 9.5

Угол внутреннего трения φ_{11} , град	M_v	M_q	M_c
17	0,39	2,57	5,15
18	0,43	2,73	5,31
19	0,47	2,89	5,48
20	0,51	3,06	5,66
21	0,56	3,24	5,84
22	0,61	3,44	6,04
23	0,69	3,65	6,24
24	0,72	3,87	6,45
25	0,78	4,11	6,67
26	0,84	4,37	6,9
27	0,91	4,64	7,14
28	0,98	4,93	7,4
29	1,06	5,25	7,67
30	1,15	5,59	7,95
31	1,24	5,95	8,24
32	1,34	6,34	8,55
33	1,44	6,76	8,88
34	1,55	7,22	9,22
35	1,68	7,71	9,58
36	1,81	8,24	9,97
37	1,95	8,81	10,37
38	2,11	9,44	10,8
39	2,28	10,11	11,25
40	2,46	10,85	11,73
41	2,66	11,64	12,24
42	2,88	12,51	12,79
43	3,12	13,46	13,37
44	3,38	14,50	13,98
45	3,66	15,64	14,64

ГЛАВА 9.4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Расчет оснований по несущей способности производят исходя из условия

$$F \leq v_c F_u / v_n, \quad (9.8)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; F_u — сила предельного сопротивления основания; v_c — коэффициент условий работы, для песков, кроме пылеватых, $v_c=1$; для песков пылеватых, а также пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии $v_c=0,9$; для пылевато-глинистых грунтов в нестабилизированном состоянии $v_c=0,85$; для скальных грунтов: невыветрелых и слабоветрелых $v_c=1$; выветрелых $v_c=0,9$; сильноветрелых $v_c=0,8$; v_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III классов.

Т а б л и ц а 9.6. Предельные деформации основания

№ п.п.	Сооружения	Предельные деформации основания	
		относительная разность осадок ($\Delta S/L$), и	средняя s_u (в скобках макс- симальная s_{max} , и) осадка, см
1	Одноэтажные и многоэтажные здания с полным каркасом: железобетонным	0,002	(8)
	стальным	0,004	(12)
2	Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	0,006	(15)
3	Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из:		
	крупных панелей	0,0016	10
	крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	10
	то же, с армированием, в том числе с устройством железобетонных поясов	0,0024	15

Примечания: 1. Предельные значения относительного прогиба (выгиба) зданий, указанных в поз. 3, принимаются равными 0,5 ($\Delta S/L$), и. 2. Если основание сложено горизонтальными (с уклоном не более 0,1) выдержанными по толщине слоями грунтов, предельные значения максимальных и средних осадок допускается увеличивать на 20 %. 3. Для сооружений с фундаментами в виде сплошных плит предельные значения средних осадок допускается увеличивать в 1,5 раза. 4. На основе обобщения опыта проектирования, строительства и эксплуатации отдельных видов сооружений допускается принимать предельные значения деформаций основания, отличающиеся от указанных в таблице.

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания, сложенного нескальными грунтами в стабилизированном состоянии, допускается определять по формуле (9.9), если фундамент имеет плоскую подошву и грунты основания ниже подошвы однородны до глубины не менее ее ширины, а в случае различной вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента интенсивность большей из них не превышает $0,5R$ (R — расчетное сопротивление грунта основания):

$$N_u = b' l' (N_v \zeta_v b' v_i + N_q \zeta_q v_i d + N_c \zeta_c c_1), \quad (9.9)$$

где b' и l' — приведенные стороны фундамента, причем символом b обозначается сторона, в направлении которой предполагается поте-

ря устойчивости основания; N_v, N_q, N_c — безразмерные коэффициенты несущей способности, определяемые по табл. 9.7 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта φ_1 и угла наклона к вертикали δ равнодействующей внешней нагрузки на основание F в уровне подошвы фундамента; v_1 и v'_1 — расчетные значения удельного веса грунтов, кН/м^3 , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже и выше подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяются с учетом взвешивающего действия воды); c_1 — расчетное значение удельного сцепления грунта, кПа ; d — глубина заложения фундамента, м (в случае неодинаковой вертикальной пригрузки с разных сторон фундамента принимается значение d , соответствующее наименьшей пригрузке, например со стороны подвала); ξ_v, ξ_q, ξ_c — коэффициенты формы фундамента,

$$\xi_v = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta, \\ \eta = l/b, \quad (9.10)$$

здесь l и b — соответственно длина и ширина подошвы фундамента, принимаемые в случае внецентренного приложения равнодействующей нагрузки равными приведенным значениям l' и b' .

Если $\eta = l/b < 1$, в формулах (9.10) следует принимать $\eta = 1$.

ГЛАВА 9.5. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

В табл. 9.8—9.12 приведены расчетные сопротивления грунтов основания R_0 , предназначенные для предварительного определения размеров фундаментов. Значения R_0 относятся к фундаментам, имеющим ширину $b_0 = 1$ м и глубину заложения $d_0 = 2$ м.

При использовании значений R_0 для окончательного назначения размеров фундаментов расчетное сопротивление грунта основания R , кПа , определяется по формулам:

при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] (d + d_0)/2d_0; \quad (9.11)$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] + k_2 v'_{11} (d - d_0), \quad (9.12)$$

где b и d — соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м; v'_{11} — расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м^3 ; k_1 — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, кроме пылеватых песков, $k_1 = 0,125$; пылеватыми песками, супесями, суглинками и глинами $k_1 = 0,05$; k_2 — коэффициент, для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами, $k_2 = 0,25$; супесями и суглинками $k_2 = 0,2$, глинами — $k_2 = 0,15$.

Т а б л и ц а 9.7. Значения коэффициентов N_v , N_q и N_c

Угол внутреннего трения грунта ϕ , Град	Обозначение коэффициентов	Коэффициенты несущей способности N_v , N_q и N_c при углах наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки τ , град, равных									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_v	0									
	N_q	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	N_c	5,14									
5	N_v	0,2	{ 0,05 }	$\delta' = 4,9$	—	—	—	—	—	—	—
	N_q	1,57									
	N_c	6,49									
10	N_v	0,6	{ 0,12 }	$\delta' = 9,8$	—	—	—	—	—	—	—
	N_q	2,47									
	N_c	8,34									
15	N_v	1,35	{ 0,21 }	$\delta' = 14,5$	—	—	—	—	—	—	—
	N_q	3,94									
	N_c	10,98									

20	N_b	2,88	2,18	1,47	0,82	{ 0,36 }	$\delta' = 18,9$					
	N_q	6,4	5,56	4,64	3,64							{ 2,69 }
	N_c	14,84	12,53	10,02	7,26							
25	N_b	5,87	4,5	3,18	2	{ 0,58 }	$\delta' = 22,9$					
	N_q	10,66	9,17	7,65	6,13							{ 3,6 }
	N_c	20,72	17,53	14,26	10,99							
30	N_b	12,39	9,43	6,72	4,44	{ 0,95 }	$\delta' = 26,5$					
	N_q	18,4	15,63	12,94	10,37							{ 4,95 }
	N_c	30,14	25,34	20,68	16,23							
35	N_b	27,5	20,58	14,63	9,79	{ 1,6 }	$\delta' = 29,8$					
	N_q	33,3	27,86	22,77	18,12							{ 7,04 }
	N_c	46,12	38,36	31,09	24,45							
40	N_b	66,01	48,3	33,84	22,56	{ 2,79 }	$\delta' = 32,7$				—	
	N_q	64,19	52,71	42,37	33,26							{ 10,46 }
	N_c	75,31	61,63	49,31	38,45							
45	N_b	177,61	126,09	86,2	56,5	{ 5,22 }	$\delta' = 35,2$					
	N_q	134,87	108,24	85,16	65,68							{ 16,42 }
	N_c	133,87	107,23	84,16	64,58							

Примечания: 1. При промежуточных значениях φ_1 и σ коэффициенты N_b , N_q и N_c определяют по интерполяции. 2. В фигурных скобках приведены значения коэффициентов несущей способности, соответствующие предельному значению угла наклона нагрузки δ'

Т а б л и ц а 9.8. Расчетные сопротивления R_0 крупнообломочных грунтов

Крупнообломочные грунты	R_0 , кПа
Галечниковые (щебенистые) с заполнителем: песчаным	600
пылевато-глинистым при показателе текучести: $J_L \leq 0,5$	450
$0,5 < J_L \leq 0,75$	400
Гравийные (дресвяные) с заполнителем: песчаным	500
пылевато-глинистым при показателе текучести: $J_L \leq 0,5$	400
$0,5 < J_L \leq 0,75$	350

Т а б л и ц а 9.9. Расчетные сопротивления R_0 песчаных грунтов

Пески	R_0 , кПа, в зависимости от плотности сложения песков	
	плотные	средней плотности
Крупные	600	500
Средней крупности	500	400
Мелкие:		
маловлажные	400	300
влажные и насыщенные водой	300	200
Пылеватые:		
маловлажные	300	250
влажные	200	150
насыщенные водой	150	100

Т а б л и ц а 9.10. Расчетные сопротивления R_0 пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости e	Значение R_0 , кПа, при показателе текучести грунта	
		$J_L = 0$	$J_L = 1$
Супеси	0,5	300	300
	0,7	250	200
	0,5	300	250
Суглинки	0,7	250	180
	1	200	100
	0,5	600	400
Глины	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Таблица 9.11. Расчетные сопротивления R_0 просадочных грунтов

Грунты	R_0 , кПа, грунтов			
	природного сложения с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³		уплотненных с плотностью в сухом состоянии ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,6	1,7
Супеси	300	350	200	250
	150	180		
Суглинки	350	400	250	300
	180	200		

Примечание. Над чертой приведены значения R_0 , относящиеся к незамоченным просадочным грунтам со степенью влажности $S_r \leq 0,5$; под чертой — значения R_0 , относящиеся к таким же грунтам с $S_r \geq 0,8$, а также к замоченным просадочным грунтам.

Таблица 9.12. Расчетные сопротивления R_0 насыпных грунтов

Характеристика насыпи	R_0 , кПа			
	пески крупные, средней крупности и мелкие, шлаки и т. п. при степени влажности S_r		пески пылеватые, супеси, суглинки, глины, золы и т. п. при степени влажности S_r	
	$\leq 0,5$	$\geq 0,8$	$\leq 0,5$	$\geq 0,8$
Насыпи, планомерно возведенные с уплотнением	250	200	180	150
Отвалы грунтов и отходов производств:				
с уплотнением	250	200	180	150
без уплотнения	180	150	120	100

ПРИЛОЖЕНИЕ

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО СОСТАВЛЕНИЮ ТЕХНИЧЕСКОГО ЗАДАНИЯ НА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ*

1. Техническое задание на инженерно-геологические изыскания должно содержать сведения и данные, необходимые и достаточные для производства изысканий, составления программы и отчетных

* Рекомендации составлены на основе СНиП 1.02.07—87 «Инженерные изыскания для строительства».

материалов: основание для производства инженерных изысканий; наименование объекта; наименование проектной организации (генерального проектировщика); характер строительства (новое строительство; реконструкция, расширение, техническое перевооружение); виды изысканий; данные о местоположении и границах; сведения о стадийности, сроках проектирования и строительства; характеристику проектируемых предприятий, класс ответственности сооружений в соответствии с «Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций»; требования к составу, точности, надежности, а также требования к составу и срокам представления отчетных материалов заказчику.

К тексту технического задания прилагают техническую документацию, необходимую для правильного и обоснованного определения состава и объема изыскательских работ: топографические планы, генеральные планы с указанием границ площадки, расположения существующих и проектируемых зданий и сооружений, инженерных коммуникаций, копию решения исполкома Совета народных депутатов о согласовании места расположения площадки или копию акта выбора площадки строительства.

В техническом задании не устанавливаются состав и объемы изыскательских работ, методика их выполнения.

2. Техническое задание на инженерные изыскания для разработки рабочей документации дополнительно к указанному в п. 1 должно содержать данные о чувствительности проектируемых зданий и сооружений к неравномерным осадкам, типах или вариантах фундаментов, нагрузках, глубинах заложения и конструкции фундаментов зданий и сооружений, местоположении и глубинах заложения подвалов, приямков, тоннелей и других подземных сооружениях, необходимости расчета оснований фундаментов по первой (по несущей способности) и (или) по второй (по деформациям) группам предельных состояний, а также сведения о проектных решениях,

Т а б л и ц а 1

Здание на ленточных фундаментах		Здание на отдельных опорах	
нагрузка на фундамент, кН/м (этажность)	глубина скважины от подошвы фундамента	нагрузка на опору, кН	глубина скважины от подошвы фундамента, м
До 100 (1)	4—6	До 500	4—6
200 (2—3)	6—8	1000	5—7
500 (4—6)	9—12	2500	7—9
700 (7—10)	12—15	5000	9—13
1000 (11—16)	15—20	10 000	11—15
2000 (более 16)	20—23	15 000	12—19
		50 000	18—26

обуславливающих изменение геологической среды (планировка территорий срезкой и подсыпкой и др.).

К заданию необходимо прилагать генеральный план объекта с местоположением проектируемых зданий и сооружений.

3. Глубину разведочных скважин при инженерных изысканиях устанавливают в зависимости от типа фундамента, нагрузки на фундамент или этажности здания согласно табл. 1.

РАЗДЕЛ 10. ТЕПЛОТЕХНИКА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 10.1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

При проектировании зданий и сооружений в целях сокращения теплопотерь зимой и тепlopоступлений летом следует предусматривать: объемно-планировочные решения с учетом обеспечения наименьшей площади ограждающих конструкций; площадь световых проемов в соответствии с нормированным значением коэффициента естественной освещенности; рациональное применение эффективных теплоизоляционных материалов; уплотнение притворов и фальцев в заполнениях проемов; солнцезащиту световых проемов.

Теплотехническими расчетами ограждающих конструкций определяют сопротивления теплопередаче, воздухопроницанию, паропроницанию и показатель теплоустойчивости. Для определения сопротивления теплопередаче необходим также экономический расчет.

Теплотехнические характеристики материалов, изделий и конструктивных элементов приведены в табл. 10.1.

Требуемые нормами сопротивления теплопередаче, паропроницанию и воздухопроницанию ограждений должны быть обеспечены не только в пределах всех основных глухих участков, но и на участках примыкания к наружным стенам перекрытий, балконов, карнизов и др., а также по периметру проемов, в углах стен, местах стыков и теплопроводных включений.

ГЛАВА 10.2. РАСЧЕТНЫЕ ПАРАМЕТРЫ НАРУЖНОГО И ВНУТРЕННЕГО ВОЗДУХА

Расчетную зимнюю температуру наружного воздуха t_n при теплотехнических расчетах устанавливают в зависимости от тепловой инерции D (табл. 10.2) наружных ограждений (за исключением заполнений световых проемов), вычисляемой по формуле (10.8).

Для пунктов, не указанных в табл. 10.3, температуру принимают по СНиП 2.01.01—82 «Строительная климатология и геофизика».

ГЛАВА 10.3. СОПРОТИВЛЕНИЕ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Термическое сопротивление R , $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$ ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{ккал}$), однородного ограждения или слоя, входящего в состав многослойного ограждения

$$R = \delta/\lambda, \quad (10.1)$$

где δ — толщина слоя, м; λ — теплопроводность материала, $\text{Вт}/(\text{м}\cdot^{\circ}\text{C})$ [$\text{ккал}/(\text{ч}\cdot\text{м}\cdot^{\circ}\text{C})$], принимаемая по табл. 10.1.

* Раздел подготовлен на основе СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника».

Общее сопротивление теплопередаче R_0 , $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$ ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{ккал}$), многослойных ограждений с последовательно расположенными однородными слоями

$$R_0 = R_{\text{в}} + R_1 + R_2 + \dots + R_{\text{в.п}} + R_{\text{н}}, \quad (10.2)$$

где $R_{\text{в}}$ — сопротивление теплообмену на внутренней поверхности (табл. 10.4); R_1, R_2, \dots — термическое сопротивление отдельных слоев ограждения, определяемое по формуле (10.1); $R_{\text{н}}$ — сопротивление теплообмену на наружной поверхности (по табл. 10.4); $R_{\text{в.п}}$ — термическое сопротивление замкнутой воздушной прослойки, принимаемое по табл. 10.5 в зависимости от толщины прослойки, ее расположения и направления теплового потока.

Слой ограждающей конструкции, расположенные между воздушной прослойкой, вентилируемой наружным воздухом, и наружной поверхностью ограждения, не учитываются.

Приведенное термическое сопротивление ограждения, материал которого неоднороден как в параллельном, так и перпендикулярном тепловому потоку направлении (различного вида пустотные блоки, камни и настилы; кладки с утепляющими вкладышами и др.), определяется следующим образом:

а) плоскостями, параллельными направлению теплового потока, ограждение (или часть его) условно разрезается на участки, состоящие из одного или нескольких слоев. Термическое сопротивление ограждения вычисляется по формуле:

$$R_{\parallel} = \frac{F_1 + F_2 + \dots + F_n}{F_1/R_1 + F_2/R_2 + \dots + F_n/R_n}, \quad (10.4)$$

где R_1, R_2, \dots, R_n — термические сопротивления слоев отдельных участков конструкции, вычисленные по формуле (10.1) для однородных участков и по формуле (10.2) (но без сопротивлений теплообмену $R_{\text{в}}$ и $R_{\text{н}}$) для неоднородных участков; F_1, F_2, \dots, F_n — площади отдельных участков по поверхности конструкции (или части ее), м^2 ;

б) плоскостями, перпендикулярными направлению теплового потока, ограждение (или часть его, принятая для определения R_{\parallel}) условно разрезается на слои, из которых одни могут быть однородными — состоять только из одного материала, а другие неоднородными — из однослойных участков разных материалов. Термические сопротивления однородных слоев вычисляются по формуле (10.1), неоднородных — по формуле (10.4). Термическое сопротивление всего ограждения R_{\perp} получают как сумму термических сопротивлений отдельных слоев в направлении теплового потока по формуле (10.2) (но без сопротивлений $R_{\text{в}}$ и $R_{\text{н}}$).

После получения R_{\parallel} и R_{\perp} приведенное термическое сопротивление конструкции вычисляют по формуле (при выполнении условия на с. 595).

$$R_{\text{к}}^{\text{пр}} = (R_{\parallel} + 2R_{\perp})/3. \quad (10.5)$$

Таблица 10.1. Теплотехнические показатели строительных материалов, изделий и конструктивных элементов

Материалы, изделие, элемент	Средняя плотность $\rho_{\text{ср}}$, кг/м ³	Теплопроводность λ , Вт/(м·°С) [ккал/(ч·м·°С)]	Удельная теплоемкость $c_{\text{ср}}$, кДж/(кг·°С) [ккал/(кг·°С)]	Коэффициент теплоусвоения при периодическом изменении температуры μ , м ² ·с/м ² ·°С [ч·м ² ·°С]	Коэффициент паропроницаемости μ , мг/(ч·м·Па) [г/(ч·мм·рт. ст.)]	Отношение влаги в материале W_B , % по массе (в условиях эксплуатации Б) по СНиП II-3-79**
Асбестоцементные теплоизоляционные плиты	515	0,13 (0,11)	0,92 (0,22)	2,1 (1,8)	0,39 (0,052)	3
Асфальт в полах и стяжках	1800	0,76 (0,65)	1,7 (0,4)	12,8 (11)	0,0075 (0,001)	0
Асбестобетон	2100	1,05 (0,9)	1,68 (0,4)	16,4 (14,1)	0,008 (0,001)	0
Железобетон	2575	2,04 (1,75)	0,92 (0,22)	16,95 (14,6)	0,03 (0,004)	3
Битумоперлит	410	0,13 (0,12)	1,7 (0,4)	2,59 (2,2)	0,04 (0,005)	2
Бетон с гравием или щебнем	2470	1,86 (1,6)	0,92 (0,22)	17,88 (15,4)	0,03 (0,004)	3
Бетон силикатный	2060	1,4 (1,2)	0,92 (0,22)	13,8 (11,9)	—	3
Шлакобетоны на котельных шлаках	1730	0,78 (0,67)	1,1 (0,26)	9,37 (8,1)	0,083 (0,011)	8
	1295	0,54 (0,46)	1,1 (0,26)	7,45 (6,4)	0,11 (0,015)	8
Бетоны ячеистые — газобетон, пенобетон, пеносилкат	1150	0,47 (0,40)	1,25 (0,3)	7,09 (6,1)	0,11 (0,015)	15
	670	0,26 (0,22)	1,2 (0,29)	3,91 (3,4)	0,17 (0,023)	12

Перлитобетон	920	0,33 (0,28)	1,25 (0,3)	5,32 (4,6)	0,26 (0,035)	15
Газозолобетон	1220	0,50 (0,43)	1,4 (0,34)	8,01 (6,9)	0,098 (0,013)	22
Керамзитобетон	1320	0,52 (0,45)	1,17 (0,28)	7,57 (6,5)	0,11 (0,015)	10
	880	0,31 (0,27)	1,17 (0,28)	4,77 (4,1)	0,19 (0,025)	10
Плиты гипсовые	1060	0,47 (0,40)	0,92 (0,22)	6,7 (5,8)	0,098 (0,013)	6
Гипсокартонные листы	825	0,21 (0,18)	1,1 (0,26)	3,66 (3,15)	0,075 (0,01)	3
Грунт под зданием	1980	1,16 (1,0)	1,13 (0,27)	13,7 (11,8)	—	10
Засыпка из сухого песка	1735	0,58 (0,5)	0,84 (0,2)	7,91 (6,8)	0,17 (0,023)	2
То же, из керамзитового гравия	620	0,2 (0,17)	1 (0,24)	2,91 (2,5)	0,23 (0,03)	3
То же, из вермикулита	210	0,11 (0,1)	1,05 (0,25)	1,24 (1,07)	0,23 (0,03)	3
Засыпка из перлита	410	0,09 (0,08)	1 (0,24)	1,56 (1,34)	0,3 (0,04)	2
Шлак топливный	1040	0,29 (0,25)	0,96 (0,23)	4,6 (3,95)	0,195 (0,026)	4
Сосна и ель поперек волокон	600	0,18 (0,15)	2,8 (0,67)	4,54 (3,9)	0,06 (0,008)	20
Опилки древесные	360	0,13 (0,11)	2,6 (0,62)	2,9 (2,5)	0,262 (0,035)	20
Плиты древесно-волокнистые	670	0,16 (0,14)	2,3 (0,55)	3,93 (3,4)	0,13 (0,017)	12
	1120	0,29 (0,25)	2,3 (0,55)	7,7 (6,6)	0,12 (0,016)	12

Материал, изделие, элемент	Средняя плотность $\rho_{\text{ср}}$, кг/м ³	Теплопроводность λ , Вт/(м·°С) [ккал/(ч·м·°С)]	Удельная теплоемкость $c_{\text{ср}}$, кДж/(кг·°С) [ккал/(кг·°С)]	Коэффициент теплоусвоения при перíoде 24 ч s, Вт/(м ² ·°С) [ккал/(ч·м ² ·°С)]	Коэффициент паропроницаемости μ , мг/(ч·м·Па) [г/(ч×м·мм·рг·ст.)]	Отношение влаги в материале W , % по массе (в условиях эксплуатации Б) по СНиП II-3-79*
Плиты фибролитовые	690	0,23 (0,2)	2,4 (0,57)	5,43 (4,7)	0,11 (0,015)	15
Фанера клееная	680	0,18 (0,15)	2,7 (0,65)	4,73 (4,1)	0,02 (0,003)	13
Плиты пробковые	250	0,07 (0,06)	2,1 (0,5)	1,6 (1,4)	0,0375 (0,005)	—
Войлок строительный	165	0,058 (0,05)	2,1 (0,5)	1,2 (1,04)	0,34 (0,045)	10
Стекло оконное	2500	0,76 (0,65)	0,84 (0,2)	10,79 (9,3)	0	0
Вата стеклянная	130	0,054 (0,046)	1 (0,24)	0,71 (0,61)	0,488 (0,065)	5
Пеностекло	510	0,16 (0,14)	1 (0,24)	2,5 (2,15)	0,02 (0,003)	2
	306	0,12 (0,1)	1 (0,24)	1,56 (1,34)	0,02 (0,003)	2
Маты из стеклянного волокна	155	0,07 (0,06)	1 (0,24)	0,9 (0,77)	0,53 (0,07)	5
Маты минераловатные	130	0,07 (0,06)	0,92 (0,22)	0,82 (0,7)	0,3 (0,04)	5
Плиты минераловатные полужесткие	315	0,09 (0,08)	1,1 (0,26)	1,44 (1,24)	0,41 (0,055)	5

То же, жесткие	370	0,11 (0,095)	1,1 (0,26)	1,72 (1,48)	0,38 (0,05)	5
То же, на крахмальном связу- ющем	210	0,08 (0,07)	0,92 (0,22)	1,11 (0,95)	0,38 (0,051)	5
Пенополистирол	110	0,052 (0,045)	1,55 (0,37)	0,82 (0,71)	0,05 (0,007)	10
Пенопласт ПХВ-1	140	0,064 (0,055)	1,5 (0,36)	0,99 (0,85)	0,23 (0,031)	10
Пенополиуретан	84	0,05 (0,043)	1,6 (0,38)	0,7 (0,63)	0,05 (0,007)	5
Картон строительный	730	0,18 (0,155)	2,7 (0,65)	4,89 (4,2)	0,083 (0,011)	12
Линолеум поливинилхлорид- ный	1800	0,38 (0,33)	1,47 (0,35)	8,56 (7,36)	0,002 (0,0003)	0
Рубероид, пергамин, толь	600	0,17 (0,15)	1,68 (0,4)	3,53 (3,04)	—	0
Кладка:						
из глиняного кирпича	1835	0,81 (0,7)	0,96 (0,23)	10,12 (8,7)	0,11 (0,015)	2
из силикатного кирпича	1870	0,87 (0,75)	1 (0,24)	10,9 (9,35)	0,11 (0,015)	4
из пустотного кирпича:						
керамического плотностью 1400 кг/м ³ (брутто)	1600	0,64 (0,55)	1 (0,24)	8,48 (7,3)	0,14 (0,019)	2
керамического плотностью 1300 кг/м ³ (брутто)	1400	0,58 (0,5)	1 (0,24)	7,56 (6,5)	0,16 (0,02)	2
силикатного П — пустотно- го	1560	0,81 (0,7)	1 (0,24)	9,63 (8,2)	0,13 (0,017)	4

Материал, изделие, элемент	Средняя плотность $\rho_{\text{ср}}$, кг/м ³	Теплопроводность λ , Вт/(м·°С) [ккал/(ч·м·°С)]	Удельная теплоемкость $c_{\text{ср}}$, кДж/(кг·°С) [ккал/(кг·°С)]	Коэффициент теплоусвоения при периодическом изменении температуры μ , Вт/(м ² ·°С) [ккал/(ч·м ² ·°С)]	Коэффициент паропроницаемости μ , мг/(ч·м·Па) [г/(ч·м·мм·рт. ст.)]	Отношение влаги в материале W , % по массе (в условиях эксплуатации Б) по СНиП 11-3-79*
силикатного 14 — пустотного	1450	0,76 (0,65)	1 (0,24)	9,01 (7,75)	0,14 (0,019)	4
Цементно-песчаный раствор	1870	0,93 (0,8)	0,96 (0,23)	11,09 (9,54)	0,09 (0,012)	4
Сложный раствор или штукатурка из него	1770	0,87 (0,75)	0,96 (0,23)	10,42 (8,96)	0,098 (0,013)	4
Цементно-шлаковый раствор	1455	0,64 (0,55)	0,88 (0,21)	8,11 (6,97)	0,11 (0,015)	4
Известково-песчаный раствор или штукатурка из него	1665	0,81 (0,7)	0,96 (0,23)	9,76 (8,4)	0,12 (0,016)	4
Штукатурка известково-песчаным раствором по дроби	1455	0,64 (0,55)	0,96 (0,23)	8,0 (6,9)	0,12 (0,016)	4

Примечания: 1. Значения теплотехнических характеристик приведены для помещений с нормальным влажностным режимом в зданиях, находящихся в зонах нормальной влажности и влажной, а также для стен подвалов и подземных сооружений и перекрытий над неотапливаемыми подвалами. 2. Теплопроводность и коэффициент теплоусвоения для ограждений, выполняемых из медленно высыхающих материалов, например для стен из силикатного кирпича, шлакобетона, газозолобетона, перлитобетона, в помещениях с влажным и мокрым режимом, а также во влажном климате следует повышать на 10 % против указанных значений. 3. Значения теплопроводности, приведенные в таблице, следует увеличивать на 20 % для материалов, подверженных уплотнению, деформации или усадке, например, для изделий из минеральной ваты, войлока и т. п.; независимо от их средней плотности.

Таблица 10.2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха

Тепловая инерция D ограждения	Средняя температура $t_{н'}$, °С, наиболее холодных
До 1,5	Суток обеспеченностью 0,98 (по СНиП 2.01.01—82)
Свыше 1,5 до 4	Суток обеспеченностью 0,92 (по табл. 10.3)
Свыше 4 до 7	Трех суток*
Свыше 7	Пятидневки обеспеченностью 0,92 (по табл. 10.3)

* Находят как полусумму температуры наиболее холодных суток и пятидневки обеспеченностями 0,92.

Таблица 10.3. Климатические показатели по некоторым пунктам СССР

Пункт	Температура воздуха, °С					Скорость ветра, м/с, с повторяемостью $\geq 16\%$	
	средняя за июль	средняя наиболее холодных (обеспеченностью 0,92)		в отопительный период		максимальная за январь	минимальная за июль
		суток	пятидневки	средняя	продолжительность, сут		
Актюбинск	22,3	-37	-31	-7,3	203	7,4	4,0
Алма-Ата	23,3	-28	-25	-2,1	166	1,9	2,8
Ашхабад	30,7	-15	-11	3,9	111	2,8	2,6
Баку	25,7	-7	-4	5,1	119	8,4	6,9
Братск	18,2	-46	-43	-10,3	245	2,0	2,5
Вильнюс	18	-27	-23	-0,9	194	5,5	3,5
Волгоград	24,2	-30	-25	-3,4	182	6,0	5,2
Воронеж	19,9	-30	-26	-3,4	199	5,1	3,3
Владивосток	17,5	-26	-24	-4,8	201	9,0	5,9
Нижний Новгород	18,1	-34	-30	-4,7	218	5,1	3,1
Грозный	23,8	-22	-18	0,4	164	3,5	3,9
Гурьев	25,5	-30	-26	-3,8	182	7,8	5,2
Днепропетровск	22,3	-26	-23	-1,0	175	5,5	3,1
Душанбе	27,9	-15	-13	3,6	109	2,2	1,8
Ереван	25,1	-20	-19	0,5	139	2,5	2,1
Иркутск	17,6	-39	-37	-8,9	241	2,9	2,2
Казань	19,0	-36	-32	-5,7	218	5,7	3,8
Караганда	20,3	-36	-32	-7,5	212	7,7	5,0
Каунас	17,9	-27	-22	-0,5	192	4,9	3,4
Кемерово	18,4	-42	-39	-8,8	232	6,8	3,2

Продолжение табл. 10.3

Пункт	Температура воздуха, °С					Скорость ветра, м/с, с повторяемостью $\geq 16\%$	
	средняя за июль	средняя наиболее холодных (обеспеченностью 0,92)		в отопительный период		максимальная за январь	минимальная за июль
		суток	пятнадцатидневки	средняя	продолжительность, сут.		
Киев	19,8	-26	-22	-1,1	187	4,3	3,3
Киров	17,8	-36	-33	-5,8	231	5,3	4,0
Кишинев	21,5	-21	-16	0,6	166	4,8	3,2
Краснодар	23,2	-23	-19	1,5	152	3,2	2,8
Красноярск	18,7	-44	-40	-7,2	235	5,3	2,4
Самара	20,7	-36	-30	-6,1	206	5,4	3,2
Ленинград	17,8	-29	-26	-2,2	219	4,2	2,7
Магнитогорск	18,3	-37	-34	-7,0	218	8,1	5,4
Минск	17,8	-29	-25	-1,2	203	5,6	4,2
Москва	18,1	-32	-26	-3,6	213	4,9	3,4
Мурманск	12,4	-32	-27	-3,3	281	7,5	3,8
Новороссийск	23,7	-19	-13	4,4	134	6,7	2,9
Новосибирск	18,7	-42	-39	-9,1	227	5,7	2,6
Одесса	22,2	-21	-18	1,0	165	6,2	4,3
Оренбург	21,9	-36	-31	-8,1	201	5,5	3,9
Петрозаводск	15,9	-34	-29	-3,3	242	5,9	3,2
Рига	18,0	-25	-20	-0,4	199	4,5	3,5
Ростов-на-Дону	22,9	-27	-22	-1,1	175	6,5	3,6
Самарканд	25,5	-17	-13	2,8	132	2,7	2,4
Свердловск	17,4	-39	-35	-6,4	228	5,0	4,0
Смоленск	17,6	-31	-26	-2,7	210	6,8	4,2
Сочи	22,8	-6	-3	6,4	90	6,5	1,8
Таллинн	16,6	-26	-22	-0,8	221	7,7	5,9
Ташкент	26,9	-18	-15	2,4	130	2,1	1,4
Тбилиси	24,4	-10	-8	4,2	152	3,9	2,3
Томск	18,1	-44	-40	-8,8	234	5,6	3,2
Туркестан	28,3	-26	-22	-0,6	151	3,7	4,9
Бишкек	24,1	-27	-23	-0,9	157	1,9	1,8
Харьков	20,8	-28	-23	-2,1	189	5,0	4,3
Целиноград	20,2	-39	-35	-8,7	215	7,7	5,0
Чнта	18,8	-41	-38	-12,4	238	3,2	2,7
Якутск	18,7	-58	-55	-21,2	254	2,6	3,3
Ялта	23,7	-8	-6	5,2	126	4,4	2,4

**Расчетная температура внутреннего воздуха $t_{в}$, °С,
принимаемая при теплотехнических расчетах наружных ограждений
зданий**

Жилые дома квартирного типа, общежития, гостиницы, санатории:	
жилая комната, кухня, лестничная клетка	18
номер гостиницы, спальная комната	20
ванная, душевая, совмещенный санитарный узел	25
Административно-конторские здания:	
рабочая комната, кабинет, архив	18
вестибюль, зал собраний	16
Лечебно-профилактические учреждения:	
палата для взрослых, кабинет, уборная	20
палата для детей, операционная, бокс, родовая	22
ванная, душевой зал	25
Детские ясли и сады:	
игральная-столовая, приемная-ясли	21—24
групповая, туалетная	19—23
медицинское помещение	21—23
Учебные заведения:	
класс, кабинет, лаборатория, аудитория	17—21
вестибюль, актовый зал	16
лаборатория точных измерений	20
Коммунальные бани и прачечные:	
стиральная	20
сушильно-гладильная	22
раздевальная, ванная, душевая	25
купальный бассейн	26
мыльная	30
парильная	65
Торговые предприятия:	
торговый зал продовольственного магазина	12
торговый зал непродовольственного магазина	15
демонстрационный зал	18
Предприятия общественного питания:	
торговый зал, буфет, закусочная	16
моечная	20
Кинотеатры:	
зрительный зал во время сеанса	18
фойе, кулуар	14
буфет	16
Клубы:	
зрительный зал во время спектаклей	20
читальный зал, репетиционный зал, кружковая, фойе	18
Театры:	
зрительный зал во время спектакля	21
фойе, кулуар, буфет	18
сцена	22
артистическая уборная, трюм	20
Спортивные сооружения:	
спортивный зал	15
зал ванны крытого плавательного бассейна	27
парильная русской бани	60—75
парильная финской банн	60—120

Продолжение

Вокзалы:	
пассажирский зал	18
вестибюль, коридор, пешеходный тоннель	10
Гаражи:	
помещение для хранения автомобилей	5
профилакторий, отдел главного механика	16

Примечание: 1. В районах с температурой наиболее холодной пятидневки (обеспеченностью 0,92) по табл. 10.3—31 °С и ниже расчетная температура воздуха в жилой комнате 20 °С.

2. Для угловых помещений квартир и общежитий расчетная температура выше на 2 °С; для лестничной клетки в квартирном доме 16 °С.

Относительная влажность внутреннего воздуха
Фв, %, принимаемая при теплотехнических расчетах
наружных ограждений зданий

Помещения жилых домов, общежитий, гостиниц, санаториев, лечебно-профилактических учреждений, домов-интернатов, общеобразовательных школ, детских садов-яслей (кроме ванных и душевых)	55
Помещения общественных зданий (кроме вышеуказанных), в том числе спортивные залы, залы кинотеатров, клубов, театров, вокзалов, административно-конторские и бытовые помещения (кроме душевых)	50
ванн, душевых и раздевальных при них, залы ванн крытых плавательных бассейнов	75
Специальные помещения торговых предприятий и предприятий общественного питания:	
моечной посуды	70
неохлаждаемые продовольственные кладовые и склады, горячий цех, торговый зал продовольственного магазина	75
охлаждаемые продовольственные камеры и склады	90
Помещения бань:	
раздевальная	65
мыльная, ванно-душевая, зал купального бассейна	75
парильная	85
Помещения прачечных:	
сушильно-гладильная	65
стиральная	70
остальные помещения прачечных	60

Термическое сопротивление ограждений, имеющих выступы в плане, а также ограждений, у которых R_{\parallel} более чем на 25 % превышает R_{\perp} , должно определяться согласно указаниям СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника».

Таблица 10.4. Коэффициент теплообмена α и сопротивление теплообмену R на внутренней и наружной поверхности ограждения

Поверхности ограждения	α		R	
	Вт	ккал	Вт	ккал
	($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)	($\text{ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)	($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)	($\text{ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)

Внутренние поверхности
($\alpha_{в}, R_{в}$)

Стен, полов, а также потолков гладких или с выступающими редко расположенными ребрами, отношение высоты h которых к расстоянию a между гранями соседних ребер $h/a < 0,3$	8,7	7,5	0,115*	0,133*
Потолков с выступающими часто расположенными ребрами при $h/a > 0,3$	7,6	6,5	0,132	0,154
Потолки с кессонами с отношением $h/a > 0,3$ (где a — меньшая сторона кессона)	7	6	0,143	0,167
Светопрозрачных ограждений (окна, балконные двери, стеклоблоки)	10,5	9	0,095	0,111
Зенитных фонарей	9,9	8,5	0,101	0,118

Наружные поверхности
($\alpha_{н}, R_{н}$)

Наружных стен, бесчердачных покрытий, перекрытий над проездами, заполнений световых проемов и пр.	23***	20***	0,043**	0,05**
Перекрытий чердачных и над неотапливаемыми подвалами со световыми проемами; наружных стен с вентилируемыми воздушными прослойками	12	10	0,083	0,1
Перекрытий над неотапливаемыми подвалами без световых проемов и техническими подпольями ниже уровня земли	6	5	0,167	0,2
Перекрытий над холодными подвалами, сообщающимися с наружным воздухом; над холодными подпольями и этажами в Северной зоне	17	15	0,059	0,067

$$\left. \begin{aligned} * R_{в} &= 1/\alpha_{в}; \\ ** R_{н} &= 1/\alpha_{н} \end{aligned} \right\} (10.3)$$

*** В летних условиях для наружных стен $\alpha_{н} = 5,8 + 11,6v^{0,5}$ Вт/($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$) [$\alpha_{н} = 5 + 10v^{0,5}$ ккал/($\text{ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)]; для покрытий $\alpha_{н} = 8,7 + 2,56v$ Вт/($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$) [$\alpha_{н} = 7,5 + 2,2v$ ккал/($\text{ч} \cdot \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$)], где v — скорость ветра, м/с, по табл. 10.3.

Таблица 10.5. Термическое сопротивление замкнутых воздушных прослоек $R_{в.п.}$, °С·м²/Вт (°С·м²·ч/ккал).

Толщина воздушной прослойки, м	Прослойки вертикальные и горизонтальные при потоке теплоты снизу вверх		Прослойки горизонтальные при потоке теплоты сверху вниз	
	При температуре воздуха в прослойке			
	положительной	отрицательной	положительной	отрицательной
0,01	0,13 (0,15)	0,15 (0,17)	0,14 (0,16)	0,15 (0,18)
0,02	0,14 (0,16)	0,15 (0,18)	0,15 (0,18)	0,19 (0,22)
0,03	0,14 (0,16)	0,16 (0,19)	0,16 (0,19)	0,21 (0,24)
0,05	0,14 (0,16)	0,17 (0,2)	0,17 (0,2)	0,22 (0,26)
0,10	0,15 (0,17)	0,18 (0,21)	0,18 (0,21)	0,23 (0,27)
0,15	0,15 (0,18)	0,18 (0,21)	0,19 (0,22)	0,24 (0,28)
0,2—0,3	0,15 (0,18)	0,19 (0,22)	0,19 (0,22)	0,24 (0,28)

Примечание. При оклейке одной или обеих поверхностей воздушной прослойки алюминиевой фольгой термическое сопротивление следует увеличивать в 2 раза.

Для наружных панельных стен жилых зданий допускается находить общее приведенное сопротивление теплопередаче $R_0^{пп}$ °С·м²/Вт, по формуле

$$R_0^{пп} = R_0^{усл} r, \quad (10.6)$$

где $R_0^{усл}$ — общее сопротивление теплопередаче панельных стен, °С м²/Вт, условно определяемое по формуле (10.2) без учета теплопроводных включений; r — коэффициент теплотехнической однородности, приведенный в СНиП II-3-79**.

ГЛАВА 10.4. ТРЕБУЕМОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Общее сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций отапливаемых зданий R_0 должно быть не менее требуемого сопротивления теплопередаче $R_0^{тп}$, определяемого по формуле (10.7) или по табл. 10.7, и экономически целесообразного сопротивления теплопередаче $R_0^{эк}$. Для неоднородных ограждений находят приведенное сопротивление теплопередаче.

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{тп}$, °С·м²/Вт (°С·м²·ч/ккал), наружных ограждений (за исключением заплотнений проемов) определяют по формуле

$$R_0^{тп} = \frac{n(t_{в} - t_{н})}{\Delta t^n \alpha_{в}}, \quad (10.7)$$

где t_a — расчетная температура внутреннего воздуха, °C (по главе 10.2); t_n — расчетная зимняя температура наружного воздуха, °C (по главе 10.2, табл. 10.2 и 10.3); Δt_n — нормативный температурный перепад, °C, между температурой внутреннего воздуха t_a и температурой внутренней поверхности ограждения t_b (по табл. 10.6), $\Delta t_n = t_a - t_b$; α_b — коэффициент теплообмена на внутренней поверхности ограждения, Вт/(м²·°C) [ккал/(ч·м²·°C)], (по табл. 10.4); n — коэффициент, зависящий от положения наружной поверхности ограждения по отношению к наружному воздуху, для наружных стен, бесчердачных покрытий, перекрытий чердачных (с кровлей из штучных материалов) и над проездами, перекрытий над холодными (без ограждающих стенок) подпольями в Северной зоне — $n=1$; для перекрытий над холодными подвалами (сообщающимися с наружным воздухом), чердачных (с кровлей из рулонных материалов), над холодными подпольями (с ограждающими стенками) и холодными этажами в Северной зоне — $n=0,9$; для перекрытий над неотапливаемыми подвалами со световыми проемами в стенах — $n=0,75$; для перекрытий над неотапливаемыми подвалами без световых проемов, расположенных выше уровня земли — $n=0,6$; для перекрытий над неотапливаемыми техническими подпольями, расположенных ниже уровня земли — $n=0,4$.

Тепловую инерцию ограждения D для выбора значения температуры t_n в формуле (10.7) определяют по формуле

$$D = R_1 s_1 + R_2 s_2 + \dots + R_n s_n, \quad (10.8)$$

где R_1, R_2, \dots, R_n — термические сопротивления отдельных слоев ограждения, °C·м²/Вт (°C·м²·ч/ккал), вычисляемые по формуле (10.1); s_1, s_2, \dots, s_n — расчетные коэффициенты теплоусвоения материала отдельных слоев при периоде в 24 ч, Вт/(м²·°C) [ккал/(м²·ч·°C)] (по табл. 10.1).

Для материалов, не указанных в табл. 10.1, значение s , Вт/(м²·°C) [ккал/(ч·м²·°C)]:

$$s = 0,27 [\lambda \rho_0 (c_0 + 0,0419w)]^{0,5} \\ [s = 0,51 (\lambda c_w \gamma_w)^{0,5}], \quad (10.9)$$

где λ — теплопроводность материала, Вт/(м·°C) [ккал/(ч·м·°C)]; c_w — удельная теплоемкость материала, Дж/(кг·°C) [ккал/(кг·°C)] определяемая по формуле $c_w = c_0 + 0,01 w$ в зависимости от c_0 — удельной теплоемкости сухого материала и w — влажности, по массе %; γ_w — объемный вес материала, кг/м³, определяемый по формуле $\gamma_w = \gamma_0 (1 + 0,01 w)$ в зависимости от w и γ_0 — объемного веса материала в сухом состоянии (c_0 и γ_0 даны в главе СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника»); ρ_0 — плотность материала, кг/м³, в сухом состоянии.

Расчетный коэффициент теплоусвоения воздушных прослоек принимается равным нулю. Слои конструкции, расположенные между воздушной прослойкой, вентилируемой наружным воздухом, и наружной поверхностью ограждения, при расчетах по формуле (10.8) не учитываются.

Нормативный температурный перепад Δt_n для всех ограждений

Таблица 10.6. Предельные значения нормативного температурного перепада Δt^H , °С

Здания и помещения	Для наружных стен	Для покрытий и чердачных перекрытий	Для перекрытий над проездами, подвалами и подпольями
Здания жилые, больничных учреждений, родильных домов, домов ребенка и интернатов; здания детских садов и яслей, детских домов; спальные корпуса общеобразовательных школ	6	4	2
Здания диспансеров и амбулаторно-поликлинических учреждений; учебные здания общеобразовательных школ	6	4,5	2,5
Общественные здания (кроме вышеуказанных) и административно-бытовые здания промышленных предприятий, за исключением помещений с влажным и мокрым режимом	7	5,5	2,5
Помещения общественных зданий и административно-бытовых зданий с влажным или мокрым режимом	$t_b - t_p^*$	$0,8 (t_b - t_p^*)$	2,5

* t_p — температура точки росы внутреннего воздуха, °С; определяют по табл. 10.9 в зависимости от t_a и ϕ_a .

Примечание. Для чердачных перекрытий влажных и мокрых помещений, а также в местах теплопроводных включений (диафрагм, толстых сквозных швов, прокладных рядов, стыков панелей, колони и ригелей каркаса и др.) допускается принимать $\Delta t^H = t_a - t_p$.

отапливаемых зданий, за исключением остекленных поверхностей и дверей, не должен быть более значений, приведенных в табл. 10.6.

Требуемые сопротивления теплопередаче для ограждений помещений жилых и общественных зданий с нормальным температурно-влажностным режимом при различной расчетной температуре наружного воздуха приведены в табл. 10.7.

Экономически целесообразное сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{ЭК}}$, $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, определяют после сравнительных расчетов по нескольким типам ограждения, принимая тот вариант, для которого приведенные затраты Π , руб/м², наименьшие. Приведенные затраты, включающие капитальные вложения и затраты на тепловую энергию, вычисляются по методике, изложенной в СНиП II-3-79**.

В качестве первого варианта повышенное сопротивление теплопередаче ограждения R_0 принимают равным или близким $R_0^{\text{ТР}} \cdot r_{\text{эф}}$ (с учетом унифицированной толщины конструкции). Для стен однослойных из бетонов на пористых заполнителях — $r_{\text{эф}}=1,1$; из ячеистых бетонов — $r_{\text{эф}}=1,3$; многослойных — $r_{\text{эф}}=1,8$; для покрытий и чердачных перекрытий: с утеплителем насыпным или из легких и ячеистых бетонов — $r_{\text{эф}}=1,3$; то же, на основе минеральных волокон или вспененных пластмасс — $r_{\text{эф}}=1,6$; то же, по настилам из листовых материалов — $r_{\text{эф}}=2,2$.

Ориентировочно экономическое целесообразное сопротивление теплопередаче ограждения $R_0^{\text{ЭК}}$, $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$, можно определить по формуле

$$R_0^{\text{ЭК}} = \left[\frac{(t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер}}) z_{\text{от.пер}} 24 C_{\text{т}}}{E_{\text{нор}} \lambda_{\text{из}} C_{\text{из}}} \right]^{0,5}, \quad (10.10)$$

где $t_{\text{от.пер}}$ и $z_{\text{от.пер}}$ — средняя температура, $^{\circ}\text{C}$; и продолжительность, сут, отопительного периода (по табл. 10.3); $C_{\text{т}}$ — стоимость тепловой энергии, руб/Вт·ч; $E_{\text{нор}}$ — нормативный коэффициент окупаемости дополнительных капитальных вложений $E_{\text{нор}}=0,12$; $\lambda_{\text{из}}$ — теплопроводность теплоизоляционного материала ограждения, Вт/(м $^{\circ}\times$ С); $C_{\text{из}}$ — стоимость теплоизоляционного материала, руб/м³.

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{ТР}}$, $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$ ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{ккал}$), заполнения световых проемов (окон, балконных дверей и фонарей) выбирают по табл. 10.8 в зависимости от расчетной разности температуры внутреннего и наружного (наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92) воздуха.

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{ТР}}$ дверей (кроме балконных) и ворот должно быть не менее $0,6 R_0^{\text{ТР}}$ стен зданий и сооружений, определяемого по формуле (10.7) при расчетной зимней температуре наружного воздуха, равной средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 (см. табл. 10.3),

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{ТР}}$ внутренних ограж-

Таблица 10.7. Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций R_0^{TP} , $^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$ ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{ккал}$), жилых и общественных зданий

$t_{в}$, $^{\circ}\text{C}$	$\Phi_{в}$, %	Ограждения	Расчетная температура наружного воздуха для проектирования отопления $t_{н}$, $^{\circ}\text{C}$							
			-40	-35	-30	-25	-20	-15	-10	-5
Жилые здания +18 (+20 при $t_{н} < -30^{\circ}$)	55	Наружные стены ($n=1$)	1,15 (1,34)	1,06 (1,23)	0,92 (1,07)	0,82 (0,96)	0,72 (0,84)	0,63 (0,73)	0,53 (0,62)	0,44 (0,51)
		Бесчердачные по- крытия ($n=1$)	1,71 (1,99)	1,57 (1,83)	1,38 (1,6)	1,23 (1,43)	1,08 (1,26)	0,95 (1,1)	0,8 (0,93)	0,66 (0,77)
		Чердачные пере- крытия ($n=0,9$)	1,54 (1,79)	1,42 (1,65)	1,24 (1,44)	1,11 (1,29)	0,98 (1,14)	0,85 (0,99)	0,72 (0,84)	0,59 (0,69)
		Перекрытия над проездами ($n=1$)	3,44 (4)	3,16 (3,67)	2,75 (3,2)	2,47 (2,87)	2,17 (2,52)	1,89 (2,2)	1,61 (1,87)	1,32 (1,53)
		Перекрытия над холодными под- польями ($n=0,75$)	2,58 (3)	2,36 (2,75)	2,06 (2,4)	1,85 (2,15)	1,63 (1,9)	1,42 (1,65)	1,2 (1,4)	0,98 (1,14)
		Общественные здания +18	60	Наружные стены ($n=1$)	0,95 (1,1)	0,87 (1,01)	0,78 (0,91)	0,7 (0,82)	0,62 (0,72)	0,54 (0,63)
Бесчердачные по- крытия ($n=1$)	1,2 (1,4)	1,1 (1,28)		1 (1,16)	0,89 (1,04)	0,79 (0,92)	0,69 (0,8)	0,59 (0,68)	0,48 (0,56)	
Чердачные пере- крытия ($n=0,9$)	1,08 (1,26)	0,99 (1,15)		0,9 (1,05)	0,81 (0,94)	0,72 (0,83)	0,62 (0,72)	0,53 (0,61)	0,43 (0,5)	
Перекрытия над проездами ($n=1$)	2,66 (3,09)	2,43 (2,82)		2,2 (2,55)	1,97 (2,29)	1,74 (2,02)	1,51 (1,75)	1,28 (1,49)	1,05 (1,22)	
Перекрытия над неотапливаемыми подвалами без окон ($n=0,6$)	1,59 (1,85)	1,45 (1,69)		1,32 (1,53)	1,18 (1,37)	1,04 (1,21)	0,9 (1,05)	0,77 (0,89)	0,63 (0,73)	

Таблица 10.8. Требуемое сопротивление теплопередаче R_0^{TP} ,
заполнений световых проемов (окон, балконных дверей,
зенитных фонарей)

№ п.п.	Здания и помещения	Разность температуры $t_{в} - t_{н}$, °С	R_0^{TP} , °С·м ² /Вт (°С·м ² ·ч/ккал)	
			окон и балконных дверей	зенитных фонарей
1	Здания жилые, больничных учреждений, диспансеров, амбулаторно-поликлинических учреждений, родильных домов, домов ребенка и интернатов, детских садов и яслей, детских домов, общеобразовательных школ	До 25	0,18 (0,21)	0,15 (0,175)
		Св. 25 до 44	0,39 (0,45)	0,31 (0,36)
		Св. 44 до 49	0,42 (0,49)	0,31 (0,36)
		Св. 49	0,53 (0,62)	0,48 (0,56)
2	Общественные здания, кроме указанных в п. 1, и административно-бытовые здания промышленных предприятий за исключением помещений с влажным и мокрым режимом	До 30	0,15 (0,175)	0,15 (0,175)
		Свыше 30 до 49	0,31 (0,36)	0,31 (0,36)
		Свыше 49	0,48 (0,56)	0,48 (0,56)
3	Помещения общественных и административно-бытовых зданий промышленных предприятий с влажным и мокрым режимом	До 30	0,15 (0,175)	—
		Свыше 30	0,34 (0,395)	—

дающих конструкций (стен, перегородок, перекрытий) между помещениями с нормируемой температурой воздуха следует определять при разности температуры в разделяемых ими помещениях более 3°С. При этом в формуле (10.7) принимают $n=1$ и вместо $t_{н}$ — расчетную температуру воздуха более холодного помещения. Для внутренних ограждающих конструкций помещений, в которых предусматривается кондиционирование воздуха, следует при определении R_0^{TP} учитывать проектную разность температуры внутреннего воздуха.

Приведенные требования не относятся к полам на грунте и на лагах. Полы на грунте в помещениях с нормируемой температурой

внутреннего воздуха, расположенные выше отстки здания или ниже ее не более чем на 0,5 м, утепляют в зоне примыкания к наружным стенам шириной 0,8 м. Для этого по грунту укладывают слой неорганического влагостойкого утеплителя, имеющий термическое сопротивление не менее термического сопротивления наружной стены.

ГЛАВА 10.5. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИИ

Сопротивление теплопередаче R_0 ограждений должно быть не менее большего из двух сопротивлений: 1) требуемого сопротивления теплопередаче $R_0^{тp}$, определяемого по формуле (10.7) или по табл. 10.8; 2) экономически целесообразного сопротивления теплопередаче $R_0^{эк}$, вычисленного по СНиП II-3-79** или формуле (10.10), т. е.

$$R_0 \geq R_0^{тp} \text{ и } R_0 \geq R_0^{эк}, \quad (10.11)$$

здесь R_0 — расчетное сопротивление теплопередаче, в том числе приведенное для неоднородных ограждающих конструкций, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{м}^2/\text{Вт}$ ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч}/\text{ккал}$).

Теплоизоляционные слои ограждающих конструкций должны обладать теплопроводностью в сухом состоянии не более $0,3 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ ($0,26 \text{ ккал}/(\text{ч} \cdot \text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$).

Для предохранения от конденсации водяных паров на внутренней поверхности наружных ограждений температура последней $\tau_{в}$, $^{\circ}\text{C}$, должна быть выше температуры точки росы t_p , $^{\circ}\text{C}$, внутреннего воздуха (с учетом примечания к табл. 10.6):

$$\tau_{в} \geq t_p \quad (10.12)$$

при $\tau_{в}$, найденной при расчетной зимней температуре наружного воздуха $t_{в}$ по табл. 10.2.

Температуру внутренней поверхности наружных ограждений $\tau_{в}$, $^{\circ}\text{C}$, (без теплопроводных включений) определяют по формуле

$$\tau_{в} = t_{в} - \frac{n(t_{в} - t_{н})}{R_0 \alpha_{в}} \quad (10.13)$$

Температуру точки росы внутреннего воздуха находят при расчетных температуре $t_{в}$ и относительной влажности $\phi_{в}$ (в долях единицы) внутреннего воздуха по табл. 10.9 исходя из фактического парциального давления (упругости) водяного пара $e_{в}$, кПа, во внутреннем воздухе,

$$e_{в} = E_{в} \phi_{в}, \quad (10.14)$$

где $E_{в}$ — парциальное давление (упругость), кПа при полном насыщении (табл. 10.9) в зависимости от $t_{в}$.

Таблица 10.9. Максимально парциальное давление (упругость) водяного пара E , кПа (мм рт. ст.), при различной температуре t , °С

t	E	t	E	t	E	t	E
-10	0,26 (1,95)	3	0,76 (5,69)	11	1,31 (9,84)	19	2,2 (16,48)
-8	0,31 (2,32)	4	0,81 (6,1)	12	1,4 (10,52)	20	2,34 (17,54)
-6	0,37 (2,76)	5	0,87 (6,54)	13	1,5 (11,23)	21	2,49 (18,65)
-4	0,44 (3,28)	6	0,935 (7,01)	14	1,6 (11,99)	22	2,64 (19,83)
-2	0,52 (3,88)	7	1 (7,51)	15	1,705 (12,79)	23	2,81 (21,07)
±0	0,61 (4,58)	8	1,07 (8,05)	16	1,82 (13,63)	24	2,98 (22,38)
1	0,66 (4,93)	9	1,15 (8,61)	17	1,94 (14,53)	25	3,17 (23,76)
2	0,705 (5,29)	10	1,23 (9,21)	18	2,06 (15,48)	26	3,36 (25,21)

Температуру внутренней поверхности ограждений с теплопроводными включениями определяют на основании расчета температурного поля конструкции. Для распространенных теплопроводных включений как неметаллических, так и металлических, температуру их внутренней поверхности допустимо определять по формулам и данным, приведенным в СНиП II-3-79**, а также «Пособии по теплотехническому расчету ограждающих конструкций».

Воздушные прослойки в толще наружных стен зданий, возводимых в климатических зонах, где теплозащитные свойства стен определяются по условиям холодного периода года, должны быть замкнутыми и иметь свободную высоту не более высоты этажа и не более 6 м. Воздушные прослойки при влажном и мокром режиме помещений допускаются в случае вентиляции этих прослоек наружным подогреваемым воздухом или при защите внутренней поверхности от воздействия влаги. В местах заделки в наружные стены сплошных железобетонных настилов перекрытий значение требуемого сопротивления теплопередаче для стен должно обеспечиваться укладкой слоя влагостойкой теплоизоляции.

Для предохранения от отсыревания и промерзания наружных углов легких стен, а также стен малой и средней тепловой инерции отапливаемых помещений с различными режимами кроме сухого ($\varphi_v > 50\%$) сопротивление теплопередаче угловых участков стен на расстоянии, равном половине толщины стены (но не более 500 мм) от внутренней грани наружных углов, увеличивают не менее чем на 20% против требуемого для стен легких и малой тепловой инерции ($D \leq 4$) и на 10% — для стен средней тепловой инерции ($D = 4 \dots 7$).

Приведенное сопротивление теплопередаче R_0 заполненных световых проемов (окон, балконных дверей и фонарей), связанное

Т а б л и ц а 10.10. Приведенное сопротивление теплопередаче окон, дверей и фонарей зданий и сооружений

Заполнение проема	Сопротивление R_0	
	$^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2/\text{Вт}$	$^{\circ}\text{C}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{ккал}$
Одинарное остекление в деревянном переплете	0,18	0,21
То же, в металлическом переплете	0,15	0,175
Двойное остекление в деревянных спаренных переплетах	0,39	0,45
То же, в деревянных отдельных переплетах	0,42	0,49
То же, в металлических отдельных переплетах	0,34	0,395
Двойное остекление витрин в металлических отдельных переплетах	0,31	0,36
То же, витрин, вентилируемых наружным воздухом	0,215	0,25
Тройное остекление в деревянных отдельно-спаренных переплетах	0,55	0,64
То же, в металлических отдельных переплетах окон	0,46	0,535
Блоки стеклянные пустотелые размером $194\times 194\times 98$ мм при ширине швов 6 мм	0,31	0,36
То же, размером $244\times 244\times 98$ мм при ширине швов 6 мм	0,33	0,38
Профильное стекло швеллерного сечения	0,16	0,185
То же, коробчатого сечения	0,31	0,36
Органическое стекло одинарное	0,19	0,22
То же, двойное	0,36	0,42
То же, тройное	0,52	0,605
Двухслойные стеклопакеты в деревянных переплетах	0,36	0,42
То же, в металлических переплетах	0,31	0,36
Двухслойные стеклопакеты и одинарное остекление в отдельных деревянных переплетах	0,53	0,62
Двери деревянные сплошные наружные одинарные	0,215	0,25
То же, двойные	0,43	0,5
То же, тройные	0,66	0,77
То же, внутренние одинарные	0,345	0,4

Примечание. При отношении площади остекления к площади заполнения светового проема в деревянных переплетах, равном 0,6—0,74, указанные в табл. 10.10 значения R_0 следует увеличивать на 10 %, а при отношении площадей 0,86 и более соответственно уменьшать на 5 %.

с конструкцией заполнений, выбирают по табл. 10.10 как равное или ближайшее большее по сравнению с требуемым сопротивлением $R_0^{тр}$, принятым по табл. 10.8.

Полы. Полы в зданиях конструируют в соответствии с СНиП 2.03.13—88. Поверхность пола в жилых и общественных зданиях должна иметь показатель теплоусвоения γ_n , Вт/(м²·°C) [ккал/(ч·м²·°C)], не более 12 в зданиях, перечисленных в п. 1 табл. 10.8, и не более 14 в остальных общественных зданиях. Не нормируется показатель теплоусвоения поверхности пола с температурой выше 23 °C и пола помещений общественных зданий, эксплуатация которых не связана с постоянным пребыванием в них людей (залов музеев и выставок, фойе театров, кинотеатров и др.).

Показатель теплоусвоения поверхности пола, если его покрытие (первый слой конструкции пола) имеет тепловую инерцию $D_1 = R_1 S_1 \geq 0,5$ [см. формулу (10.8)], определяют по формуле

$$Y_n = 2s_1; \quad (10.15)$$

если первые n слоев конструкции пола ($n \geq 1$) имеют суммарную тепловую инерцию $D < 0,5$, а тепловая инерция $n + 1$ слоев $D \geq 0,5$, то показатель теплоусвоения поверхности пола Y_n находят путем последовательного расчета показателей теплоусвоения поверхностей слоев конструкции, начиная с n -го и до 1-го слоя:

для n -го слоя

$$Y_n = \frac{2R_n s_n^2 + s_{n+1}}{0,5 + R_n s_{n+1}}, \quad (10.16)$$

для i -го слоя ($i = n-1; n-2; \dots; 1$) по формуле

$$Y_i = \frac{4R_i s_i^2 + Y_{i+1}}{1 + R_i Y_{i+1}}, \quad (10.17)$$

где R_i, R_n — термическое сопротивление, i -го и n -го слоев конструкции пола, вычисленное по формуле (10.1), °C·м²/Вт (°C·м²·ч/ккал); s_1, s_i, s_n, s_{n+1} — расчетные коэффициенты теплоусвоения материала соответственно 1-го, i -го, n -го, $(n+1)$ -го слоев конструкции пола, Вт/(м²·°C) [ккал/(ч·м²·°C)], по табл. 10.1.

Утепление полов, устраиваемых непосредственно на грунте или по лагам и бетонной подготовке на грунте, выполняют из неорганических влагостойких материалов (шлак, керамзит и др.).

ГЛАВА 10.6. ТЕПЛОУСТОЙЧИВОСТЬ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Теплоустойчивость наружных ограждений зимой обеспечивается при выборе для расчетов зимней температуры наружного воздуха с учетом тепловой инерции (см. табл. 10.2).

Теплоустойчивость наружных ограждений летом проверяют для наружных стен с тепловой инерцией менее 4 и покрытий менее 5. Проверку проводят в районах со среднемесячной температурой июля 21 °С и выше для зданий, перечисленных в п. 1 табл. 10.8 (за исключением школ), а также при кондиционировании воздуха в зданиях. Проверка заключается в определении амплитуды колебаний температуры внутренней поверхности ограждений A_{τ_b} , которая не должна быть более требуемой амплитуды $A_{\tau_b}^{TP}$:

$$A_{\tau_b} \leq A_{\tau_b}^{TP}, \quad (10.18)$$

определяемой по формуле

$$A_{\tau_b}^{TP} = 2,5 - 0,1(t_n - 21), \quad (10.19)$$

где t_n — среднемесячная температура наружного воздуха за июль, °С (по табл. 10.3).

Фактическое значение амплитуды колебаний температуры внутренней поверхности ограждений вычисляют по формулам, приведенным в главе СНиП II-3-79**.

Требуемой теплоустойчивости достигают повышением тепловой инерции [показателя D по формуле (10.8)] ограждений. При этом обеспечивается достаточное затухание в толще наружных стен и покрытий зданий суточных колебаний температуры наружного воздуха с учетом солнечной радиации.

Для снижения влияния солнечной радиации целесообразно устраивать в бесчердачных покрытиях воздушные прослойки и пустоты, вентилируемые наружным воздухом (вентилируемые прослойки более эффективны при высоте их не менее 0,15 м и длине, не превышающей 50 м). Рекомендуется также покрывать рулонные кровли зданий мелким гравием светлых тонов толщиной не менее 0,01 м.

В тех же районах, т.е. при среднемесячной температуре июля 21 °С и выше, для окон и фонарей зданий, перечисленных в п. 1 табл. 10.8 (за исключением школ), следует предусматривать солнцезащитные устройства с коэффициентом теплопропускания не более нормативного значения 0,2 (для зданий при кондиционировании воздуха — 0,4). Солнцезащитные устройства могут быть наружными (наиболее эффективные), межстекольными (достаточно эффективны при проветривании межстекольного пространства) и внутренними. Коэффициенты теплопропускания солнцезащитных устройств в виде ставен, маркиз, жалюзи, штор приведены в СНиП II-3-79**.

При определении теплоустойчивости помещений с периодически действующим отоплением зимой допускаемые колебания температуры внутреннего воздуха помещений, имеющих наибольшую площадь

наружных ограждений, принимают: при центральном отоплении $\pm 1,5^\circ\text{C}$, при печном отоплении $\pm 3^\circ\text{C}$ в течение 1 сут.

При определении теплоустойчивости помещений летом колебание температуры внутреннего воздуха, вызванное прогреванием наружных ограждающих конструкций, не должно превышать $1,5^\circ\text{C}$ в районах со средней максимальной температурой наружного воздуха в июле 30°C и выше, и $2,5^\circ\text{C}$ в районах с температурой от 25 до 29°C .

ГЛАВА 10.7. СОПРОТИВЛЕНИЕ ВОЗДУХОПРОНИЦАНИЮ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Сопротивление воздухопроницанию R_n ограждений (за исключением окон, балконных дверей, фонарей) зданий и сооружений должно быть не менее требуемого сопротивления воздухопроницанию $R_n^{\text{тр}}$, $\text{Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$ [$(\text{кгс}/\text{м}^2)\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$]:

$$R_n \geq R_n^{\text{тр}} = \Delta p / G_n v_2, \quad (10.20)$$

где Δp — разность давления воздуха, Па , на наружной и внутренней поверхностях ограждений (вычисляют без множителя 9,81 при расчетах в системе МКГСС)

$$\Delta p = 9,81 [0,55H(\rho_n - \rho_v) + 0,03\rho_n v^2], \quad (10.21)$$

если H — высота здания, м (от поверхности земли до верха карниза); ρ_n , ρ_v — плотность, $\text{кг}/\text{м}^3$, соответственно наружного и внутреннего воздуха

$$\rho = 353/(273 + t); \quad (10.22)$$

здесь t — температура воздуха, $^\circ\text{C}$, внутреннего — по главе 10.2, наружного — равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 (по табл. 10.3); v — скорость ветра в январе, $\text{м}/\text{с}$, по табл. 10.3; G_n — нормативная воздухопроницаемость, $\text{кг}/(\text{ч}\cdot\text{м}^2)$, по табл. 10.11.

Сопротивление воздухопроницанию (инfiltrации) наружных многослойных ограждающих конструкций R_n , $\text{Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$ [$(\text{кгс}/\text{м}^2)\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$], вычисляют по формуле

$$R_n = R_{n1} + R_{n2} + \dots + R_{ni}, \quad (10.23)$$

где R_{n1} , R_{n2} , ..., R_{ni} — сопротивление воздухопроницаемости отдельных слоев ограждения (по табл. 10.12).

Сопротивления воздухопроницанию слоев стен и покрытий, расположенных между воздушной прослойкой, вентилируемой наружным воздухом, и наружной поверхностью ограждений, при расчетах по формуле (10.23) не учитываются.

Сопротивление воздухопроницанию R_n окон, балконных дверей, зенитных фонарей жилых и общественных зданий должно быть не

Т а б л и ц а 10.11. Нормативная воздухопроницаемость G^H ограждающих конструкций зданий и сооружений

Ограждающие конструкции	G^H , кг/(ч·м ²)
Наружные стены, перекрытия и покрытия жилых, общественных зданий и административно-бытовых зданий промышленных предприятий	0,5
Входные двери в квартиры	1,5
Окна и балконные двери жилых, общественных зданий и административно-бытовых зданий промышленных предприятий	10
То же, в районах с температурой наиболее холодной пятидневки (обеспеченностью 0,92) минус 40 °С и ниже	8
Зенитные фонари	15

Примечание. Воздухопроницаемость стыков панелей наружных стен жилых зданий должна быть не более 0,5 кг/(ч·м).

Т а б л и ц а 10.12. Сопротивление воздухопроницанию R_H материалов и конструктивных элементов ограждений

Материалы и конструкции	Толщина слоя, мм	Сопротивление R_H	
		Па·м ² ·ч/кг	(кгс/м ²) м ² ·ч/кг
Бетон сплошной (без швов)	100	19620	2000
Бумага газетная или обои	—	20	2
Картон строительный (без швов)	1,3	64	6,5
Стена кирпичная сплошная на тяжелом растворе толщиной: в 1 кирпич и более	250 и более	18	1,8
	120	2	0,2
в полкирпича	250 и более	9	0,9
	120	1	0,1
Стена из пустотного керамического кирпича толщиной в полкирпича на тяжелом растворе	120	2	0,2
Стена из легкобетонных камней: на тяжелом растворе	400	13	1,3
	400	1	0,1
» легкобетонных камней на легком растворе	400	1	0,1
Шлакобетон сплошной (без швов)	100	14	1,4

Продолжение табл. 10.12

Материалы и конструкции	Толщина слоя, мм	Сопротивление $R_{\text{д}}$	
		Па·м ² ·ч/кг	(кгс/м ²)м ² ·ч/кг
Обшивка из фибролита или древесно-волокнистых бесцементных мягких плит:			
с заделкой швов	15—70	2,5	0,25
без заделки швов	15—70	0,5	0,05
Обшивка из гипсокартонных листов с заделкой швов	10	20	2
Обшивка из жестких древесно-волокнистых листов с заделкой швов	10	3,3	0,34
Пенобетон автоклавный (без швов)	100	1962	200
То же, неавтоклавный	100	196	20
Плиты минераловатные жесткие	50	2	0,2
То же, на крахмальном связующем	60	0,35	0,035
Смазка глиняная	5—7	6,9	0,7
Рубероид	1,5	Воздухонепроницаем	
Толь	1,5	490	50
Облицовка стен штучными керамическими плитами или мелкогабаритными блоками	Менее 250	2	0,2
Стена брусковая или бревенчатая рубленая	—	39,2	4
Штукатурка по каменной или кирпичной кладке:			
цементно-песчаным раствором	15	373	38
известковым	15	142	14,5
Обшивка из обрезных досок:			
соединенных впритык или четверть	20—25	0,1	0,01
соединенных в шпунт	20—25	1,5	0,15
Пеностекло сплошное (без швов)	120	Воздухонепроницаемо	
Пенополистирол	50—100	79	8
Фанера клееная (без швов)	3—4	2940	300
Штукатурка известково-гипсовая по дереву (по дроби)	20	17	1,7

Примечания. 1. Для каменных стен, имеющих расшивку швов по наружной поверхности, значения сопротивления воздухопроницанию, приведенные в табл. 10.12, увеличивать на 20 Па·м²·ч/кг [на 2 (кгс/м²)·м²·ч/кг]. 2. Для воздушных прослоек и для слоев из сыпучих (шлак, керамзит, пемза, опилки и пр.), рыхлых и волокнистых (минеральная вата, солома, стружка и пр.) материалов в расчетах принимать $R_{\text{д}}=0$ независимо от толщины слоя.

менее требуемого сопротивления воздухопроницанию $R_{и}^{тп}$, м²·ч/кг, при $\Delta p_0=10$ Па:

$$R_{и} \geq R_{и}^{тп} = (\Delta p / \Delta p_0)^{2/3} (1/G)^{и}, \quad (10.24)$$

где Δp — разность давления, Па, по формуле (10.21); $G^{и}$ — нормативная воздухопроницаемость, кг/(ч·м²), по табл. 10.11; Δp_0 — разность давления воздуха, при которой определяется сопротивление $R_{и}$, $\Delta p_0=10$ Па.

Сопротивление воздухопроницанию (инфильтрации) заполнений световых проемов (окон, балконных дверей и фонарей) $R_{и}$ принимают по табл. 10.13 в зависимости от материала уплотняющих прокладок и числа уплотненных притворов заполнений.

Т а б л и ц а 10.13. Сопротивление воздухопроницанию $R_{и}$ заполнений световых проемов (окон, балконных дверей и фонарей)

Заполнение светового проема	Число уплотненных притворов	Сопротивление $R_{и}$, м ² ·ч/кг при $\Delta p_0=10$ Па и уплотнении деревянных переплетов прокладками из		
		пенополиуретана	губчатой резины	полушерстяного шнура
Одинарное остекление или двойное остекление в спаренных переплетах	1	0,26	0,16	0,12
	2	0,29	0,18	0,13
Двойное остекление в отдельных переплетах	1	0,38	0,26	0,18
	2	0,44	0,26	0,20
	3	0,56	0,37	0,27

Примечания: 1. Сопротивление воздухопроницанию заполнений световых проемов с металлическими переплетами, а также балконных дверей следует принимать с коэффициентом 0,8. 2. Сопротивление воздухопроницанию окон без открывающихся створок (без притворов, с уплотненными фальцами) следует принимать равным 1 м²·ч/кг (независимо от числа и материала переплетов и видов остекления), зенитных фонарей (с уплотненными сопряжениями элементов) — 0,5 м²·ч/кг. 3. При заклеивке бумагой притворов отдельных переплетов без уплотняющих прокладок сопротивление воздухопроницанию принимать как при уплотнении губчатой резиной.

Расчеты сопротивления воздухопроницанию следует проводить для всех видов наружных ограждений, за исключением: наружных стен любой конструкции с наружной цементной штукатуркой; наружных стен кирпичных и каменных с расшивкой наружных швов и

внутренней штукатуркой; бесчердачных покрытий при кровле из рулонных воздухопроницаемых материалов.

Чердачные перекрытия над проездами и подпольями, а также междуэтажные перекрытия и внутренние стены, отделяющие помещения от лестничных площадок, лифтовых шахт и смежных помещений должны иметь R_n не менее $490 \text{ Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$ [$50 \text{ (кгс/м}^2\text{)}\cdot\text{м}^2\times\text{ч}/\text{кг}$].

Для того, чтобы устранить проникновение наружного воздуха в толщу наружных стен, перекрытий над проездами и бесчердачных покрытий без вентилируемой воздушной прослойкой, сопротивление воздухопроницанию наружной их части толщиной до $1/4$ всей толщины должно быть не менее $0,3 v^2 \text{ Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$.

Это требование может быть выполнено применением наружной штукатурки, расшивкой швов кладки, прокладкой строительной бумаги под дощатой наружной обшивкой и пр.

Сопротивление воздухопроницанию слоев, отделяющих на наружных стенах замкнутую воздушную прослойку от наружного воздуха, должно быть не менее $3,9 \text{ Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$ [$0,4 \text{ (кгс/м}^2\text{)}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$], а стенок, разделяющих воздушные прослойки в наружных стенах, — не менее $2 \text{ Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{кг}$.

ГЛАВА 10.8. СОПРОТИВЛЕНИЕ ПАРОПРОНИЦАНИЮ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Сопротивление паропроницанию R_n , $\text{Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{мг}$ (мм рт. ст. $\cdot\text{м}^2\times\text{ч}/\text{г}$), ограждений (кроме чердачных перекрытий и вентилируемых покрытий) определяют в пределах от их внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации водяного пара. Плоскость возможной конденсации в однородной (однослойной) ограждающей конструкции считают расположенной на расстоянии, равном $2/3$ толщины конструкции от ее внутренней поверхности, а в многослойной конструкции — совпадающей с наружной поверхностью утепляющего слоя.

Расчетное сопротивление паропроницанию R_n должно быть не менее большего из двух требуемых сопротивлений: 1) требуемого сопротивления паропроницанию $R_{n1}^{тр}$, $\text{Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{мг}$ (мм рт. ст. $\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{г}$), определяемого исходя из условия недопустимости накопления влаги в ограждающей конструкции за годовой период эксплуатации; 2) требуемого сопротивления паропроницанию $R_{n2}^{тр}$, $\text{Па}\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{мг}$ (мм рт. ст. $\cdot\text{м}^2\cdot\text{ч}/\text{г}$), определяемого исходя из условия ограничения приращение количества влаги в ограждающей конструкции за период с отрицательной среднемесячной температурой наружного воздуха, т. е.

$$R_n \geq R_{n1}^{тр} \text{ и } R_n \geq R_{n2}^{тр}. \quad (10.25)$$

Требуемые сопротивления паропроницанию рассчитывают по формулам, приведенным в СНиП II-3-79**. При этом допускают приращение расчетного отношения влаги в материале (указанного в табл. 10.1) увлажняемого слоя $\Delta w_{ср}$, % по массе, за период влагонакопления.

Предельно допустимое приращение $\Delta w_{ср}$, %, расчетного массового отношения влаги в материале

Кладка из глиняного кирпича и керамических блоков	1,5
Кладка из силикатного кирпича	2
Легкие бетоны на пористых заполнителях	5
Ячеистые бетоны (пенобетон, газосиликат и др.)	6
Тяжелые бетоны	2
Пеногазостекло	1,5
Фибролит цементный	7,5
Минераловатные плиты и маты	3
Пенополистирол и пенополиуретан	25
Теплоизоляционные засыпки из керамзита, шунгизита, шлака	3

Сопротивление паропроницанию R_n , Па·м²·ч/мг (мм рт. ст.××м²·ч/г), многослойных ограждающих конструкций (до плоскости возможной конденсации водяного пара) вычисляют по формуле

$$R_n = \delta_1/\mu_1 + \delta_2/\mu_2 + \dots + \delta_n/\mu_n, \quad (10.26)$$

где $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ — толщина отдельных слоев ограждения, м; $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$ — коэффициенты паропроницаемости отдельных слоев, мг/(ч·м·Па) [г/(ч·м·мм рт. ст.)], по табл. 10.1.

Сопротивление паропроницанию воздушных прослоек в ограждениях считают равным нулю независимо от их расположения и толщины. Сопротивление паропроницанию R_n листовых материалов и тонких слоев пароизоляции принимают по табл. 10.14.

Сопротивление паропроницанию R_n чердачного перекрытия или части конструкции вентилируемого покрытия, расположенной между внутренней поверхностью покрытия и воздушной прослойкой, в зданиях со скатами кровли шириной до 24 м должно быть не менее требуемого сопротивления паропроницанию $R_n^{тр}$, Па·м²·ч/мг:

$$R_n^{тр} = 0,0012 (e_v - e_{н.о}), \quad (10.27)$$

где e_v — парциальное давление (упругость) водяного пара во внутреннем воздухе, Па, определяемое по формуле (10.14); $e_{н.о}$ — среднее парциальное давление (упругость) водяного пара наружного воздуха, Па, периода месяцев с отрицательной среднемесячной температурой, вычисляемое по данным СНиП 2.01.01—82 «Строительная климатология и геофизика».

Для защиты от увлажнения теплоизоляционного слоя (утеплителя) в покрытиях зданий с влажным или мокрым режимом предусматривают паронизоляцию ниже утеплителя, которую учитывают при

Т а б л и ц а 10.14. Сопротивление паропрооницанию R_{Π} листовых материалов и тонких слоев пароизоляции

Материал	Толщина слоя, мм	Сопротивление R_{Π}	
		Па · м ² · ч/мг	мм рт.ст. · м ³ ч/г
Листы обшивочные гипсовые	10	0,12	0,9
Листы древесно-волоконные жесткие	10	0,11	0,8
То же, мягкие	12,5	0,05	0,4
Окраска горячим битумом за 1 раз	2	0,27	2
за 2 раза	4	0,48	3,5
Фанера клееная трехслойная	3	0,15	1,1
Покрyтие битумно-кукерсольной мастикой за			
за 1 раз	1	0,64	4,8
за 2 раза	2	1,08	8,1
Окраска масляная за 2 раза со шпатлевкой и грунтовкой	—	0,64	4,8
Окраска эмалевой краской	—	0,48	3,6
Пергамин кровельный	0,4	0,33	2,5
Рубероид	1,5	1,1	8,3
Толь кровельный	1,9	0,4	3
Рулонный ковер двухслойный (1 слой рубероида и 1 слой пергамина на битумной мастике)	6	1,7	12,8
Рулонный ковер трехслойный (1 слой рубероида и 2 слоя пергамина на битумной мастике)	10	2,5	18,6
Картон обыкновенный	1,3	0,016	0,12
Полиэтиленовая пленка	0,16	7,3	54
Покрyтие поливинилхлоридным лаком за 2 раза	—	3,9	29
Покрyтие изолом	—	5,4	40
Покрyтие изольной мастикой за 1 раз	2	0,6	4,5

определении сопротивления паропрооницанию покрытия. В помещениях с влажным или мокрым режимом, кроме того, осуществляют паронизоляцию теплоизолирующих уплотнителей сопряженных элементов ограждений (мест примыкания заполненных проемов к стенам и др.) со стороны помещений.

Не требуется определять сопротивления паропрооницанию следующих ограждающих конструкций: однородных (однослойных) наружных стен помещений с сухим и нормальным режимом; двухслойных наружных стен помещений с сухим или нормальным режимом,

если внутренний слой выполнен из тяжелого бетона, железобетона или других материалов с сопротивлением паропроницанию более $1,6 \text{ Па} \cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч} / \text{мг}$ (12 мм рт. ст. $\cdot \text{м}^2 \cdot \text{ч} / \text{г}$).

Материалы ограждающих конструкций для предохранения от конденсации в них водяных паров внутреннего воздуха следует располагать в следующем порядке: к внутренней поверхности материалы плотные, теплопроводные и мало паропроницаемые, к наружной поверхности — пористые, мало теплопроводные и более паропроницаемые (утеплители).

Внутренний защитно-отделочный (пароизоляционный) слой, предназначенный для защиты ограждений от увлажнения, должен предусматриваться независимо от класса зданий и района строительства в следующих случаях: на внутренней поверхности наружных стен и бесчердачных покрытий с рулонной кровлей помещений с влажным и мокрым режимом; на внутренней поверхности наружных стен в помещениях с нормальным режимом, когда стены утеплены по внутренней поверхности или в толще пористыми паропроницаемыми теплоизоляционными материалами в виде плит, термовкладышей, засыпок и т. д.

Во всех других случаях пароизоляционный слой устраивают в соответствии с расчетом, причем его сопротивление паропроницанию определяют как разность между требуемым сопротивлением и расчетным сопротивлением паропроницанию части ограждения от внутренней поверхности до плоскости возможной конденсации.

Применяемый в случае необходимости пароизоляционный слой располагают первым в направлении движения водяного пара, т. е. на внутренней поверхности наружных ограждающих конструкций зданий и сооружений. Пароизоляционный слой можно укладывать поверх несущих конструкций, но в сечении с температурой выше t_p и обязательно со стороны утеплителя, обращенной к помещениям.

Конструкции стыков панелей наружных стен и покрытий должны обеспечивать пароизоляцию не меньшую, чем на сплошных участках.

Защитно-отделочный слой наружных ограждающих конструкций, на внутренней поверхности которых допускается образование конденсата, предусматривают из влагонепроницаемых материалов, например, из бетона с добавками, придающими ему водонепроницаемость; из глазурованных керамических плиток; путем нанесения водоотталкивающих красок,

РАЗДЕЛ 11. ЗВУКОИЗОЛЯЦИЯ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 11.1. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ПОМЕЩЕНИЙ

11.1.1. Санитарные нормы допустимого шума в помещениях

Постоянный шум в помещениях оценивают уровнями звукового давления L в восьми октавных полосах частот в децибелах (дБ) и (ориентировочно) уровнем звука L_A , измеряемым по шкале А шумомера в дБА, непостоянный шум оценивают эквивалентным (по энергии) уровнем звука $L_{Aэкв}$ и максимальным уровнем звука L_{Amax} в дБА.

Уровни звукового давления, уровень звука или эквивалентный уровень звука, проникающего в помещение от работы систем инженерного оборудования здания, а также от внешних источников шума, не должны превышать значений, приведенных в табл. 11.1, с учетом поправок по табл. 11.2.

11.1.2. Нормы звукоизоляции ограждающих конструкций

Нормативные требования к звукоизоляции ограждающих конструкций выражены индексами изоляции воздушного шума ограждением I_v и приведенного уровня ударного шума под перекрытием I_u в дБ, нормируемые значения которых приведены в табл. 11.3.

Индекс звукоизоляции определяют при наличии измеренной или рассчитанной частотой характеристики изоляции воздушного шума R или приведенного уровня ударного шума L_u , сравнивая ее с соответствующей нормативной частотой характеристикой (рис. 11.1) по методике СНиП II-12-77.

* В основу материалов раздела положены: СНиП II-12-77 «Защита от шума»; Руководство по проектированию звукоизоляции ограждающих конструкций. — М.: Стройиздат, 1983; Рекомендации по обеспечению требуемой звукоизоляции при конструировании жилых зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1984; Крейтан В. Г. Защита от внутренних шумов в жилых домах. — М.: Стройиздат, 1990; Санитарные нормы допустимого шума в помещениях жилых и общественных зданий и на территории жилой застройки, 3077—84. — М.: Минздрав СССР, 1984.

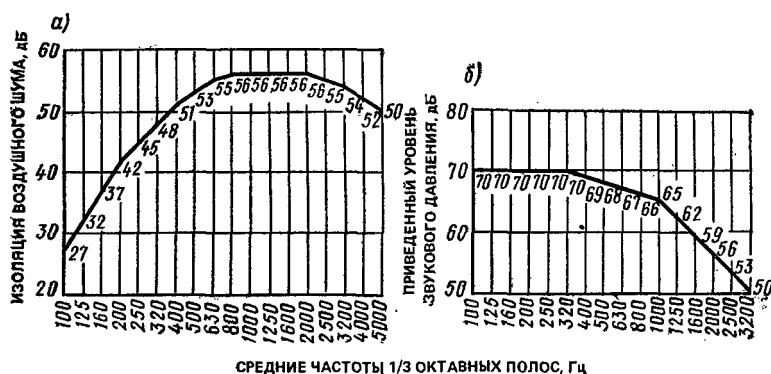


Рис. 11.1. Нормативные частотные характеристики изоляции воздушного шума ограждающей конструкцией (а) и приведенного уровня ударного шума под перекрытием (б)

ГЛАВА 11.2. РАСЧЕТ ЗВУКОИЗОЛЯЦИИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

11.2.1. Общие положения

При проектировании определяют расчетные значения индексов звукоизоляции I_v и I_y , которые сравнивают с их нормируемыми значениями (см. табл. 11.1). Вычисления выполняют с точностью до 0,1 дБ. Полученное расчетное значение индекса звукоизоляции округляют до целого числа децибел по следующему правилу: при определении I_v дробные значения равные и меньше 0,5 отбрасывают, а равные и больше 0,6 округляют до 1, при определении I_y дробные значения равные и меньше 0,4 отбрасывают, а равные и больше 0,5 округляют до 1.

Ограждающие конструкции зданий разделяют на акустически однородные и акустически неоднородные.

К акустически однородным относят однослойные конструкции, конструкции из двух или более слоев (элементов) из жестких материалов, жестко связанных между собой, конструкции с круглыми пустотами, а также с пустотами другого сечения, стенки которых не могут совершать самостоятельных изгибных колебаний в диапазоне частот от 100 до 5000 Гц. Последнее условие считается выполненным, если длина стенки пустоты (в ее поперечном сечении) не превышает $1/4$ длины изгибной волны в ней λ_n .

$$\lambda_n = \sqrt{2\pi/f} \sqrt[4]{D/(\rho_n b)}, \quad (11.1)$$

где f — частота, Гц; D — цилиндрическая жесткость плиты шириной 1 м, Па·м⁴; ρ_n — поверхностная плотность плиты (масса плиты площадью 1 м²), кг/м²; b — ширина плиты, $b=1$ м.

Т а б л и ц а 11.1. Допустимые уровни звукового давления и уровни звука, проникающего в помещения жилых и общественных зданий

Помещения	Время суток	Уровни звукового давления, дБ в октавных полосах частот со среднегеометрическими частотами, Гц								Уровни звука и эквивалентные уровни звука, дБА	Максимальные уровни звука, дБА
		63	125	250	500	1000	2000	4000	8000		
Палаты больниц и санаториев, операционные больницы	С 7 до 23 ч	59	48	40	34	30	27	25	23	35	50
	С 23 до 7 ч	51	39	31	24	20	17	14	13	25	40
Кабинеты врачей поликлиник, амбулаторий, диспансеров, больниц, санаториев		59	48	40	34	30	27	25	23	35	50
Классные помещения, учебные кабинеты, учительские комнаты, аудитории школ и других учебных заведений, конференц-залы, читальные залы библиотек		63	52	45	39	35	32	30	28	40	55
Жилые комнаты квартир, жилые помещения домов отдыха, пансионатов, домов-интернатов для престарелых и инвалидов, спальня помещения в детских дошкольных учреждениях и школах-интернатах	С 7 до 23 ч	63	52	45	39	35	32	30	28	40	55
	С 23 до 7 ч	55	44	35	29	25	22	20	18	30	45

Помещения	Время суток	Уровни звукового давления, дБ в октавных полосах частот со среднегеометрическими частотами, Гц								Уровни звука и эквивалентные уровни звука, дБА	Максимальные уровни звука, дБА
		63	125	250	500	1000	2000	4000	8000		
Номера гостиниц и жилые комнаты общежитий	С 7 до 23 ч	67	57	49	44	40	37	35	33	45	60
	С 23 до 7 ч	59	48	40	34	30	27	25	23	35	50
Залы, кафе, ресторанов, столовых		75	66	59	54	50	47	45	43	55	70
Торговые залы магазинов, пассажирские залы аэропортов и вокзалов, приемные пункты предприятий бытового обслуживания		79	70	63	58	55	52	50	49	60	75

Примечания: 1. Допустимые уровни шума от внешних источников в помещениях устанавливаются при условии обеспечения нормативной вентиляции помещений (для жилых помещений, палат, классов — при открытых форточках, фрамугах, узких створках окон). 2. Уровни звукового давления в октавных полосах частот в дБ, уровни звука и эквивалентные уровни звука в дБА для шума, создаваемого в помещениях системами кондиционирования воздуха, воздушного отопления и вентиляции, следует принимать на 5 дБ или 5 дБА ниже значений указанных в табл. 11.1 (поправку для тонального и импульсного шума по табл. 11.2 в этом случае принимать не следует).

Т а б л и ц а 11.2. Поправки к допустимым уровням звукового давления, уровням звука и эквивалентным уровням звука

Влияющий фактор	Условия	Поправка, дБ (или дБА)
Характер шума	Широкополосный	0
	Тональный, импульсный	-5
Место расположения объекта	Курортный район, место отдыха, туризма, зеленая зона города	-5
	Новый проектируемый жилой район	0
	Район сложившейся застройки	+5

Примечания: 1. Поправки на место расположения объекта следует учитывать только для внешних источников шума в жилых комнатах квартир, спальнях помещений домов отдыха и пансионатов, спальнях помещений детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, в домах-интернатах для престарелых и инвалидов, палатах больниц и спальнях комнатах санаториев, жилых комнатах общежитий и номерах гостиниц. 2. Поправку +5 дБ (дБА) не следует принимать для вновь строящихся объектов в сложившейся застройке.

Т а б л и ц а 11.3. Нормативные индексы звукоизоляции ограждающих конструкций жилых и общественных зданий

Наименование и расположение ограждающей конструкции	I_v , дБ (не меньше)	I_y , дБ (не больше)
Жилые здания		
Перекрытия между помещениями квартир	50	67
Перекрытия между помещениями квартир и неиспользуемыми чердачными помещениями	47	—
Перекрытия между помещениями квартиры и подвалами, холлами и используемыми чердачными помещениями	50	67
Перекрытия между помещениями квартир и расположенными внизу магазинами	55	67
Перекрытия между помещениями квартиры и расположенными внизу ресторанами, спортивными залами, кафе и другими подобными помещениями	60	67 (50)*
Перекрытия между комнатами в двухэтажной квартире	41	75
Перекрытия, отделяющие помещения культурно-бытового обслуживания общежитий друг от друга и от помещений общего пользования (холлы, вестибюли, коридоры)	45	75
Стены и перегородки между квартирами, между помещениями квартиры и лестничными клетками, холлами, коридорами, вестибюлями	50	—

Продолжение табл. 11.3

Наименование и расположение ограждающей конструкции	I_B , дБ (не меньше)	I_T , дБ (не больше)
Стены между помещениями квартиры и магазинами	55	—
Стены между помещениями квартиры и ресторанами, спортивными залами, кафе и другими подобными помещениями	60	—
Перегородки без дверей между комнатами, между кухней и комнатой в квартире	41	—
Перегородки между комнатами и санитарным узлом одной квартиры	45	—
Входные двери квартир, выходящие на лестничные клетки, в холлы, вестибюли и коридоры	30	—
Лестничные клетки и марши	—	67*
Стены и перегородки, отделяющие помещения культурно-бытового обслуживания общежитий друг от друга и от помещений общего пользования (холлы, вестибюль, лестничные клетки)	45	—
Гостиницы		
Перекрытия между номерами первой категории	48	70
» » второй »	45	72
Перекрытия, отделяющие номера от помещений общего пользования (вестибюли, холлы, буфеты)		
для номеров первой категории	50	67*
» » второй »	47	70*
Перекрытия, отделяющие номера от ресторанов, кафе, столовых, кухонь:		
для номеров первой категории	60	50*
» » второй »	55	55*
Стены и перегородки между номерами:		
первой категории	48	—
» » второй »	45	—
Стены и перегородки, отделяющие номера от помещений общего пользования (лестничные клетки, вестибюли, холлы, буфеты):		
для номеров первой категории	50	—
» » второй »	47	—
Стены и перегородки, отделяющие номера от ресторанов, кафе, столовых, кухонь:		
для номеров первой категории	60	—
» » второй »	55	—

Продолжение табл. 11.3

Наименование и расположение ограждающей конструкции	I_B , дБ (не меньше)	I_T , дБ (не больше)
Здания управлений и общественных организаций		
Перекрытия между рабочими комнатами, кабинетами, секретариатами и отделяющие рабочие комнаты, кабинеты, секретариаты от помещений общего пользования (вестибюли, холлы)	45	75
Перекрытия, отделяющие рабочие комнаты, кабинеты от рабочих не защищаемых от шума помещений (машбюро, телетайпные залы и т. д.)	49	70
Стены и перегородки между рабочими комнатами	40	—
Стены и перегородки, отделяющие рабочие комнаты, секретариаты от помещений общего пользования (лестничные клетки, вестибюли, холлы) и рабочих помещений, не защищаемых от шума	45	—
Стены и перегородки, отделяющие кабинеты от рабочих помещений, не защищаемых от шума и помещений общего пользования	49	—
Больницы и санатории		
Перекрытия между палатами, кабинетами врачей	45	70
Перекрытия между операционными и отделяющие операционные от палат и кабинетов	60	70
Перекрытия, отделяющие палаты, кабинеты врачей от помещений общего пользования (вестибюлей, холлов)	50	70
Перекрытия, отделяющие палаты, кабинеты от столовых, кухонь	60	50*
Стены и перегородки между палатами, кабинетами врачей	45	—
Стены и перегородки между операционными и отделяющие операционные от других помещений. Стены и перегородки, отделяющие палаты и кабинеты от столовых, кухонь	60	—
Стены и перегородки, отделяющие палаты, кабинеты от помещений общего пользования (лестничные клетки, вестибюли, холлы)	50	—

Продолжение табл. 11.3

Наименование и расположение ограждающей конструкции	I_B , дБ (не меньше)	I_U , дБ (не больше)
Школы и другие учебные заведения		
Перекрытия между классными помещениями, учебными кабинетами и аудиториями и отделяющие классные помещения, учебные кабинеты и аудитории от помещений общего пользования (коридоры, вестибюли, холлы)	45	70
Перекрытия между музыкальными классами средних учебных заведений	55	65
Перекрытия между музыкальными классами высших учебных заведений	60	60
Стены и перегородки между классными помещениями, учебными кабинетами и аудиториями и отделяющие классные помещения, учебные кабинеты и аудитории от помещений общего пользования (лестничные клетки, вестибюли, холлы, рекреации)	45	—
Стены и перегородки между музыкальными классами средних учебных заведений и отделяющие их от помещений общего пользования (лестничные клетки, вестибюли, холлы, рекреации)	55	—
Стены и перегородки между музыкальными классами высших учебных заведений	60	—
Детские ясли-сады		
Перекрытия между групповыми комнатами, спальнями и между другими детскими комнатами	45	70
Перекрытия, отделяющие групповые комнаты, спальни от кухонь	49	70
Стены и перегородки между групповыми комнатами, спальнями и между другими детскими комнатами	45	—
Стены и перегородки, отделяющие групповые комнаты, спальни от кухонь	49	—

* Требования следует предъявлять к передаче ударного шума в помещении, защищаемое от шума, при ударном воздействии на пол не защищаемого от шума помещения.

Примечание. Значения индексов изоляции воздушного шума ограждающими конструкциями и приведенного уровня ударного шума под перекрытиями для жилых комнат общежитий следует принимать те же, что и для ограждающих конструкций квартир в жилых домах.

Цилиндрическая жесткость плиты

$$D = IE/(1 - \mu^2), \quad (11.2)$$

где I — момент инерции поперечного сечения плиты шириной 1 м, м^4 ; E — динамический модуль упругости, Па; μ — коэффициент Пуассона. Для бетона допускается принимать динамический модуль упругости равным статическому модулю упругости, а значение $1 - \mu^2 = 1$.

Акустически неоднородным является ограждение, отдельные слои или элементы которого могут совершать изгибные колебания, отличающиеся по амплитуде или фазе. К акустически неоднородным относят конструкции, состоящие из двух или более слоев (элементов) из жестких материалов, разделенных воздушным промежутком или звукоизоляционной прослойкой. Звукоизоляционной считают прослойку, линейная динамическая жесткость которой $S \leq 30 \cdot 10^7$ Па/м.

Акустически однородные конструкции применяют в виде одинарных элементов внутренних стен, перегородок, чердачных перекрытий и т. д. Акустически неоднородные конструкции применяют в виде двойных стен и перегородок, междуэтажных перекрытий с полом на звукоизоляционной прослойке (раздельным, слоистым, из линолеума на теплозвукоизолирующей подоснове или другого подобного материала) и т. д. К раздельным относят полы жесткой конструкции (из досок, паркетных щитов, древесно-стружечных плит, с монолитным или сборным бетонным основанием пола и т. д.), к слоистым — полы, в которых покрытие (паркет, линолеум и т. д.) уложено непосредственно на материал, образующий звукоизоляционную прослойку.

11.2.2. Изоляция воздушного шума акустически однородными конструкциями

Расчетный индекс изоляции воздушного шума акустически однородными конструкциями или элементами из бетона определяют по формулам:

$$I_{\text{во}} = 23 \lg \rho_{\text{пэ}} - 10 \text{ при } \rho_{\text{пэ}} \geq 200 \text{ кг/м}^2, \quad (11.3)$$

$$I_{\text{во}} = 13 \lg \rho_{\text{пэ}} + 13 \text{ при } \rho_{\text{пэ}} \leq 200 \text{ кг/м}^2, \quad (11.4)$$

где $\rho_{\text{пэ}}$ — эквивалентная поверхностная плотность акустически однородной конструкции или элемента, кг/м^2 .

Эквивалентную поверхностную плотность акустически однородного ограждения или элемента определяют по формуле

$$\rho_{\text{пэ}} = \rho_{\text{п}} k, \quad (11.5)$$

где $\rho_{\text{п}}$ — поверхностная плотность рассматриваемого ограждения, кг/м^2 (для ребристых плит принимается без учета ребер); k — коэффициент, учитывающий влияние на звукоизоляцию соотношения модуля упругости и плотности бетона, формы поперечного сечения элемента, характеризуемой соотношением его момента инерции

и приведенной толщины, и потерь звуковой энергии, характеризующих коэффициентом потерь ограждения.

При определении ρ_n конструкций из бетона на плотных заполнителях плотностью $\rho > 2100$ кг/м³ (тяжелого бетона) в расчет принимают значение $\rho = 2500$ кг/м³ независимо от фактической плотности бетона. Для бетонов плотностью $\rho \leq 2100$ кг/м³ в расчет принимают фактическое ее значение в сухом состоянии.

Для конструкций сплошного однослойного прямоугольного или ребристого сечения из тяжелого бетона с фактической плотностью в сухом состоянии $\rho > 2100$ кг/м³ $k = 1$; для конструкций сплошного прямоугольного сечения из бетонов плотностью 1100—1400 кг/м³ на гипсовом вяжущем $k = 1,25$.

Для конструкций сплошного прямоугольного сечения из бетонов плотностью $\rho \leq 2100$ кг/м³ значение k определяют по формуле

$$k = 0,72 \sqrt{E/\rho^3}, \quad (11.6)$$

где E — модуль упругости бетона, Па; ρ — плотность бетона, кг/м³.

Для бетонов на пористых заполнителях значения ρ , E , и k принимают по табл. 11.4. Для других видов бетона плотностью $\rho \leq 2100$ кг/м³ значения ρ и E принимают по фактическим данным, а значения k по формуле (11.6).

Для конструкций из плит с круглыми пустотами из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³, в том числе со стяжкой, плит сплошного сечения из бетона с $\rho > 2100$ кг/м³ со стяжкой, а также из трехслойных плит с наружными слоями из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³ и внутренним слоем из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³; в том числе крупнопористым, k определяют по формуле:

$$k = \sqrt[4]{12I/bh_{пр}^3}, \quad (11.7)$$

где I — момент инерции сечения, м⁴; b — ширина рассматриваемого сечения, м, $h_{пр}$ — приведенная толщина сечения, м.

Для конструкций из плит с круглыми пустотами из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³, в том числе со стяжкой, плит сплошного сечения из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³ со стяжкой, а также трехслойных плит с наружными и внутренними слоями с $\rho \leq 2100$ кг/м³

$$k = 0,72 \sqrt{E/\rho^3} \sqrt[4]{12I/(bh_{пр}^3)} \quad (11.8)$$

или k принимают как произведение значений k , определенных по формулам (11.6) и (11.7) соответственно как для плиты сплошного сечения из бетона с данными значениями ρ и E и как для конструкции данного сложного сечения (с пустотами, со стяжкой, трехслойной) из бетона с $\rho > 2100$ кг/м³.

Таблица 11.4. Характеристики бетонов на пористых заполнителях

Бетон	Мелкий заполнитель	Класс бетона по прочности на сжатие	ρ , кг/м ³	$E \cdot 10^{-4}$, Па	k
Керамзитобетон	Смесь пористого и плотного песка	B7,5	1100 1200—1350	7,5 8—10	1,7 1,5
		B10 B12,5	1350—1450	11,5—14	1,55
		B15	1450—1550	12,5—15,5	1,45
	Плотный песок	B7,5	1300 1400—1550	9 9,5—11,5	1,45 1,3
		B10, B12,5	1400—1500 1600—1650	11,5—13 14,5—15,5	1,45 1,35
		B15	1600 1700—1750	15,5 16,5—17	1,4 1,3
Перлитобетон	Пористый песок	B7,5	950—1000	6,5—7	1,95
		B10, B12,5	1200	9,5	1,7
Аглопоритобетон	Пористый песок	B7,5	1300—1500	8—11	1,33
		B10, B12,5	1500—1700	10—13	1,2
		B15	1700—1900	11,5—15	1,08
	Плотный песок	B7,5	1600—1650	11—12,5	1,19
		B10, B12,5	1700—1800	13—15	1,16
		B15	1900—2000	15,5—17	1,07
Шлакопемзобетон	Пористый песок	B7,5, B10, B12,5	1600—1800	12—18	1,24

Продолжение табл. 11.4

Бетон	Мелкий заполни- тель	Класс бе- тона по прочности на сжатие	ρ , кг/м ³	$E \cdot 10^{-4}$, Па	k
Шлакопемзобетон	Порис- тый песок	B15	1900	21	1,26
	Плотный песок	B7,5, B10, B12,5	1900—2000	12,5—15	1
		B10, B12,5	2050	19	1,07
		B15	2100	21	1,08
Бетон на вул- каническом шлаке, пемзе, туфе	Порис- тый песок	B7,5	1300—1400	8—9	1,33
		B7,5, B10, B12,5	1500—1600	10—11	1,2
		B10, B12,5 B15	1700—1800	11,5—13	1,1
		B15	1900	14	1,03
	Плотный песок	B7,5, B10, B12,5	1550—1800	9,5—14,5	1,16
		B15	1900	15,5	1,08

В формуле (11.8) используют характеристики бетона, имеющего больший модуль упругости, значение

$$h_{\text{пр}} = \rho_{\text{п}}/\rho, \quad (11.9)$$

здесь $\rho_{\text{п}}$ — поверхностная плотность конструкции, кг/м²; ρ — плотность бетона с большим модулем упругости, кг/м³.

Для конструкций из бетона с $\rho > 2100$ кг/м³ с круглыми пустотами, заполненными сыпучими материалами (песок, шлак, керамзит и др.),

$$k = \sqrt[4]{12I/(bh_{\text{пр}}^3)} \sqrt{n_0}, \quad (11.10)$$

а для таких же конструкций из бетона с $\rho \leq 2100$ кг/м³

$$k = 0,72 \sqrt{E/\rho^3} \sqrt[4]{12I/(bh_{\text{пр}}^3)} \sqrt{n_0}, \quad (11.11)$$

где n_0 — изменение коэффициента потерь ограждения в результате заполнения пустот сыпучим материалом.

Значение n_0 определяют по формуле

$$n_0 = \frac{1 + \rho_n l}{1 + l} \frac{1 + 4 \left(\frac{1 + l}{1 + \rho_n l} - \eta_l \right)}{1 + 4(1 + \eta_1)}, \quad (11.12)$$

где $l = m_2/m_1$, m_1 и m_2 — масса соответственно бетона и сыпучего материала, приходящаяся на 1 м² конструкции; $\rho_n = \eta_2/\eta_1$; η_1 и η_2 — коэффициенты потерь звуковой энергии в бетоне и сыпучем материале.

В формулах (11.6), (11.7), (11.11) численный коэффициент имеет размерность кг^{1,5} м^{-4,5} Па^{-0,5}.

При определении n_0 принимают следующие значения коэффициента потерь материалов: бетонов на плотных заполнителях $\eta = 0,005$; бетонов на пористых заполнителях $\eta = 0,01$; сыпучих материалов — шлаков, керамзита, перлита предельной крупностью не более 20 мм, песка $\eta = 0,1$.

При расчете коэффициента k конструкций, включающих слои из бетонов с разным модулем упругости (плита со стяжкой, трехслойная плита), момент инерции определяют для сечения, приведенного к бетону, имеющему больший модуль упругости. Ширину наружных слоев трехслойной плиты или основной плиты в конструкции со стяжкой принимают равной 1 м, ширину среднего слоя трехслойной плиты или стяжки — равной E_2/E_1 м (где E_1 — модуль упругости материала наружных слоев трехслойной плиты или плиты в конструкции со стяжкой; E_2 — то же, среднего слоя трехслойной плиты или стяжки). При приведении сечения толщина элементов или слоев конструкции остается неизменной.

Для перекрытия, включающего несущую часть из железобетон-

ной плиты и стяжку, момент инерции сечения рекомендуется определять по формуле

$$I = I_1 + I_2 + n_c (I_3 - I_1 - I_2), \quad (11.13)$$

где I_1 — момент инерции несущей плиты; I_2 — момент инерции стяжки; I_3 — момент инерции сечения в целом при совместной работе несущей плиты и стяжки; n_c — коэффициент, учитывающий не вполне совместную работу несущей плиты и стяжки, для цементной стяжки толщиной 3 см и меньше $n_c=0,3$, толщиной 3,1—6 см — $n_c=0,5$, толщиной больше 6 см — $n_c=0,8$; для полимерцементной стяжки толщиной до 4 см $n_c=0,5$.

Индекс изоляции воздушного шума внутренней стеной или перегородкой из панели, часть площади которой не подвержена воздействию звукового поля из-за конструктивно-планировочных особенностей здания, следует определять с учетом повышающей поправки ΔI_B ,

$$\Delta I_B = 10 \lg (F/F_1), \quad (11.14)$$

где F — площадь всей боковой поверхности панели, м²; F_1 — площадь ее части, подверженной воздействию звукового поля.

Поправка по формуле (11.14) вводится в том случае, если часть панели, не подверженная воздействию звукового поля, отделена от другой ее части несущей перегородкой.

Если площади F_1 в двух соседних помещениях различны, в расчет принимают большее значение F_1 .

Индекс изоляции воздушного шума I_{B0} акустически однородных стен поверхностной плотностью от 200 до 1000 кг/м² из кирпича, керамических камней, оштукатуренных с двух сторон, определяют по формуле

$$I_{B0} = 27,5 \lg \rho_n - 19,5, \quad (11.15)$$

где ρ_n — поверхностная плотность конструкции, кг/м².

При расчете акустически однородных конструкций с требуемым индексом изоляции воздушного шума $I_B=55$ или $I_B=60$ дБ дополнительно учитывают влияние косвенной передачи звука по фланговым конструкциям. В этих случаях расчетный индекс изоляции воздушного шума акустически однородным ограждениям определяют по формуле

$$I_B = I_{B0} + \Delta I_B, \quad (11.16)$$

где I_{B0} — значение индекса изоляции воздушного шума, определенное по формуле (11.3); ΔI_B — поправка, дополнительно учитывающая влияние косвенной передачи звука по фланговым конструкциям, которую принимают в зависимости от значения ΔI_B^K , если $\Delta I_B^K \geq -3,5$ дБ $\Delta I_B=0$, если $\Delta I_B^K < -3,5$ дБ.

$$\Delta I_B = \Delta I_B^K + 3,5. \quad (11.17)$$

Значение ΔI_B^k определяют, рассматривая передачу звука между соседними помещениями через разделяющее их ограждение № 1 и по фланговым ограждениям, которым в помещении с источником шума присваивают номер $i=2, 3, 4, 5$, а в изолируемом помещении — номер $i+4=6, 7, 8, 9$. Учитывают косвенную передачу звука по несущим фланговым конструкциям (несущим стенам, несущим плитам перекрытий). Пренебрегают передачей звука по следующим фланговым конструкциям: и несущим перегородкам, плитам перекрытия, которые отделены от рассматриваемых помещений отдельным полом.

Значение ΔI_B^k определяют по формуле

$$\Delta I_B^k = -10 \lg \left\{ 1 + \sum_{i=2}^5 \left[10^{0,1(I_{\text{во}1} - I_{\text{во}i} - \bar{R}_{\text{с}i,1})} + \frac{F_{i+4}}{F_1} \left(10^{-0,1\bar{R}_{\text{с}1,i+4}} + 10^{0,1(I_{\text{во}i} - I_{\text{во}i} - \bar{R}_{\text{с}i,i+4})} \right) \right] \right\}, \quad (11.18)$$

где $I_{\text{во}1}$ — индекс изоляции воздушного шума ограждением № 1, определенный по формуле (11.3); $I_{\text{во}i}$ — то же, флангового ограждения с номером i ; $\bar{R}_{\text{с}i,1}$, $\bar{R}_{\text{с}1,i+4}$ и $\bar{R}_{\text{с}i,i+4}$ усредненные по частоте значения изоляции структурного шума при его передаче соответственно от ограждения № i ограждению № 1, от ограждения № 1 ограждению № $i+4$ и от ограждения № i ограждению № $i+4$; F_1 и F_{i+4} — площадь соответственно ограждения № 1 и ограждения № $i+4$.

Усредненное по частоте значение изоляции структурного шума R_0 соединением бетонных элементов, расположенных под прямым углом друг к другу, определяют по формулам:

в крестообразном узле

$$\bar{R}_c = 15 \lg \left(\frac{\rho_{\text{п}2}}{\rho_{\text{п}1}} \right) + 11,5 + 10 \lg \left[1 + \left(\frac{\Pi_1}{\Pi_2} - \frac{\Pi_2}{\Pi_1} \right)^2 \right], \quad (11.19)$$

в Т-образном узле

$$\bar{R}_c = 15 \lg \left(\frac{\rho_{\text{п}2}}{\rho_{\text{п}1}} \right) + 8,5 + 10 \lg \left[1 + \left(\frac{\Pi_1}{\Pi_2} - \frac{\Pi_2}{\Pi_1} \right)^2 \right], \quad (11.20)$$

$$\text{где } \Pi = \left(\frac{E}{\rho^3} \right)^{0,5} \left(\frac{12I}{bh_{\text{пр}}^3} \right)^{0,25}; \quad (11.21)$$

Π_1 относится к элементу, от которого передаются колебания; Π_2 — к элементу, которому передаются колебания; $\rho_{\text{п}1}$ — поверхностная плотность элемента, от которого передаются колебания, кг/м^2 ; $\rho_{\text{п}2}$ — поверхностная плотность элемента, которому передаются колебания, кг/м^2 ; E — модуль упругости бетона, Па; ρ — плотность бетона, кг/м^3 ; $h_{\text{пр}}$ — приведенная толщина элемента, м; I — момент инерции, м^4 , поперечного сечения элемента шириной b , м. При соединении в узле элементов сплошного сечения, изготовленных из одного вида бетона, $\Pi_1/\Pi_2=1$.

Для соединения бетонных элементов, расположенных по одной оси, в крестообразном узле принимают $R_c=13$ дБ, в Т-образном — $R_c=10$ дБ при изменении отношения поверхностных плотностей элементов, соединенных в рассматриваемом узле под прямым углом друг к другу, от 0,3 до 3.

11.2.3. Изоляция воздушного шума акустически неоднородными конструкциями

Индекс изоляции воздушного шума акустически неоднородной конструкцией определяют по формуле

$$I_B = I_{B0} + \Delta I_B, \quad (11.22)$$

где I_{B0} — индекс изоляции воздушного шума акустически однородным элементом конструкции, определенный согласно п. 11.2.2; ΔI_B — поправка, учитывающая влияние других элементов конструкции, придающих ей акустическую неоднородность.

При расчете перекрытий с полом на звукоизоляционной прослойке в качестве I_{B0} принимают индекс изоляции воздушного шума несущей плитой перекрытия.

При устройстве пола из линолеума на теплозвукоизолирующей подоснове по ГОСТ 18108—80 значение ΔI_B определяют по формуле

$$\Delta I_B = - \left(2,6 + 0,74 \frac{F^c}{F^п} \right) \times \left[1 - \frac{(\rho_{пз}^c / \rho_{пз}^п)^4}{0,17 F^c F^п - 0,07 + (\rho_{пз}^c / \rho_{пз}^п)^4} \right], \quad (11.23)$$

где F^c и $\rho_{пз}^c$ — соответственно площадь, m^2 , и эквивалентная поверхностная плотность, kg/m^2 , внутренних несущих стен; $F^п$ и $\rho_{пз}^п$ — то же, несущей плиты перекрытия. Если перекрытие опирается на стены с разными значениями $\rho_{пз}^п$, в расчет вводится среднее значение.

При устройстве раздельного или слоистого пола значение ΔI_B определяют по формуле

$$\Delta I_B = \frac{I_B^K - I_{B0} + 2}{0,5 I_B^K - 15} 10 \lg \left[\frac{f_{00}}{f_0} \left(\frac{\rho_{п}^{полн}}{\rho_{п}^{пл}} \frac{h_{с.п}}{h_{с.п.о}} \right)^{0,5} n_o^{0,75} \right] - 3, \quad (11.24)$$

где I_B^K — индекс изоляции воздушного шума, определяемый при условии передачи звука только косвенным путем по стенам, дБ; f_0 — низшая собственная частота пола, Гц; $f_{00}=650$ Гц — стандартное ее значение; $\rho_{п}^{полн}$ и $\rho_{п}^{пл}$ — поверхностная плотность соответственно всего перекрытия и его несущей плиты, kg/m^2 ; $h_{с.п}$ — средняя

толщина промежутка между полом и несущей плитой перекрытия, м, $h_{с.по}=0,02$ м—ее стандартное значение; n_0 — изменение коэффициента потерь перекрытия в результате устройства пола.

Значение I_B^k определяют по формуле

$$I_B^k = I_B^c + \bar{R}_{cc} - 10 \lg (F^c / F^n), \quad (11.25)$$

где I_B^c — индекс изоляции воздушного шума, дБ, внутренними несущими стенами, на которые опирается перекрытие; \bar{R}_{cc} — усредненная по частоте изоляция структурного шума, дБ, при его передаче от стены в помещении с источником шума стене в изолируемом помещении.

Если ~~внутренние~~ несущие стены имеют разные значения $\rho_{пз}^c$, в расчет принимают значение I_B^c , соответствующее среднему значению $\rho_{пз}^c$. При отношении $\rho_{пз}^c / \rho_{пз}^n$ от 0,3 до 3 принимают $R_{cc}=13$ дБ.

В формулах (11.23) и (11.25) принимают значения F^c / F^n в зависимости от конструктивно-планировочной структуры здания: в домах с малым шагом поперечных несущих стен $F^c / F^n = 2,2$; в домах с большим или смешанным шагом поперечных несущих стен $F^c / F^n = 1,25$; в домах с продольными несущими стенами $F^c / F^n = 1$.

Низшую собственную частоту пола f_0 определяют по формуле

$$f_0 = 0,158 \sqrt{S (1/\rho_{п}^{пл} + 1/\rho_{п}^n)}, \quad (11.26)$$

где S — линейная динамическая жесткость звукоизоляционной прослойки, Па/м; $\rho_{п}^{пл}$ — поверхностная плотность несущей плиты перекрытия, кг/м²; $\rho_{п}^n$ — то же, пола без звукоизоляционной прослойки, кг/м².

При жесткой конструкции пола (пол из материалов на основе древесины по лагам, пол из различных покрытий по монолитным или сборным бетонным основаниям и т.п.) линейную динамическую жесткость звукоизоляционной прослойки определяют по формуле

$$S = E_d / h_3, \quad (11.27)$$

где E_d — динамический модуль упругости материала звукоизоляционной прослойки, Па, принимаемый по табл. 11.5; h_3 — толщина материала звукоизоляционной прослойки в обжатом состоянии, м,

$$h_3 = h (1 - \epsilon_d), \quad (11.28)$$

здесь h — толщина изделия (плиты, мата) в необжатом состоянии, м; ϵ_d — относительное сжатие материала звукоизоляционной прослойки под длительно действующей нагрузкой, принимаемое по табл. 11.5.

При устройстве слоистого пола, в котором покрытие пола (паркет, паркетные доски, линолеум и др.) укладывают непосредственно на материалы, образующие звукоизоляционную прослойку, ее линейную динамическую жесткость следует принимать по табл. 11.6. При

Т а б л и ц а 11.5. Характеристики материалов, применяемых в звукоизоляционных прослойках перекрытий

Материал	Плотность, кг/м ³	Динамический модуль упругости E_D , Па, и относительное сжатие ϵ_D материала звукоизоляционной прослойки при наг- рузке на нее, Па				
		2000		10 000		
		$E_D \cdot 10^{-5}$	ϵ_D	$E_D \cdot 10^{-5}$	ϵ_D	
Плиты теплоизо- ляционные из ми- неральной ваты на синтетическом свя- зующем по ГОСТ 9573—82 (с изм.) марки:	125	75—125	4,5	0,52	7	0,67
	175	126—175	5	0,45	8	0,62
Плиты минерало- ватные на синте- тическом связую- щем по ТУ 21- 24-52—84 марки:	ПП 80	70—90	3,6	0,5	5,6	0,65
	ПП 100	90—110	4	0,4	6	0,55
Маты минерало- ватные прошивные по ГОСТ 21880— 86 марки:	M1A2—100	85—110	4	0,65	6	0,71
	M1A2—125	111—135	4,5	0,6	7	0,68
Плиты древесно- волокнистые по ГОСТ 4598—86 марки М-2	200—300	200—300	10	0,06	12	0,1
Плиты звукоизо- ляционные из по- лнстирольного эла- стифицированно- го пенопласта по ВТУ № 2—70 Главмосблстроа марки ПСБ-Э	20—35	20—35	8	0,06	—	—
Плиты фибролити- вые на портланд- цементе по ГОСТ 8928—81 марки Ф-300	250—350	250—350	15	0,05	—	—
Шлак топливный, металлургический предельной круп- ностью 20 мм	500—900	500—900	80—90	0,03	—	—

Продолжение табл. 11.3

Материал	Плотность, кг/м ³	Динамический модуль упругости $E_{\text{д}}$, Па, и относительное сжатие $\epsilon_{\text{д}}$ материала звукоизоляционной прослойки при наг- рузке на нее, Па			
		2000		10 000	
		$E_{\text{д}} \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{д}}$	$E_{\text{д}} \cdot 10^{-5}$	$\epsilon_{\text{д}}$
Песок кварцевый, прокаленный	1300—1500	120	0,03	—	—
Керамзит предель- ной крупностью 20 мм	300	55	0,03	—	—
	400	66	0,03	—	—
	500	77	0,03	—	—
	600	88	0,03	—	—

Таблица 11.6. Линейная динамическая жесткость S
звукоизоляционной прослойки слоистого пола

Состав звукоизоляционной прослойки слоистого пола (сверху вниз)	$S \cdot 10^{-7}$, Па/м
Твердая (0,4 см), полутвердая (0,8 см), мягкая (2,5 см), древесно-волоконистые плиты	1
Твердая (0,4 см), полутвердая (0,8 см), мягкая (1,2 см) древесно-волоконистые плиты	1,5
Твердая (0,4 см), мягкая (1,2 см) древесно-волоконистые плиты	3
2 слоя твердой древесно-волоконистой плиты (по 0,4 см), плита пенопласта полистирольного плотностью 20—30 кг/м ³ (2 см)	3
Плита пенопласта полистирольного плотностью не более 60 кг/м ³ (2 см)	4

$\rho_{\text{п}}^{\text{д}}$ следует принимать поверхностную плотность покрытия пола и определении f_0 по формуле (11.26) для слоистого пола в качестве первого (сверху) подстилающего слоя.

Среднюю толщину промежутка между полом и несущей плитой перекрытия $h_{\text{с.п}}$ определяют как отношение объема промежутка (за вычетом вдающихся в него ребер, лаг и других жестких элементов) к его площади в плане. Если $h_{\text{с.п}} < 0,02$ м, принимают $h_{\text{с.п}} = 0,02$ м, если $h_{\text{с.п}} > 0,12$ м, принимают $h_{\text{с.п}} = 0,12$ м.

Если в составе звукоизоляционной прослойки применен сыпучий материал (песок, шлак, керамзит и др.), то значение n_0 определяют по формуле (11.12). При этом в качестве m_1 принимают приходящуюся на 1 м² массу несущей плиты и пола без звукоизоляционной про-

слойки. При звукоизоляционной прослойке из других материалов принимают $n_0=1$.

Если $I_B^к=58..60$ дБ, значение I_B перекрытия с отдельным полом можно принимать по табл. 11.7. для указанных в ней конструктивных вариантов пола в зависимости от индекса изоляции воздушного шума несущей плитой перекрытия $I_{в0}$ и нижней собственной частоты пола, определяемой по формуле (11.26).

При расчете по формуле (11.22) стен или перегородок из двух одинаковых элементов из бетона, кирпичной кладки с шириной воздушного промежутка между ними не менее 4 см без жестких связей по полю ограждения (жесткие связи допускаются только по его контуру) в качестве $I_{в0}$ принимают индекс изоляции воздушного шума одним из элементов стены. В этом случае $\Delta I_B=9$ дБ.

Индекс изоляции воздушного шума стеной или перегородкой из бетона, кирпичной кладки, поверхностная плотность которой не меньше 150 кг/м^2 , с дополнительными обшивками на отnose определяют по формуле (11.22), принимая в качестве $I_{в0}$ индекс изоляции воздушного шума указанным основным элементом стены или перегородки. Если дополнительную обшивку из гипсокартона, асбестоцементных, древесно-волоконистых плит, фанеры и других подобных материалов устанавливают на каркасе, например из деревянных брусков, с промежутком между обшивкой и основным элементом стены не менее 4 см, значение ΔI_B в формуле (11.22) принимают по табл. 11.8.

11.2.4. Учет влияния на изоляцию воздушного шума прохождения звука через трещины, щели

При проектировании ограждений, в которых возможно наличие, образование или раскрытие при эксплуатации сквозных щелей, трещин, необходимо учитывать при расчете изоляции воздушного шума ее изменение, вызванное повышенным прохождением звука через щели, трещины, путем введения поправки $\Delta I_B^{щ}$ к расчетному значению индекса, определенному согласно пп. 11.2.2 и 11.2.3.

В случаях, когда параметры щели (трещины) в бетонном ограждении — ее ширина, длина в условиях длительной эксплуатации могут быть установлены на основе расчета или результатов натурных наблюдений, поправку $\Delta I_B^{щ}$ для щели (трещины) гладкого по глубине конструкции очертания определяют по формуле

$$\Delta I_B^{щ} = -10 \lg \left[1 + 47 \left(\frac{h_{щ}}{\delta_{щ}} \right)^{-2/45} 10^{0,166(I_B + I_{B1}^{1/2}) + C} \frac{l_{щ} \delta_{щ0}}{F_0} \right], \quad (11.29)$$

где $h_{щ}$, $\delta_{щ}$ и $l_{щ}$ — соответственно расчетная глубина, ширина и дли-

Таблица 11.7. Расчетные значения индексов изоляции воздушного шума перекрытиями с отдельным полом на звукоизоляционной прослойке

Конструкция пола	f_0 , Гц	Индекс изоляции воздушного шума перекрытием I_B , дБ, при индексе изоляции воздушного шума плитой перекрытия I_{B0} , дБ				
		41	44	47	50	53
Деревянные полы по лагам, уложенным на звукоизоляционный слой (в виде ленточных прокладок) с динамическим модулем упругости $5 \cdot 10^5$ — $12 \cdot 10^5$ Па, при расстоянии между полом и плитой перекрытия 60—70 мм	150	51	52	53	54	55
	220	48	50	51	52	54
	350	46	47	49	51	53
	500	44	46	48	50	52
Покрытие пола на монолитной стяжке или сборных плитах с поверхностной плотностью 60—120 кг/м ² по звукоизоляционному слою с динамическим модулем упругости $3 \cdot 10^5$ — $10 \cdot 10^5$ Па, толщиной до 20—25 мм в обжатом состоянии	100	50	51	52	53	54
	150	48	49	51	52	53
	220	45	47	49	51	53
То же, по звукоизоляционному слою из песка или шлака с динамическим модулем упругости $8 \cdot 10^6$ — $13 \cdot 10^6$ Па, толщиной 50—60 мм	220	50	51	52	53	54
	350	47	49	50	52	53
	500	45	47	49	51	53

Примечания: 1. При увеличении толщины прокладки до 40 мм в обжатом состоянии следует к величине I_B прибавлять 1 дБ. 2. При увеличении толщины засыпки до 90—100 мм следует к величине I_B прибавлять 1 дБ.

на щели, м; $\delta_{щ0}$ — стандартное значение ширины щели 0,001 м; F_0 — площадь ограждения, м²; I_v — индекс изоляции воздушного шума, дБ, рассматриваемым ограждением без щели; $I_{в1}$ — индекс изоляции воздушного шума ограждением сплошного прямоугольного сечения из тяжелого бетона, толщина которого равна глубине щели в рассматриваемой конструкции; C — величина, зависящая от расположения щели, если она в середине ограждения — не ближе 0,2 м от краев — $C=0$, на краю — $C=1,5$ дБ, в углу — $C=3$ дБ; коэффициент 0,166 имеет размерность дБ⁻¹.

Т а б л и ц а 11.8. Значения ΔI_v для расчета стен или перегородок с дополнительными обшивками на отnose

Материал стенки на отnose	Повышение индекса изоляции воздушного шума ΔI_v , дБ	
	облицовка выполнена с одной стороны	облицовка выполнена с двух сторон
Гипсокартон, асбестоцемент, древесностружечная плита, фанера 15—20 мм с заполнением воздушного промежутка звукопоглощающим материалом (минераловатные плиты, стекловолокно и др.)	4	6
То же, без звукопоглощающего материала	2	4
Древесно-волоконистая плита, фанера до 15 мм с заполнением промежутка звукопоглощающим материалом	2	5
То же, без звукопоглощающего материала	0	1

Расчетную глубину щели гладкого очертания принимают равной толщине элемента ограждения, в котором она расположена. Расчетную ширину щели гладкого очертания с параллельными стенками принимают равной ее ширине на поверхности ограждения, а с непараллельными стенками — определяют по формуле

$$\delta_{щ} = 0,5 (\delta_{щ,max} + \delta_{щ,min}), \quad (11.30)$$

где $\delta_{щ,max}$ и $\delta_{щ,min}$ — ширина щели в самом широком и в самом узком местах.

Расчетную длину замкнутой щели следует принимать равной ее фактической длине на поверхности конструкции $l_{щ,ф}$, а незамкнутой щели — определять по формуле

$$l_{щ} = l_{щ,ф} - 2\Delta l_{щ},$$

где $\Delta l_{щ}$ — поправка, принимаемая равной 0,17 $h_{щ}$, но не более 0,4 $l_{щ,ф}$

В случаях, когда параметры щели (трещины) в бетонном ограждении (ширину, длину) нельзя определить при проектировании или когда конфигурация щели по глубине более сложная, чем рассматриваемая выше, следует принимать для характерных конструктивных решений ограждений и их деталей значения изменения индекса изоляции воздушного шума в результате прохождения звука через щель $\Delta I_{\text{в}}^{\text{щ}}$ по табл. 11.9. Если в указанных в табл. 11.9 элементах конструкций приняты меры, устраняющие повышенное прохождение звука через щель, принимают $\Delta I_{\text{в}}^{\text{щ}}=0$.

Таблица 11.9. Значения поправки $\Delta I_{\text{в}}^{\text{щ}}$ при расчете ограждения с щелью (трещиной)

Конструкция	Место расположения щели, трещины	$\Delta I_{\text{в}}^{\text{щ}}$, дБ
Внутренние стены и перегородки	Сквозные отверстия для установки устройств электропроводки (штепсельных розеток, выключателей, распаячных коробок)	-2
Ненесущие внутренние стены (перегородки)	Примыкание к потолку	-3
Междуэтажные перекрытия	Стык сборных элементов в пределах помещения	-1
	Примыкание к наружным или внутренним стенам без заведения в них	-2
	Место пропуска трубы через перекрытие	-1
Внутренние стены и перегородки	Примыкание к наружным стенам без заведения в них	-2

11.2.5. Изоляция ударного шума междуэтажными перекрытиями

Индекс приведенного уровня ударного шума $I_{\text{у}}$ под перекрытием с полом на звукоизоляционной прослойке определяют по формуле

$$I_{\text{у}} = I_{\text{у}0} - \Delta I_{\text{у}}, \quad (11.31)$$

где $I_{\text{у}0}$ — индекс приведенного уровня ударного шума несущей плиты перекрытия; $\Delta I_{\text{у}}$ — изменение индекса, вызванное устройством пола.

Индекс $I_{\text{у}0}$ определяют при плитах из бетона сплошного или ребристого сечения по формуле

$$I_{\text{у}0} = 138 - 22 \lg \rho_{\text{п}} \text{ при } 100 \text{ кг/м}^2 < \rho_{\text{п}} < 600 \text{ кг/м}^2; \quad (11.32)$$

сечения с пустотами

$$I_{y0} = 138 - 22 \lg \rho_{\text{п}} + 12 \lg (h/h_{\text{пр}}) \text{ при } 100 \text{ кг/м}^2 \leq \rho_{\text{п}} \leq 600 \text{ кг/м}^2, \quad (11.33)$$

где $\rho_{\text{п}}$ — поверхностная плотность плиты, кг/м²; h и $h_{\text{пр}}$ — полная толщина и приведенная толщина пустотной плиты, м.

Значение ΔI_y при укладке пола из линолеума на теплозвукоизолирующей подоснове по ГОСТ 18108—80 принимают при подоснове из шерстяных, джутовых или синтетических волокон $\Delta I_y = 17$ дБ, при подоснове из лубяных волокон $\Delta I_y = 16$ дБ, при подоснове из пористой пластмассы $\Delta I_y = 18$ дБ.

Значение ΔI_y при укладке раздельного или слоистого пола определяют по формуле

$$\Delta I_y = 10 \lg \left[\left(\frac{f_{00}}{f_0} \right)^{2,5} \left(\frac{h_{\text{с.п}}}{h_{\text{с.п.о}}} \right)^{0,5} n_0 \cdot 10^{0,025(I_{y0} - 70)} \right] + \Delta_y - 1, \quad (11.34)$$

где f_0 — низшая собственная частота пола, Гц, определяемая по формуле (11.26); f_{00} — стандартное значение 650 Гц; $h_{\text{с.п}}$ — средняя толщина промежутка между полом и несущей плитой перекрытия, м; $h_{\text{с.п.о}}$ — стандартное значение 0,02 м; значение $h_{\text{с.п}}$ принимают с учетом п. 11.2.3; n_0 — изменение коэффициента потерь перекрытия, определяемое по формуле (11.12) с учетом п. 11.2.3; Δ_y — поправка, учитывающая жесткость пола и его местную деформативность при ударе.

Значения поправки Δ_y , дБ, учитывающей жесткость и местную деформативность пола при ударе

Дощатые полы	6
Штучный паркет по дощатому основанию или основанию из древесно-волоконистых плит в слоистом полу	6
Паркетные доски или щиты	6
Паркет, линолеум, релин, плитка ПВХ, твердые древесно-волоконистые плиты, мастичные покрытия по монолитной стяжке, сборным мелкогабаритным бетонным плитам основания пола	3
То же, с укладкой под покрытие полутвердой древесно-волоконистой плиты	6
Паркет, линолеум, релин, плитки ПВХ, твердые древесно-волоконистые плиты, мастичные покрытия по сборным бетонным панелям основания пола размером на комнату	0
То же, с укладкой под покрытие полутвердой древесно-волоконистой плиты	3
Древесно-стружечные плиты, паркет, линолеум, релин, плитка ПВХ, уложенные по древесно-стружечным плитам	3

Для конкретных конструктивных решений раздельного пола значение индекса приведенного уровня ударного шума можно принимать по табл. 11.9 в зависимости от индекса приведенного уровня ударного шума несущей плиты перекрытия I_{y0} и низшей собственной частоты пола f_0 .

Таблица 11.9. Расчетные значения индексов приведенного уровня ударного шума перекрытий с раздельным полом на звукоизоляционной прослойке

Конструкция пола	f_0 , Гц	Индексы приведенного уровня ударного шума под перекрытием $I_{y'}$, дБ при индексе приведенного уровня ударного шума плиты перекрытия I_{y0} , дБ					
		91	88	86	84	82	80
Деревянные полы по лагам, уложенным на звукоизоляционный слой (в виде ленточных прокладок) с динамическим модулем упругости $5 \cdot 10^5$ — $12 \cdot 10^5$ Па, при расстоянии между полом и плитой перекрытия 60—70 мм	150	66	65	63	62	61	61
	220	68	67	65	64	62	61
	350	71	69	67	66	64	63
Покрытие пола на монолитной стяжке или сборных плитах с поверхностной плотностью 60 кг/м ² по звукоизоляционному слою с динамическим модулем упругости $3 \cdot 10^5$ — $10 \cdot 10^5$ Па	60	68	65	63	61	58	56
	100	70	67	65	64	63	62
	150	75	72	70	68	67	65
	200	77	75	73	71	69	67
То же, по звукоизоляционному слою из песка или шлака с динамическим модулем упругости $8 \cdot 10^6$ — $13 \cdot 10^6$ Па	150	69	67	65	64	62	61
	250	74	72	70	68	67	66
	350	78	76	74	73	71	70
Покрытие пола на монолитной стяжке или сборных плитах с поверхностной плотностью 120 кг/м ² по звукоизоляционному слою с динамическим модулем упругости $3 \cdot 10^5$ — $10 \cdot 10^5$ Па	60	66	63	61	59	57	55
	100	70	67	65	64	62	60
	150	74	71	69	67	65	63
	200	75	72	71	69	67	65
То же, по звукоизоляционному слою из песка или шлака с динамическим модулем упругости $8 \cdot 10^6$ — $13 \cdot 10^6$ Па	150	68	65	63	62	60	59
	250	72	70	68	66	65	64
	350	76	74	72	71	69	68

Примечание. При поверхностной плотности монолитной стяжки или сборной плиты пола между 60 и 120 кг/м² индексы I_y следует определять по линейной интерполяции, округляя их значения до целого числа.

ПРИЛОЖЕНИЕ

ЕДИНИЦЫ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН

Соотношения между некоторыми единицами физических величин технической системы, подлежащими изъятию, и единицами СИ показаны в таблице.

Разрешается применять десятичные кратные и дольные от единиц СИ, образуемые с помощью приставок: тера (Т) — 10^{12} , гига (Г) — 10^9 , мега (М) — 10^6 , кило (к) — 10^3 , милли (м) — 10^{-3} .

Вес тела — сила, с которой тело, притягиваемое землей, давит на опору или растягивает нить, на которой оно подвешено. Вес тела, как и сила тяжести, — векторная величина, определяемая по формуле (2-й закон Ньютона):

$$P = m(g \pm a),$$

где P — вес тела, Н; m — масса тела, кг; g — ускорение свободного падения, м/с^2 , a — ускорение, сообщаемое телу приложенной силой и совпадающее с направлением действия силы, м/с^2 .

Если масса сооружения вместе с фундаментом и бетонной опорной плитой составляет 1200 т, то вес сооружения, т. е. сила, с которой оно давит на грунт, составит (при $g=9,8 \text{ м/с}^2$ и $a=0$): $P = 1\,200\,000 \cdot 9,8 \approx 12\,000\,000 = 12 \text{ МН}$ (меганьютон).

Масса тела (скалярная величина) характеризует меру проявления его инерционных или гравитационных свойств. Массу определяют на весах и выражают в килограммах (кг), тоннах (т), дольных единицах от килограмма. Грузоподъемность всякого рода подъемных, перемещающих и различных транспортных средств следует выражать в единицах массы, а не веса. Последний применяется лишь для расчета на прочность указанных средств и их узлов (тросов, опор, оснований и т. п.).

Плотность, характеризующая состояние вещества, определяется отношением массы тела к его объему: $\rho = m/v$.

Однородное вещество характеризуется плотностью, а неоднородные (слоистые материалы, конгломераты и т. п.) — средней плотностью, но не объемным весом. Применение термина «Объемная масса» вместо термина «плотность» также недопустимо.

Для характеристики погонажных изделий рекомендуется пользоваться понятием «линейная плотность» (кг/м), для листовых и им подобных — понятием «поверхностная плотность» (кг/м²).

Вместо десяти единиц давления и механического напряжения, действовавших ранее, предусматривается одна универсальная единица давления — паскаль (Па). Кроме того, допускаются к применению кратные и дольные от паскаля: килопаскаль (кПа), мегапаскаль (МПа), гигапаскаль (ГПа) и др.

Соотношения между некоторыми единицами физических величин, подлежащих изъятию, и единицами СИ

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	Подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Сила, нагрузка, вес	килограмм-сила	кгс	ньютон	Н	$1 \text{ кгс} \approx 9,8 \text{ Н} \approx 10 \text{ Н}$
	тонна-сила	тс			$1 \text{ тс} \approx 9,8 \cdot 10^3 \text{ Н} \approx 10 \text{ кН}$
	грамм-сила	гс			$1 \text{ гс} \approx 9,8 \cdot 10^{-3} \text{ Н} \approx 10 \text{ мН}$
Линейная нагрузка	килограмм-сила на метр	кгс/м	ньютон на метр	Н/м	$1 \text{ кгс/м} \approx 10 \text{ Н/м}$
Поверхностная нагрузка	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м ²	ньютон на квадратный метр	Н/м ²	$1 \text{ кгс/м}^2 \approx 10 \text{ Н/м}^2$
Давление	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см ²	паскаль	Па	$1 \text{ кг/см}^2 \approx 9,8 \cdot 10^4 \text{ Па} \approx 10^5 \text{ Па} \approx 0,1 \text{ МПа}$
	миллиметрового водяного столба	мм вод. ст.			$1 \text{ мм вод. ст.} \approx 9,8 \text{ Па} \approx 10 \text{ Па}$
	миллиметрового ртутного столба	мм рт. ст.			$1 \text{ мм рт. ст.} \approx 133,3 \text{ Па}$

Наименование величины	Единица				Соотношение единиц
	Подлежащая изъятию		СИ		
	наименование	обозначение	наименование	обозначение	
Механическое напряжение	килограмм-сила на квадратный миллиметр	кгс/мм ²	паскаль	Па	1 кгс/мм ² ≈ 9,7 · 10 ⁶ Па ≈ ≈ 10 ⁷ Па ≈ 10 МПа
Модуль упругости, модуль сдвига	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см ²			
Момент силы, момент пары сил	килограмм-сила-метр	кгс · м	ньютон-метр	Н · м	1 кгс · м ≈ 9,8 Н · м ≈ 10 Н · м
Работа (энергия)	килограмм-сила-метр	кгс · м	джоуль	Дж	1 кгс · м ≈ 9,8 Дж ≈ 10 Дж
Количество теплоты	калория	кал	джоуль	Дж	1 кал ≈ 4,2 Дж
	килокалория	ккал			

Мощность	килограмм-сила-метр в секунду лошадиная сила калория в секунду килокалория в час	кгс·м/с л. с. кал/с ккал/ч	ватт	Вт	1 кгс·м/с \approx 9,8 Вт \approx 10 Вт 1 л. с. \approx 735,5 Вт 1 кал/с \approx 4,2 Вт 1 ккал/ч \approx 1,16 Вт
Удельная теплоемкость	калория на грамм градус Цельсия килокалория на килограмм градус Цельсия	кал/(г·°C) ккал/(кг·°C)	джоуль на килограмм-кельвин, джоуль на килограмм-градус Цельсия	Дж/(кг·K) Дж/(кг·°C)	1 кал/(г·°C) \approx 4,2 · 10 ³ Дж/(кг·K) 1 ккал/(кг·°C) \approx 4,2 кДж/(кг·K)
Теплопроводность	калория в секунду на сантиметр градус Цельсия килокалория в час на метр-градус Цельсия	кал/(с·см×°C) ккал/(ч·м×°C)	ватт на метр кельвин, ватт на метр °C	Вт/(м·K)	1 кал/(с·см·°C) \approx 420 Вт/(м·K) 1 ккал/(ч·м·°C) \approx 1,16 Вт/(м·K)
Коэффициент теплообмена (теплоотдачи), коэффициент теплопередачи	калория в секунду на квадратный сантиметр градус Цельсия килокалория в час на квадратный метр градус Цельсия	кал/(с×см ² ·°C) ккал/(ч×м ² ·°C)	ватт на квадратный метр-кельвин	Вт/(м ² ·K) Вт/(м ² ·°C)	1 кал/(с·см ² ·°C) \approx 42 кВт/(м ² ·K) 1 ккал/(ч·м ² ·°C) \approx 1,16 кВт/(м ² ·K)

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Анкеры 227, 325
 — стен и столбов 313
 Армированное 153
 — балок 225
 — кладки 302
 — конструктивное 253
 — косвенное 153, 154, 155, 161, 163, 172, 173, 250—251
 — плит 219
 — — в зоне продавливания 250
 — — неразрезных 247
 — поперечное 160
 — элементов
 — — изгибаемых 246—247
 — — сжатых 245
 Арматура 10, 226, 227
 — анкерная 236—239, 248
 — виды 10, 111, 112
 — каркасы
 — — вязаные 248
 — — сварные 111
 — кольцевая 153, 155
 — монтажная 225
 — неапрягаемая 111
 — отогнутая 247
 — поперечная 136, 138, 165, 245, 247
 — предварительно напряженная 197
 — продольная 131, 146, 148, 149, 167, 168, 245, 246
 — растянутая 131, 135, 173, 237
 — сжатая 131, 135, 145, 237
 — сетки 111, 328
 — — сварные 153, 225, 226, 252
 — симметричная 157
 — сопротивления 111
 — — нормативные 111, 113
 — — расчетные 111, 114, 279
 — сортамент 262—269
 — спиральная 153, 154, 155
 — стержневая 227
 — — расстояние между стержнями 234—236
 — — стержни 329
 — — гнутые 226

 Балки 225, 567
 — защемленные 445
 — нагруженные 147
 — неразрезные 445
 — однопролетные статические
 — — — определяемые 57
 — — — неопределяемые 57
 — поддерживающие плиты 219
 — разрезные 445
 — свободно опертые 57, 147, 148, 186, 187
 — с заделанными концами 68
 — — одним заделанным концом 57
 Бетоны 10
 — возраст 96
 — класс 10, 95, 96, 261
 — марки 95—101, 261
 — модуль упругости 108—109, 110
 — отпускная прочность 96
 — сопротивление нормативное 102—103
 — — расчетное 104—107, 110
 — характеристики
 — — нормативные 97
 — — расчетные 97

 Блоки 9
 Болты 466, 467
 Бутобетон 277, 280

 Воздействия
 — силовые 6
 — температурные 54—55
 Выбор
 — материалов 9—10
 — сталей 414—421
 — электродов 422—428

 Гибкость предельная
 — элементов 432, 547, 548
 — — растянутых 432, 434
 — — сжатых 432, 433
 — — составных 543, 544
 Группы горючести 11

 Давление
 — ветровое 36, 51
 — звуковое 619
 — парциальное 605
 Двутавры 493
 — колонные 505
 — широкополочные 503
 Декремент колебаний
 — логарифмический 52
 Детали закладные 113
 — марки стали 113
 — характеристика 113
 Деформации 173
 — конструкций деревянных 551
 — оснований 569, 573
 Диаграмма Максвелла—Кремоны 86
 Диафрагмы жесткости 119
 Диски перекрытий 394
 Длина анкерной 150, 152
 Добавки противоморозные 338, 339
 Древесина 533

 Жесткость
 — динамическая 635
 — пространственная 8

 Звукоизоляция 617
 — нормы 617
 — индекс 617, 618, 621
 Здания
 — каркасно-панельные 344
 — панельные 344
 Зона
 — сжатия 165, 166
 — передачи напряжений 198—199

 Изоляция шума
 — воздушного 625, 632, 636
 — — индекс 625, 630, 637
 — ударного 639
 — — индекс 639—641

 Камни
 — марки 270, 271
 Карнизы 324, 325
 Кирпич 9
 — глиняный 271
 Кладка 272, 299
 — виды и группы 305—306
 — деформации 284
 — зимняя 333, 335

- модуль деформаций 281
- сдвига 284
- упругости 281, 284
- неармированная 295
- расчетные сопротивления 272—279
- с сетчатым армированием 281
- Клей синтетический 533, 535
- Консоли 167, 443
- короткие 250
- нагруженные 147
- подрезки 150
- Конструкции 10
- армокаменные 301
- бетонные и железобетонные 95
- самонапряженные 254—255
- деревянные 10, 533
- каменные и арматурные 270
- металлические 10, 414
- легкие эффективные 10
- стальные 10
- Коэффициенты
- армирования 155, 166
- аэродинамический 36, 37, 38, 40—50, 326
- динамичности 51, 116
- жесткости 80
- использования прочности слоев 296, 297
- линейного расширения 284
- линейной температурной деформации 97
- надежности 6, 7, 428
- по арматуре 114
- — — — — грунту 6
- — — — — материалу 6, 428
- — — — — нагрузке 8, 18, 20, 23, 24, 27, 51, 56, 116, 117
- — — — — ветровой 54
- — — — — назначению 6, 249, 428
- перегрузки 327, 549, 565
- поглощения солнечной радиации 56
- податливости 349—357, 387
- поправочный 312, 386
- продольного изгиба 285, 286, 296
- пространственной корреляции 39, 52
- Пуассона 538, 541
- пульсаций давления ветра 39, 51
- расчетной длины 455
- сочетаний 19, 23
- теплообмена 597
- теплопропускания 608
- теплоусвоения 599
- точности натяжения арматуры 196
- условной работы 6, 97, 110, 115, 131, 173, 237, 279, 280, 429, 535
- — — — — кладки 303
- соединений 430
- эффективности армирования 153
- Листы стальные 517
- Материалы
- горючие 11
- негорючие 11
- трудногорючие 11
- Мембраны круглые 92
- плоские 92
- работающие в упругой стадии 92
- — — — — пластической стадии 92—93
- Метод
- конечных элементов в перемещениях 412
- нулевых моментных точек 81
- предельных состояний 5
- расчета деформаций 179
- Модуль
- конструктивный 8
- упругости 196, 538, 541, 629
- Моменты
- внешних сил 151
- изгибающие 58, 71, 78, 80, 136, 177, 199, 200, 202, 207, 208, 213, 216, 218, 220, 221, 308, 385
- инерции 123, 151, 196, 386, 388, 551
- крутящий 124, 221, 385
- минимальные 204
- опорные 77, 201, 202, 204, 207, 213, 216, 218
- предельные 57
- расчетные 80, 81, 201
- статический 196
- Нагели 557, 561
- Нагрузки
- вертикальные 24, 344
- ветровые 35—50, 52
- — — — — схемы 40—50
- временные 18, 19, 22, 208
- горизонтальные 24, 344
- длительные 18, 19
- кратковременные 18, 19
- местные 24, 161, 162
- нормативные 7, 18, 21, 23
- особые 19
- постоянные 18, 20, 208
- равномерно распределенная 141, 186, 207, 320
- расчетные 8, 18
- снеговые 24—35
- — — — — нормативные 24
- — — — — схемы 28—35
- сосредоточенные 24
- трапецидальная 220
- эксплуатационные 119
- Напряжения
- контролируемое 196
- предварительные
- — — — — в арматуре 188—189, 195
- — — — — потери 189—195, 196
- Нити полигидридные 93—94
- Нормы проектирования 4, 6
- расчета 5
- Обжатия бетона
- напряжение 197
- — — — — максимальное 197
- — — — — сжимающие 198
- предварительное 196—198
- усилие 197
- Оболочки
- вращения 87
- очерченные по эллиптическому параболонду 89
- цилиндрические 91
- Обработка
- огнезащитная 15
- древесные 565
- Обрешетка 565
- Опалубка 9
- Опираемые
- балки
- — — — — шарнирные 167
- плиты 207

- соединений 168, 553
- стоек 80
- стыков сборных колонн 171
- узлов опирания элементов на кирпичную кладку 314—320
- ферм 83—87
- элементов 122, 123, 124, 136, 406
- — внецентренно сжатых 124
- — изгибаемых 124, 442—450
- — конструкций 430
- — деревянных 542—553
- — на местное сжатие 160
- — прочность 435, 550
- — устойчивость 435
- — по деформациям 173
- Сбор нагрузок 412
- Связи
 - в швах 544
 - гибкие 299
 - жесткие 299
- Сечения элементов 224, 225
- Сила
 - отрывающая 164
 - поперечная 167, 202, 204
 - продавливающая 163
- Системы
 - вантовые 94—95
 - — ортогональные 95
 - — радиальные 94
 - конструктивные 344
 - связевые 9
- Слой
 - защитный 227, 234, 616
 - облицовочный 299
 - паронепроницаемый 616
- Смятие 291
- Соединения
 - болтовые 463
 - виды 349
 - клеевые 555
 - на врубках 556
 - на гвоздях и шурупах 564
 - нагельные 557, 558
 - сварные 226, 457—460
 - слоев
 - гибкие 296
 - жесткие 296
 - способы 227
 - типы 227
- Сопротивления
 - воздухопроницанию 609—613
 - нормативные 6
 - паропроницанию 613—616
 - расчетное 6, 310
 - грунтов 579
 - — древесны 535—537
 - теплопередаче 586, 587, 598, 601, 603, 604, 606
- Сортамент прокатных профилей 474
- Состояния предельные
 - — второй группы 5, 115, 116
 - — первой 5, 115
- Сочетания нагрузок 19—20
- Способ
 - вырезания узлов 83
 - замены стержней 85
 - нулевой нагрузки 83
 - определения усилий в фермах 83
 - сечения фермы
- Срез 295
- Стены
 - всячные 320, 322
 - многослойные 296, 297
 - подвалов 326, 327
- Степень огнестойкости 11, 16
- Стержни
 - продольные растянутые 147
 - составные сжатые 435, 441, 442
- Стык
 - арматуры 239—243
 - колонн 171, 173
 - — замоноличенный 172, 173
 - — незамоноличенный 172
 - контактный 373, 376
 - платформенный 373, 376
 - элементов деревянных 565, 567
- Сумма усилий 385
- Схемы
 - конструктивные 8
 - опирания 163
 - перевязки 300, 301
 - расчетные 5, 6, 167, 358
- Температура точки росы 604
- Теплоустойчивость конструкций 607—609
- Трещиностойкость 116, 117
- Трубы стальные 526
- Усилия 365, 366, 368, 369
 - предварительного обжатия 197
- Устойчивость
 - балок 443, 444, 449
 - обшивки 549
- Устройства солнцезащитные 608
- Утепление полов 607
- Фанера 533, 538, 548
- Фермы 567
 - безраскосные 86—87
 - статически определимые 83
- Фундаменты 326, 327, 569
- Характеристика кладки
 - упругая 296
- Хомуты 136—139, 146, 148, 165, 166, 248
- Цоколи 326
- Частота собственных колебаний
 - предельная 52, 53
- Чертежи рабочие 253—254, 340
- Шаг хомута 141
- Швеллеры 507
- Швы
 - деформационные 329, 330
 - осадочные 251, 253, 330
 - температурно-усадочные 120, 253, 329
- Элементы
 - внецентренно сжатые 122—123, 151, 288, 452, 453
 - изгибаемые 124, 130, 131—134, 175, 177, 295, 545
 - — неармированные 295
 - комплексные 330
 - подверженные действию осевой силы с изгибом 451, 546
 - постоянной высоты 137, 142
 - прогиб 151
 - прямоугольного сечения 125
 - расчетные 153
 - сжатые 435
 - сечения 224

— симметричного 156
— таврового 134
— составные 543, 544
— усиленные облойкой 331
— центрально-растянутые 542
— центрально-сжатые 285, 542
Эпюры бокового давления 327
— моментов 139, 200, 222, 225

— огибающие 204, 205
Эксцентриситет 150, 152, 291
— нагрузки 297
— продольной силы 157, 288
— расчетный 150
— случайный 222, 150, 159, 289, 290
Ядро жесткости 9, 389, 380

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Раздел I. Общие указания по проектированию конструкций жилых и общественных зданий (Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко)	4
Глава 1.1. Нормы проектирования строительных конструкций. Основные положения	4
Глава 1.2. Рекомендации по выбору конструктивных схем зданий	8
Глава 1.3. Рекомендация по выбору материалов конструкций	9
Глава 1.4. Пределы огнестойкости строительных конструкций и группы возгораемости строительных материалов	11
Раздел 2. Нагрузки и воздействия (В. А. Максименко)	18
Глава 2.1. Виды нагрузок и их сочетания	18
2.1.1. Общие положения	18
2.1.2. Сочетания нагрузок	19
2.1.3. Нагрузки и коэффициенты надежности для зданий и сооружений	20
Глава 2.2. Снеговые и ветровые нагрузки	24
2.2.1. Снеговые нагрузки	24
2.2.2. Ветровые нагрузки	35
Глава 2.3. Температурные климатические воздействия	54
Раздел 3. Строительная механика (Ю. А. Дыховичный)	57
Глава 3.1. Балки	57
3.1.1. Однопролетные статически определимые балки	57
3.1.2. Однопролетные статически неопределимые балки	57
3.1.3. Многопролетные неразрезные балки	74
Глава 3.2. Рамы	80
3.2.1. Приближенные методы расчета рам	80
Глава 3.3. Фермы	83
3.3.1. Статически определимые фермы	83
3.3.2. Безраскосные фермы	86
Глава 3.4. Расчет некоторых пространственных конструкций (Н. В. Каичели)	87
3.4.1. Расчет оболочек вращения	87
3.4.2. Расчет оболочек, очерченных по эллиптическому параболоиду	89
3.4.3. Расчет оболочек, очерченных по поверхности гиперболического параболоида	90
3.4.4. Цилиндрические оболочки и складки	91
3.4.5. Круглые мембраны	92
3.4.6. Расчет пологих нитей	93
3.4.7. Витовые системы	94
Раздел 4. Бетонные и железобетонные конструкции (Ю. А. Дыховичный)	95
Глава 4.1. Материалы	95

4.1.1. Классы и марки бетона, расчетные и нормативные характеристики	95
4.1.2. Арматура и закладные детали	111
Глава 4.2. Основные положения расчета бетонных и железобетонных конструкций	115
Глава 4.3. Расчет внецентренно сжатых элементов бетонных конструкций	122
Глава 4.4. Расчет изгибаемых железобетонных элементов по прочности	124
4.4.1. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента	125
4.4.2. Элементы прямоугольного сечения	125
4.4.3. Элементы таврового сечения	134
4.4.4. Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента	136
Глава 4.5. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов	150
4.5.1. Общие положения	150
4.5.2. Учет влияния прогиба элемента	151
4.5.3. Учет влияния косвенного армирования	153
4.5.4. Расчет элементов симметричного сечения при расположении продольной силы в плоскости симметрии	156
Глава 4.6. Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок	160
4.6.1. Расчет на местное сжатие	160
4.6.2. Расчет на продавливание	163
4.6.3. Расчет на отрыв	164
Глава 4.7. Расчет коротких консолей	166
Глава 4.8. Расчет соединений между сборными железобетонными элементами	168
4.8.1. Расчет закладных деталей	168
4.8.2. Расчет стыков сборных колонн	171
Глава 4.9. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям	173
4.9.1. Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне	174
4.9.2. Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне	174
4.9.3. Определение прогибов	177
4.9.4. Приближенные методы расчета деформаций	179
4.9.5. Определение кривизны	186
4.9.6. Определение прогибов	186
Глава 4.10. Дополнительные требования при проектировании предварительно напряженных конструкций	188
4.10.1. Предварительные напряжения в арматуре	188
4.10.2. Потери предварительного напряжения	189
4.10.3. Контролируемое напряжение. Коэффициент точности натяжения арматуры	196
4.10.4. Усилия предварительного обжатия бетона	196
4.10.5. Длина зоны передачи напряжений	198
Глава 4.11. Расчет железобетонных неразрезных плит и балок с учетом пластических деформаций	199
4.11.1. Расчет неразрезных плит с равными пролетами	200
4.11.2. Расчет неразрезных плит с неравными пролетами	202

4.11.3. Расчет неразрезных равнопролетных второстепенных балок при равномерно распределенной нагрузке	202
4.11.4. Огибающие эпюры моментов	204
Глава 4.12. Расчет перекрытий с плитами, опертыми по контуру	207
4.12.1. Отдельные прямоугольные плиты	207
4.12.2. Неразрезные плиты	208
4.12.3. Балки, поддерживающие плиты	219
4.12.4. Кессонные перекрытия	221
4.12.5. Треугольные плиты	224
Глава 4.13. Общие указания по конструированию элементов железобетонных конструкций	224
4.13.1. Общие положения	224
4.13.2. Арматура, сетки и каркасы	226
4.13.3. Армирование железобетонных элементов	244
4.13.4. Требования, указываемые на рабочих чертежах железобетонных конструкций	253
4.13.5. Самонапряженные железобетонные конструкции	254
Приложения	256
Раздел 5. Каменные и арматурные конструкции (Ю. И. Дыховичный)	270
Глава 5.1. Материалы	270
5.1.1. Расчетные характеристики кладки	270
Глава 5.2. Расчет элементов конструкций по несущей способности	285
5.2.1. Центральнo-сжатые элементы	285
5.2.2. Внецентреннo сжатые элементы	288
5.2.3. Смятие (местное сжатие)	291
5.2.4. Изгибаемые элементы	295
5.2.5. Срез	295
5.2.6. Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)	296
5.2.7. Армокаменные конструкции	301
Глава 5.3. Расчет элементов конструкций по образованию и раскрытию трещин и по деформациям	302
Глава 5.4. Указания по проектированию конструкций	304
5.4.1. Общие указания	304
5.4.2. Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам	311
5.4.3. Анкеровка стен и столбов	313
5.4.4. Опираиe элементов конструкций на кладку	313
5.4.5. Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку	314
5.4.6. Перемычки и висячие стены	320
5.4.7. Карнизы и парапеты	324
5.4.8. Фундаменты и стены подвалов	326
5.4.9. Конструктивные требования к армированной кладке	328
5.4.10. Деформационные швы	329
5.4.11. Комплексные элементы (элементы из каменной кладки, усиленные железобетоном)	330
5.4.12. Элементы, усиленные обоймой	331
	653

Глава 5.5. Указания по проектированию конструкций, возводимых в зимнее время	333
Глава 5.6. Требования к рабочим чертежам каменных и армокаменных конструкций	340
Раздел 6. Панельные и каркасно-панельные здания (Ю. А. Дыховичный, В. А. Максименко)	344
Глава 6.1. Расчет конструкций панельных зданий	344
6.1.1. Общие положения	344
6.1.2. Принципы расчета несущих конструкций	347
6.1.3. Расчетные схемы	358
6.1.4. Приближенные методы определения усилий в несущих конструкциях зданий	364
6.1.5. Расчет прочности стен	369
6.1.6. Расчет железобетонных плит перекрытий	378
6.1.7. Упрощенная методика определения усилий в несущей системе здания на основе расчетной схемы в виде вертикального составного стержня	379
Глава 6.2. Расчет зданий со связевым каркасом	382
6.2.1. Общие положения	382
6.2.2. Нагрузки и усилия	383
6.2.3. Определение усилий в диафрагмах жесткости и проверка их прочности	383
6.2.4. Расчет дисков перекрытий	390
6.2.5. Проверка общей устойчивости	393
Глава 6.3. Расчет зданий с применением ЭВМ (М. С. Вайнштейн)	394
6.3.1. Расчет зданий со связевым каркасом	394
6.3.2. Расчет панельных зданий	398
6.3.3. Автоматизация расчетов фундаментных плит	399
6.3.4. Организация выполнения расчетов с помощью ЭВМ	401
6.3.5. Примеры оформления заданий на расчеты строительных конструкций	405
Раздел 7. Металлические конструкции (А. Н. Кондратьев)	414
Глава 7.1. Материалы и расчетные характеристики для стальных конструкций и соединений	414
7.1.1. Рекомендации по выбору сталей	414
7.1.2. Рекомендации по выбору электродов для сварки, болтов, гаек, шайб для соединения стальных конструкций. Расчетные характеристики	422
7.1.3. Дополнительные требования к расчету с учетом условий работы и назначения конструкций	428
Глава 7.2. Расчет элементов стальных конструкций	430
7.2.1. Общие положения	430
7.2.2. Расчет элементов стальных конструкций на осевые силы (растяжение и сжатие)	435
7.2.3. Расчет изгибаемых элементов	442
7.2.4. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом	451
7.2.5. Расчетные длины колонн, элементов ферм и связей	453
Глава 7.3. Расчет соединений стальных конструкций	457
7.3.1. Сварные соединения	457
7.3.2. Болтовые соединения	463

Глава 7.4. Сортамент прокатных профилей	474
7.4.1. Сортамент горячекатаных профилей	474
7.4.2. Гнутые профили	518
Раздел 8. Деревянные конструкции (Ю. А. Дыховичный)	533
Глава 8.1. Материалы	533
8.1.1. Требования к конструкциям и материалам	533
8.1.2. Основные указания по расчету	535
Глава 8.2. Расчет элементов деревянных конструкций	542
8.2.1. Центральнo-растянутые и центральнo-сжатые элементы	542
8.2.2. Изгибаемые элементы	545
8.2.3. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом	546
8.2.4. Расчетная длина и предельная гибкость элементов деревянных конструкций	547
8.2.5. Особенности расчета клееных элементов из фанеры с древесиной	548
8.2.6. Определение прогибов изгибаемых элементов	551
Глава 8.3. Расчет соединений элементов деревянных конструкций	553
8.3.1. Общие указания	553
8.3.2. Клеевые соединения	555
8.3.3. Соединения на врубках	556
8.3.4. Соединения на цилиндрических нагелях	557
8.3.5. Соединения на гвоздях и шурупах, работающих на выдергивание	563
Глава 8.4. Основные указания по проектированию деревянных конструкций	564
Приложения	568
Раздел 9. Основания и фундаменты (В. А. Максименко)	569
Глава 9.1. Общие положения	569
Глава 9.2. Проектирование оснований	569
Глава 9.3. Расчет оснований по деформациям	569
Глава 9.4. Расчет оснований по несущей способности	577
Глава 9.5. Расчетные сопротивления грунтов оснований	579
<i>Приложение. Рекомендации по составлению технического задания на инженерно-геологические изыскания</i>	<i>583</i>
Раздел 10. Теплотехника ограждающих конструкций (А. Н. Сканави)	586
Глава 10.1. Общие указания	586
Глава 10.2. Расчетные параметры наружного и внутреннего воздуха	586
Глава 10.3. Сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций	586
Глава 10.4. Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций	598
Глава 10.5. Указания по проектированию ограждающих конструкций	604
Глава 10.6. Теплоустойчивость ограждающих конструкций	607
Глава 10.7. Сопротивление воздухопроницанию ограждающих конструкций	609
Глава 10.8. Сопротивление паропроницаанию ограждающих конструкций	613
	655

Раздел 11. Звукоизоляция ограждающих конструкций (В. Г. Крейтан)	617
Глава 11.1. Нормативные требования к звукоизоляции помещений	617
11.1.1. Санитарные нормы допустимого шума в помещениях	617
11.1.2. Нормы звукоизоляции ограждающих конструкций	618
Глава 11.2. Расчет звукоизоляции ограждающих конструкций	618
11.2.1. Общие положения	618
11.2.2. Изоляция воздушного шума акустически однородными конструкциями	625
11.2.3. Изоляция воздушного шума акустически неоднородными конструкциями	632
11.2.4. Учет влияния на изоляцию воздушного шума прохождения звука через трещины, щели	636
11.2.5. Изоляция ударного шума междуэтажными перекрытиями	639
Приложение. Единицы физических величин	642
Предметный указатель	646

Справочное издание

Дыховичный Юрий Абрамович, Максименко Владимир Андреевич,
Кондратьев Александр Никифорович, Крейтан Владимир Георгиевич,
Сканиви Александр Николаевич, Вайнштейн Михаил Семенович

Жилые и общественные здания.
Краткий справочник инженера-конструктора

Редактор *Н. Б. Либман*
Младший редактор *Л. А. Козий*
Корректоры *Г. А. Кравченко, И. В. Медведь*
Технический редактор *О. С. Александрова*

ИБ № 5376

Сдано в набор 04.01.91. Подписано в печать 20.08.91. Формат 84×108¹/₃₂.
Печать высокая. Бумага типографская № 2. Гарнитура литературная.
Усл. печ. л. 34,44. Усл. кр.-отт. 34,44. Уч.-изд. л. 36,64. Тираж 56 000 экз.
Изд. № АХ-3315. Заказ № 710. Цена 2 р. 90 к.

Стройиздат, 101442 Москва; Каляевская ул., 23а

Владимирская типография Госкомпечати СССР,
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7