ВУЗ

Учебники для высших учебных заведений

Б.А. Ягупов

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Москва – Стройиздат

Б.А. Ягупов

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Москва Стройиздат 1991

ББК 38.5
Я31
УДК 624.015.04(075.8)

Печатается по решению секции литературы по строительной физике и конструкциям редакционного совета Стройиздата

Рецензент: кафедра «Строительные конструкции» Всесоюзного заочного политехнического института (зав. кафедрой проф. д-р техн. наук *Ю. В. Зайцев*) и проф. *Р. И. Берген* (Московский гидромелиоративный институт)

Редактор *М. С. Тютюник*

Ягупов Б. А.

Я31 Строительные конструкции. Основания и фундаменты: Учеб. для вузов. — М.: Стройиздат, 1991. — 671 с.: ил.

ISBN 5-274-01477-1

Рассмотрены основные положения расчета и проектирования железобетонных, металлических, каменных, армокаменных и деревянных конструкций гражданских промышленных зданий и сооружений с учетом физико-механических свойств современных конструкционных материалов. В учебнике основные расчеты иллюстрированы блок-схемами алгоритмов для использования ЭВМ.

Для студентов строительных вузов.

Я $\frac{3305000000-404}{047(01)-91}$ 101—91 ББК 38.5

ISBN 5-274-01477-1

НТБ ВПИ
г. ВИННИЦА

© Ягупов Б. А., 1991

Предисловие

Учебник составлен в соответствии с программой дисциплины «Строительные конструкции, основания и фундаменты» для студентов строительных вузов и факультетов по специальности «Коммунальное строительство и хозяйство». Курс «Строительные конструкции, основания и фундаменты» относится к группе общеинженерных дисциплин и является базовой профилирующей дисциплиной, обеспечивающей подготовку инженеров-строителей по специальности «Коммунальное строительство и хозяйство». Он основывается на знаниях общетеоретических и технических дисциплин, таких, как высшая математика, теоретическая механика, сопротивление материалов, строительная механика, строительные материалы.

Цель изучения дисциплины «Строительные конструкции, основания и фундаменты» состоит в том, чтобы научиться проектировать экономически целесообразные, прогрессивные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности; приобрести навыки по расчету и конструированию конструкций, пользованию нормами и инструкциями, рабочими чертежами, справочной литературой.

В результате работы с данным учебником будущий специалист должен овладеть методами расчета железобетонных, каменных, металлических конструкций и конструкций из дерева и пластмасс. Знать основные свойства строительных материалов, положения расчета конструкций по предельным состояниям. Иметь представление о сортаменте сталей и пиломатериалов, унифицированных железобетонных изделий, расчете конструкций с учетом пластических свойств материалов, перераспределении усилий, экспериментальных исследованиях конструкций.

С целью компьютеризации процесса изучения данной дисциплины в учебнике приведены блок-схемы расчетов основных строительных конструкций при различных вариантах загружения. Для лучшего усвоения материала в конце каждой главы приводятся вопросы для самопроверки.

Автор выражает глубокую благодарность сотрудникам кафедры «Строительные конструкции» Всесоюзного заочного политехнического института и профессору Бергену Р. И. за ценные замечания, сделанные при рецензировании рукописи учебника.

Раздел I. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

Глава 1. Общие сведения о строительных конструкциях, зданиях и сооружениях

§ 1.1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ИСТОРИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

С древнейших времен человечество приобретает навыки строительной практики. Первые сооружения из необработанного камня возводились еще в каменном веке. Самые древние постройки, сохранившиеся до настоящего времени, — египетские пирамиды и храмы. Кладка пирамид осуществлялась без раствора, каменные блоки удерживались за счет сил трения. Стены и купольные или сводчатые покрытия древних русских зданий возводили из кирпича и природных притесанных камней на известковом растворе с добавками к нему молотого слабообожженного кирпича, золы, костяной муки и т. д. Для восприятия распора от куполов применяли контрфорсы, упорные арки, а также железные связи и затяжки. Широко известны каменные здания, построенные в древних Пскове, Суздале, Владимире и других городах. В XIV—XV вв., были возведены Архангельский собор в Московском Кремле, Кремлевские стены и многие другие сооружения.

На Руси с древнейших времен велось строительство из дерева. Из деревянных конструкций строились практически все жилые дома, дворцы, большинство храмов и крепостей. Строительство осуществлялось в виде деревянных срубов из венцов круглого леса, соединенных врубками. Первые башни Московского Кремля и соединяющие их стены были построены из дубовой древесины в XIII в. До настоящего времени сохранилась построенная в XIV в. в г. Муроме каменная церковь Воскрешения Лазаря. В селе Кижи в 1714 г. была построена замечательная двадцатидвухглавая деревянная Преображенская церковь, сохранившаяся до наших дней.

В начале XIX в. в России при строительстве здания

Манежа в г. Москве (архитектор Л. Л. Бетанкур) были разработаны и впервые применены в покрытии большепролетные деревянные брусчатые треугольные стропильные фермы пролетом 48 м, которые сохранились до наших дней. В середине XIX в. Д. И. Журавский был проектировщиком и руководил строительством ряда деревянных мостов Московско-Петербургской железной дороги. У крупнейшего из них — моста через р. Мсту — было семь пролетов длиной по 61 м каждый. Фермы этого моста имели деревянные брусчатые перекрестные раскосы и стойки в виде стальных тяжей. Он также создал метод расчета деревянных элементов на скалывание при изгибе и метод определения допускаемых напряжений древесины экспериментальным способом.

В. И. Шухов разработал первые деревянные пространственные конструкции. В Нижнем Новгороде был построен первый предложенный им деревянный свод пролетом 21 м из трех слоев досок, соединенных гвоздями. В г. Орске была возведена разработанная им башня-градирня высотой 36 м сетчатой конструкции из стержней, расположенных перекрестно по поверхности гиперболоида вращения и соединенных болтами в местах пересечений. Большое распространение получили деревянные конструкции в промышленном строительстве в годы первых пятилеток и во время второй мировой войны. В 50-е годы началось производство клееных деревянных конструкций. Развитие этих прогрессивных конструкций оказалось возможным благодаря производству клеев на основе синтетических полимерных смол высокой прочности, водостойких и не подверженных гниению. Сначала применялись фенолформальдегидные клеи, в дальнейшем — более надежные резорциновые при склеивании древесины и эпоксидные при склеивании древесины с металлами. Появилась клееная водостойкая фанера. Были разработаны и начали изготовляться первые клеедеревянные балки, стойки, рамы, клеефанерные плиты и панели. Большой вклад в создание и внедрение клеедеревянных конструкций внесли А. С. Белозеров, А. Б. Губенко, Г. Г. Карлсен, Г. Н. Зубарев и др.

В перспективе предусмотрено расширение изготовления и использования простейших клеедеревянных балок и арок. Будут находить рациональное применение клеедеревянные рамы и фермы, ребристые и сетчатые купола, клеефанерные балки, плиты и панели. Будет также

расширен ассортимент деревянных конструкций из цельной неклееной древесины — досок, брусьев и бревен. Планируется изготовлять балки, стойки и стропила малоэтажных жилых домов, фермы и подкосные рамы, арочные и кружально-сетчатые своды небольших производственных, сельскохозяйственных и общественных зданий, пролетные строения малых мостов и другие специальные конструкции, особенно в районах, богатых лесами и не имеющих предприятий по изготовлению клееных деревянных конструкций.

В России и в ряде стран Европы с начала XVIII в. для строительства наряду с камнем и деревом стали применять чугун и железо. В 1725 г. при строительстве Невьянской башни на Урале впервые были применены чугунные балки длиной 12 м, усиленные снизу железными стержнями. В Петербурге в начале XIX в. были построены чугунные арочные мосты в виде сплошных сводов из пустотелых клиньев, соединенных между собой болтами.

Практика строительства показала, что применение для покрытий тяжелых каменных сводов и куполов требует дорогих лесов и опалубки; чугунные конструкции также тяжелы, хрупки и имеют сложные сопряжения; деревянные конструкции сгораемы и дают большие прогибы от обмятия врубок. Все это заставило в XIX в. шире применять для конструкций покрытий сварочное железо. Одним из первых сооружений из сварочного железа был купол Казанского собора в Петербурге пролетом 17,1 м, осуществленный по проекту А. Н. Воронихина. В нем соединения элементов были сделаны на чеках, являющихся прототипом заклепок. Увеличение производства и появление в 1820—1840 гг. проката листов, полосовых и круглых стержней, уголков, двутавров значительно расширили применение металлостроительных конструкций балок, ферм, арок покрытий зданий и в мостах.

Благодаря работам талантливых отечественных ученых Н. А. Белелюбского, Л. П. Проскурякова. В. Г. Шухова были созданы уникальные сооружения из металлических конструкций. К ним относятся легкие сетчатые конструкции покрытий ГУМа в Москве, здания Нижегородской выставки 1896 г., гиперболические решетчатые башни, оболочки из прямолинейных элементов и др. Широкое использование металлических конструкций

стало возможным с появлением и развитием электросварки. Этот способ соединения металлических конструкций позволил снизить трудозатраты на их изготовление и достичь снижения расхода металла.

Металлические конструкции в СССР и за рубежом получили большое развитие. Для их изготовления применяют низколегированные высокопрочные стали и алюминиевые сплавы, предварительно напряженные, цельносварные легкие и структурные конструкции. Построено много уникальных сооружений — телевизионные и радиорелейные башни высотой более 200—300 м, вантовые большепролетные мосты, покрытия спортивных и выставочных помещений, каркасы высотных зданий и др. Большой вклад в развитие металлических конструкций внесли Н. С. Стрелецкий, Н. П. Мельников, Е. И. Беленя и др.

Массовое применение в конце XIX в. стальных конструкций показало, что они требуют периодической окраски для защиты от коррозии, а при пожарах быстро теряют свою несущую способность и разрушаются. Потребовался новый, более долговечный экономичный огнестойкий материал — железобетон. История изобретения относится к 1850 г., когда француз Ламбо построил лодку из железобетона. Исследования покрытий Царскосельского дворца показывают, что русские еще в далеком 1802 г. применяли армированный бетон, но при этом не считали его новым материалом и не патентовали. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены французским садовником Ж. Монье в 1867—1870 гг. В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций.

В России железобетон начали применять в 1886 г. для перекрытий по металлическим балкам. В 1904 г. в г. Николаеве был построен первый в мире морской железобетонный маяк. Его спроектировали инженеры Н. Пятницкий и А. Барышников из монолитного железобетона. В 1904 г. выдающийся русский инженер и ученый проф. А. Ф. Лолейт рассчитал и спроектировал железобетонные безбалочные междуэтажные перекрытия склада молочных продуктов в Москве. В 1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы проектирования железобетонных сооружений.

Железобетонные конструкции по способу изготовления могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. При строительстве зданий и сооружений из сборных железобетонных конструкций вначале на специальных заводах или полигонах изготавливают отдельные элементы, из которых на строительной площадке монтируют здания или сооружения. Сборные железобетонные конструкции наиболее индустриальны, так как в их основу положены заводское изготовление и механизированный монтаж. В 1925—1932 гг. советские ученые В. М. Келдыш, А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и др. разработали экспериментальные методы общего расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), что позволило спроектировать и построить много уникальных зданий из железобетона. Это Центральный телеграф, «Дом Известий», здание Министерства легкой промышленности и земледелия в Москве, Почтамт и Дом промышленности в Харькове, Дома Советов в Ленинграде, Минске, Киеве и ряд других крупных сооружений, в том числе много промышленных предприятий.

В 50-х годах было построено за короткий срок большое количество предприятий по производству сборных железобетонных изделий, проведены унификация и типизация конструкций, разработаны прогрессивные методы их монтажа. Железобетон стал основой капитального строительства, он успешно применяется в массовом гражданском, промышленном и сельскохозяйственном строительстве, в мостостроении, в гидротехническом строительстве и в других областях.

§ 1.2. ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

Зданиями называют строительные системы из несущих и ограждающих конструкций, образующих замкнутый объем, для проживания или пребывания людей либо для выполнения различных производственных процессов. Здания подразделяют на гражданские (жилые и общественные) и производственные. К жилым зданиям относятся квартирные дома, общежития, гостиницы. Общественные здания предназначены для социального и бытового обслуживания населения, размещения учебных заведений, общественных организаций, ад-

министративных учреждений и т. д. Производственные здания предназначены для промышленных и сельскохозяйственных предприятий, к ним относятся цехи заводов и фабрик, животноводческие постройки, птицефабрики, теплицы, силосные корпуса элеваторов, зернохранилища и т. п. Инженерными сооружениями называют постройки, назначение которых — выполнение каких-либо технических задач (мосты, туннели, трубопроводы, резервуары, бункера и т. п.).

Здания и сооружения состоят из отдельных частей — фундаментов, каркаса, покрытий (крыш), стен, перегородок, перекрытий, лестниц, окон, дверей и т. п. В частях зданий и сооружений выделяют конструктивные элементы, колонны, фундаментные блоки, стены, плиты, балки, фермы, лестничные марши или дверные блоки. Элементы, воспринимающие силовые и температурные воздействия и передающие их через фундаменты на грунт, называют несущими конструкциями. Те из них, которые защищают внутренние помещения от воздействия внешней среды или отделяют одно помещение от другого, называют ограждающими конструкциями. Иногда в некоторых типах зданий конструкция может выполнять сразу две функции—несущую и ограждающую (например, внешние стены и перекрытия крупнопанельных зданий).

К промышленным и гражданским зданиям предъявляются следующие требования: прочность, жесткость и устойчивость под воздействием силовых и климатических факторов, долговечность, огнестойкость, необходимая степень теплоизоляции, возведение индустриальными методами. Долговечность определяется неизменяемостью физико-механических свойств и других эксплуатационных качеств конструкций в течение заданного срока службы. Различают три степени долговечности зданий: первая — 100 лет; вторая — 50 лет; третья — 20 лет. По огнестойкости здания подразделяются на пять степеней. Каждая степень характеризуется пределом огнестойкости (продолжительность сопротивления конструкции действию огня в часах без потери несущей способности или до образования в ней сквозных трещин). Например, каменные здания относятся к I—III степеням огнестойкости, а деревянные — к IV и V. В зависимости от требований к долговечности и огнестойкости, а также к эксплуатационным качествам различа-

ют три класса конструкций здания. К I классу относятся такие здания, как большие мосты, гидро- и атомные электростанции, театры, дворцы, музеи.

В 1960—1965 гг. из предварительно напряженного железобетона была построена Московская телевизионная башня высотой 522 м. Диаметр башни внизу 18 м, а вверху 8,5 м при толщине стенки соответственно 46 и 30 см. Нижняя часть конического основания выполнена в виде опорных конструкций (ног) высотой 17,3 м. На отметке 42 м оболочка конического основания имеет диафрагмовое кольцо, воспринимающее усилия от анкеровки канатов предварительно напряженной арматуры.

Начиная с послевоенных лет бурное развитие получили сборные железобетонные конструкции. Применение унифицированных сборных железобетонных конструкций в промышленных зданиях (колонны, балки, фермы, арки), крупнопанельных жилых и общественных зданиях, в инженерных сооружениях (мосты, эстакады, гидротехнические сооружения и др.) позволило сократить сроки строительства и уменьшить трудозатраты. В настоящее время с появлением новой технологии возведения шире применяют монолитный железобетон. Разработке теории расчета железобетонных конструкций посвящены труды А. А. Гвоздева, В. М. Бондаренко, П. И. Васильева, Г. А. Гениева, С. Е. Давыдова, Ю. В. Зайцева, А. П. Кудзиса, С. М. Крылова, Р. Л. Маиляна, В. И. Мурашова, А. И. Чебаненко, А. Л. Шагина, Г. Н. Шоршнева и многих других.

Технические решения строительных конструкций должны быть экономичными, что достигается правильным выбором строительных материалов при наиболее полном использовании их свойств, соблюдением требований «Технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов», рассмотрением нескольких вариантов решений с выявлением технико-экономических показателей расхода материалов, трудоемкости возведения, стоимости и сроков строительства. Важным фактором экономичности конструкций является индустриальность возведения и монтажа, которая обеспечивается изготовлением унифицированных типовых конструкций в заводских условиях с последующей их установкой и сборкой на строительной площадке. В соответствии с назначением зданий и сооружений

к ним предъявляются и требования соответствия объемно-планировочных решений функциональной целесообразности, архитектурной выразительности, удобства эксплуатации, возможности выполнения профилактических и ремонтных работ в процессе эксплуатации.

В настоящее время в современном строительстве в качестве материалов для строительных конструкций используются: металл (сталь и алюминиевые сплавы), бетон, железобетон, кирпич, каменная кладка, дерево и пластмассы.

§ 1.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Проектирование зданий и сооружений выполняется проектными организациями или проектно-изыскательскими институтами. Перед началом проектирования выполняются изыскательские работы, уточняющие геологические, гидрологические, климатические, геодезические и другие данные о строительной площадке. Исходным документом для проектирования служит задание на проектирование, в котором указываются месторасположение и назначение объекта, объем, состав и габариты помещений, сроки строительства, стадийность разработки проектно-сметной документации, мероприятия по защите окружающей среды и т. п. В зависимости от сложности возводимых зданий и сооружений, сроков строительства и других факторов проектирование можно осуществлять в две стадии — проект (П) и рабочая документация (РД) или в одну стадию — рабочий проект (РП). На основании утвержденного проекта разрабатывают рабочую документацию, в которую входят рабочие чертежи, где проектные решения детализируются таким образом, чтобы стало возможным осуществление строительно-монтажных работ. Деталировочные чертежи металлических конструкций (КМД) выполняет завод-изготовитель с учетом своих технологических особенностей. Для типовых, технически несложных объектов проектирование выполняется, как правило, в одну стадию.

Для часто применяемых однотипных зданий и сооружений используют типовые проекты, которые разрабатывают наиболее компетентные проектные организации. Применение типовых проектов значительно повы-

шает качество строительства и снижает его стоимость. Ведется проектирование на основании утвержденных в установленном порядке и действующих в настоящее время строительных норм и правил (СНиП), Государственных стандартов (ГОСТ), Технических условий (ТУ), каталогов и другой документации, составляющей техническую и юридическую основу проектных работ.

Правильная организация проектных работ, повышающая их производительность и качество, в настоящее время осуществляется с помощью электронно-вычислительных машин (ЭВМ), привлечения оптимизационных методов, моделирования и т. д. ЭВМ дает возможность не только повысить производительность труда проектировщиков, но и позволяет более качественно проанализировать различные варианты проектных решений и выбрать оптимальный, а также сделать расчеты, выполнение которых вручную невозможно. В последнее время расширяется применение систем автоматизированного проектирования (САПР), обеспечивающих проектирование эффективных строительных конструкций с помощью ЭВМ и выполнение рабочих чертежей на автоматизированных графопостроителях.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите примеры первых сооружений из камня.
2. Укажите типы сооружений из каменных конструкций в современном строительстве.
3. Какие старинные деревянные здания и сооружения вы знаете?
4. Назовите пути совершенствования деревянных конструкций.
5. Перечислите примеры первых сооружений из металла.
6. Назовите основные недостатки металлических конструкций.
7. Укажите примеры первых сооружений из железобетона.
8. Что называется зданиями и сооружениями и из каких основных частей они состоят?
9. Как разделяются здания по долговечности и огнестойкости?
10. Перечислите стадии проектирования зданий и сооружений.

Глава 2. Основы расчета строительных конструкций, оснований и фундаментов

§ 2.1. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Нагрузки и воздействия на здания и сооружения можно разделить на две основные группы в зависимости от их происхождения: природные и искусственные. По продолжительности действия нагрузки и воздействия подразделяют на постоянные и временные. Временные нагрузки делят на длительные, кратковременные и особые. Постоянные нагрузки могут быть природными — собственный вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, масса и давление грунта — или иметь искусственное происхождение — воздействие на конструкции усилий предварительного напряжения. Природные постоянные нагрузки являются в определенном смысле балластом для здания или сооружения, поэтому уменьшить их — важная задача проектировщиков.

К временным длительным нагрузкам относят: вес временных перегородок, стационарного оборудования (станков, аппаратов, двигателей, емкостей, трубопроводов, конвейеров, подъемных машин), а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование в процессе его эксплуатации; нагрузку на перекрытия в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, архивах, библиотеках и подобных зданиях и помещениях; нагрузку на перекрытия в помещениях жилых и общественных зданий, где преобладает вес оборудования (технические этажи, помещения вычислительных центров и т. п.); температурные технологические воздействия от стационарного оборудования; воздействия неравномерных деформаций основания; воздействия усадки и ползучести; вес снегового покрова с особенностями, отраженными в СНиП 2.01.07—85, и др. К кратковременным нагрузкам относят: вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования; нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (мостовых и подвесных кранов, погрузчиков и т. п.), используемого при возведении и эксплуатации зданий и сооружений; полную снеговую нагрузку; ветровые нагрузки; гололед; полные климатические температурные воздействия и др.

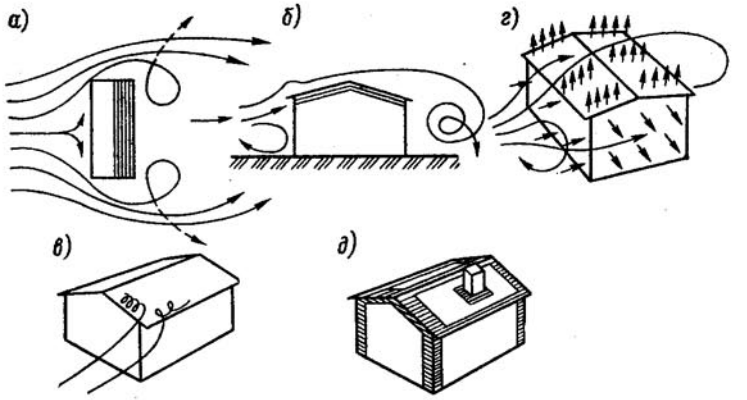


Рис. 2.1. Характер обтекания воздушным потоком прямоугольного здания

а, б, в — направление ветрового потока; *г, д* — воздействие ветровой нагрузки на здание

Особыми нагрузками являются: сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологических процессов, поломкой или временной неисправностью оборудования; воздействия неравномерных деформаций оснований, сопровождающиеся изменениями структуры грунта (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании), воздействия деформации земной поверхности в районах горных выработок и в карстовых районах.

Существенно влияют на работу конструкций снеговые нагрузки. Величина снегового покрова зависит от района строительства и от характера кровли. В сложных по форме кровлях в пазах скапливаются «снеговые мешки», приводящие к неравномерному нагружению конструкций. Кроме того, долго лежащие «снеговые мешки» уплотняются, что также увеличивает нагрузку от снега. В СССР снеговые нагрузки регламентированы нормами СНиП 2.01.01—85. Вес снегового покрова в малоизученных и горных районах, в местах со сложным рельефом нужно устанавливать на основании данных гидрометеорологической службы. Перечень этих районов приводится в нормах. Иногда источниками аварий зданий служат ветровые нагрузки инженерных сооружений и коммуникаций. Особенность ветровых нагрузок —

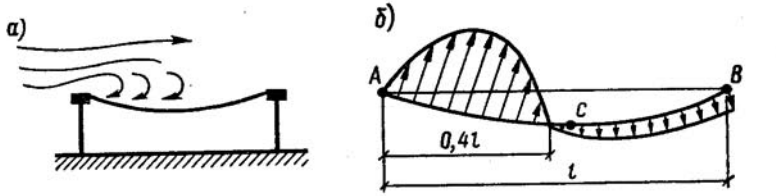


Рис. 2.2. Ветровой отсос в кровлях висячих систем
а — эпюра силового воздействия; *б* — схема движения воздушного потока

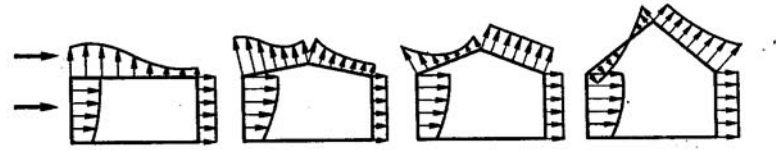


Рис. 2.3. Эпюры силового воздействия ветровой нагрузки на здание с двускатной кровлей в зависимости от уклона кровли

их горизонтальная направленность. Переход к новым более прочным материалам привел к уменьшению массы зданий и сооружений, а это выдвинуло на передний план проблему восприятия ветровых нагрузок. Особенно опасны ветровые воздействия на высотные здания, башни, мачты. Чем выше они над уровнем земли, тем больше скорости ветра.

Здания и сооружения представляют собой тела сложной геометрической формы и поэтому вызывают ряд аэродинамических эффектов (рис. 2.1). Так, здание в виде параллелепипеда воздушный поток обтекает с пяти сторон. Около 80 % напора ветра приходится на лобовую, наветренную сторону и 60 % нагрузки испытывает противоположная и подветренная сторона в виде так называемого отсоса. При двускатной кровле наветренный скат испытывает значительный ветровой напор, а подветренный — отсос, возникающий в силу разрежения, поэтому подветренный скат кровли стремится как бы взлететь (рис. 2.2). У легких конструкций (рис. 2.3) и кровель крыша может оказаться в положении подъемного крыла — благодаря ее форме возникает подъемная сила, иногда превышающая ее вес.

Сейсмические нагрузки вызываются колебаниями земной коры в результате землетрясений. Упругие коле-

бания земной коры, распространяющиеся от источника землетрясения, передаются на фундаменты и несущие конструкции. Сейсмические нагрузки вызывают массу повреждений в конструкциях и их разрушение. В связи с этим в районах, подверженных землетрясениям, необходимо применять специальные меры, повышающие устойчивость фундаментов и каркасов несущих конструкций от сейсмических воздействий. Общее число землетрясений огромно (до 100 тыс. в год), однако разрушительные составляют не более 0,1%. Степень интенсивности землетрясений зависит от величины ускорения колебательного движения, которое называется сейсмическим ускорением и оценивается в баллах от 1 до 12 (табл. 2.1).

Существует карта сейсмического районирования территории нашей страны. Например, Ашхабад, Алма-Ата характеризуются сейсмичностью в 9 баллов, а Самарканд и Севастополь — в 7 баллов. Сейсмические силы инерционны. Они обусловлены весом колеблющегося здания и ускорением отдельных его частей. Уменьшением веса здания можно уменьшить сейсмические нагрузки. Поэтому стремятся облегчить массу конструкций в

Таблица 2.1. **Оценка степени интенсивности землетрясений**

Сила землетрясения, баллы	Сейсмическое ускорение, см/с^2	Характер землетрясений
1...6	0,25...10	Слабые и умеренные: падение предметов, разрушение ветхих построек
7	10...25	Очень сильные: в капитальных зданиях появляются трещины, изменяется уровень в реках, озерах, наблюдаются оползни и осыпи
8	25...50	Разрушительные: ломаются деревья, сдвигаются с места и падают строения, капитальные здания частично разрушаются, появляются трещины на земной поверхности
9	50...100	Опустошительные: не разрушаются только особо прочные здания, но и они сдвигаются с фундаментов и наклоняются, на поверхности земли появляются глубокие трещины
10...12	100...500	Уничтожающие и катастрофические: в этих районах капитальное строительство запрещено

сейсмоактивных районах, применяя более легкие строительные материалы.

Направления действия сейсмических сил произвольны, однако здания и сооружения имеют достаточный резерв устойчивости по отношению к вертикальным нагрузкам, поэтому расчет на сейсмику учитывает лишь горизонтальные нагрузки, возникающие при землетрясении. Строительные конструкции предназначены, как правило, для восприятия вертикальных нагрузок (собственного веса, веса людей, оборудования, снега) и в этом отношении обладают известными резервами, т. е. могут выдерживать определенные толчки. Горизонтальная их устойчивость зачастую недостаточна. Расчетным будет такой момент, когда сейсмические силы достигают своего экстремального значения. Далее полученные силы выступают как статическая нагрузка, при этом динамичность явления учтена при определении самих сейсмических сил. При расчетах исходят из предположения, что массы зданий и сооружений сконцентрированы в определенных точках. При этом конструктивная схема сооружения часто бывает внешне очень не похожа на расчетную, однако динамические характеристики, распределение масс и жесткостей хорошо соотносятся между собой.

Температурные воздействия в некоторых случаях представляют собой весьма значительные нагрузки. Они возникают вследствие ограниченной свободной температурной деформации строительных конструкций — балок, колонн, рам, т. е. взаимосвязанных элементов зданий и сооружений. Из-за существенных колебаний температур конструкции стремятся к удлинению. Невозможность свободного удлинения конструкций приводит к возникновению в них сжимающих напряжений. И, наоборот, при понижении температуры элементы стремятся укоротиться, но так как не имеют такой возможности, в них возникают растягивающие напряжения. В строительной практике наблюдались повреждения строительных конструкций из-за температурных воздействий. В частности, в стальных каркасах обнаруживали разрывы креплений в вертикальных связях между колоннами. Следует принимать специальные меры, чтобы температурные воздействия проявляли себя как можно слабее. Проще всего это сделать, обеспечив конструкциям возможность свободно удлиняться и укорачиваться.

г. ВИННИЦА

Мостовые балки, например, устанавливают на специальные опоры — катки, которые обеспечивают их подвижность. Здания «рассекаются» деформационными швами, ширина которых (обычно около 2 см), как правило, достаточна для температурного расширения отдельных блоков. Опасно и неравномерное температурное воздействие. Так, при проектировании мостов иногда учитывается дополнительная нагрузка, обусловленная разностью температур между нижней (теневой) и верхней (нагреваемой солнцем) поверхностями пролетного строения.

§ 2.2. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

При проектировании строительных конструкций их рассчитывают, чтобы обеспечить заданную прочность, надежность, долговечность в условиях изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации. Задачи расчета: определение возникающих в элементах конструкций усилий от приложенных нагрузок, назначение необходимых экономичных размеров поперечного сечения и требуемого количества арматуры (в железобетонных конструкциях), размеров соединительных и закладных деталей (в местах сопряжения элементов), а также получение других данных, необходимых для разработки рабочих чертежей.

В нашей стране с 1955 г. расчет строительных конструкций, оснований и фундаментов производится по методу предельных состояний. Он основан на глубоком экспериментально-теоретическом изучении действительной несущей способности строительных конструкций и более достоверно учитывает величину несущей способности и степень надежности конструкций, чем метод допускаемых напряжений или разрушающих нагрузок. Будучи более обоснованным экспериментально и теоретически метод предельного состояния открыл широкие перспективы для снижения материалоемкости конструкций. Предельным состоянием называется такое состояние работы конструкции, когда она перестает удовлетворять заданным требованиям эксплуатации. В соответствии со СНиПом предусматриваются две группы предельных состояний: первая — по потере несущей способности или полной непригодности к эксплуатации;

вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации.

Цель расчета по первой группе предельных состояний: обеспечение безопасности конструкции от разрушения — хрупкого, вязкого или усталостного (расчет на выносливость при динамических воздействиях), в том числе и при неблагоприятных воздействиях от внешней среды (химической агрессии, изменения температуры и т. д.); от потери устойчивости формы (продольный изгиб) или положения в пространстве (опрокидывание, скольжение); от состояний, при которых требуется прекращение эксплуатации из-за текучести материала, сдвига в соединениях, ползучести материалов или чрезмерного раскрытия трещин.

Физический смысл расчета по первой группе предельных состояний заключается в том, что несущая способность элемента должна быть не меньше максимально возможного усилия, действующего в нем. Цель расчета по предельным состояниям второй группы: не допустить возникновения чрезмерных деформаций и перемещений в конструкциях (прогибов, углов поворота, амплитуд колебаний, осадок и т. д.), а также образования и раскрытия трещин*, затрудняющих нормальную эксплуатацию или снижающих долговечность (при сохранении несущей способности конструкции).

Надежность строительных конструкций зависит от учета следующих факторов: действующих нагрузок и воздействий, прочностных и деформационных характеристик материалов и грунтов, а также условий эксплуатации и особенностей конструкций и оснований. Строительные конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий в основном предназначены для восприятия приложенных к ним эксплуатационных нагрузок. Нагрузки и воздействия разделяют на нормативные и расчетные. Нормативная нагрузка и воздействие — это установленное нормами наибольшее их значение, при котором обеспечивается нормальная эксплуатация зданий и сооружений. Однако в реальных условиях эксплуатации конструкций в силу каких-либо случайных причин

---

* Появление и раскрытие трещин проверяют только в железобетонных и каменных конструкциях. В металлических и деревянных конструкциях появление трещин недопустимо, так как это приводит к разрушению.

нагрузка может оказаться больше или меньше нормативной. Такую возможность изменчивости нагрузок учитывают, вводя коэффициент надежности по нагрузке γ_f.

Расчетной нагрузкой называют нагрузку, равную произведению коэффициента надежности по нагрузке на нормативную нагрузку. Нормативную снеговую нагрузку определяют по формуле

$$s = s_0 \mu, \tag{2.1}$$

где s_0 — вес снегового покрова на 1 м² поверхности в зависимости от климатического района строительства; μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нагрузке на покрытие, учитывающей ее неравномерное распределение в зависимости от рельефа кровли.

Нормативную ветровую нагрузку находят из выражения

$$w_m = w_0 kc, \tag{2.2}$$

где w_0 — нормативный скоростной напор, принимаемый в зависимости от района расположения сооружения; k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора на высоте здания; c — аэродинамический коэффициент, принимаемый по табличным данным в зависимости от профиля объекта.

Значения нормативных равномерно распределенных нагрузок принимаются по табличным данным СНиП по нагрузкам и воздействиям. При расчетах балок и ригелей, колонн, стен, фундаментов и оснований, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия с площадью загружения A (м²), табличные значения временных нагрузок на перекрытия разрешается снижать умножением на коэффициент сочетаний ψ_n:

а) при $A > A_1 = 9$ м²

$$\psi_{A_1} = 0{,}4 + 0{,}6/\sqrt{A/A_1}; \tag{2.3}$$

б) при $A > A_2 = 36$ м²

$$\psi_{A_2} = 0{,}5 + 0{,}5/\sqrt{A/A_2}. \tag{2.4}$$

При расчете колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух и более перекрытий, значения временных нагрузок разрешается снижать умножением на коэффициент сочетаний ψ_n:

а) для квартир жилых зданий, помещений детских дошкольных учреждений, домов отдыха, санаториев, служебных помещений научных и административных

учреждений

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

б) для залов читальных, столовых, собраний и совещаний, выставочных, участков обслуживания и ремонта оборудования

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

где ψ_{n1} и ψ_{n2} — то же, что и в формулах (2.3), (2.4); n — общее число перекрытий.

Таким образом, временные расчетные нагрузки на перекрытия будут определяться по следующей формуле:

$$p = \psi \gamma_f p_n, \tag{2.5}$$

где p_n — нормативное значение нагрузки; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f принимают по табличным данным из строительных норм в зависимости от вида нагрузок. Для собственного веса несущих конструкций $\gamma_f = 1{,}05—1{,}3$, иногда при благоприятном воздействии собственного веса (расчеты на опрокидывание, скольжение или всплывание) допускается принимать $\gamma_f = 0{,}9$. Для временных нагрузок значения γ_f находятся в пределах 1,0—1,4, а для снеговых нагрузок $\gamma_f = 1{,}4—1{,}6$. При расчетах по первой группе предельных состояний значение расчетной нагрузки получают, умножая ее нормативное значение на коэффициент надежности по нагрузке. При расчетах по второй группе предельных состояний значение коэффициента надежности по нагрузке принимают $\gamma_f = 1$, т. е. расчетные нагрузки в данном случае равны нормативным.

На конструкцию, как правило, одновременно действует несколько нагрузок, поэтому при расчете конструкций и оснований следует учитывать наиболее неблагоприятные их сочетания. В зависимости от состава учитываемых нагрузок сочетания разделяют на два вида: основные и особые. В основном сочетании, если учитываются все постоянные и только одна временная нагрузка, ее вводят в расчет без снижения. При действии двух и более временных нагрузок значения длительных нагрузок умножают на коэффициент сочетаний $\psi_1 = 0{,}95$, для кратковременных — $\psi_2 = 0{,}9$. Если максимальное усилие дают постоянные, временные и особые нагрузки, то та-

кое сочетание называют особым, и все временные длительные нагрузки умножают на коэффициент сочетаний $\psi_1=0{,}95$, а кратковременные на $\psi_2=0{,}8$. Коэффициенты сочетаний учитывают малую вероятность одновременного действия максимальных значений длительных и кратковременных нагрузок.

Основными характеристиками прочности материалов являются нормативные сопротивления, представляющие собой устанавливаемые нормами предельные значения напряжений, которые может воспринять данный материал. Помимо нормативных сопротивлений принимаются и другие нормативные характеристики, которые необходимы для расчетов: это плотность, модуль упругости или деформаций, коэффициент трения, сцепления, ползучесть, усадка, сопротивление сдвигу и т. д. Нормативные характеристики назначают на основании статистической обработки результатов испытаний стандартных образцов. Обеспеченность нормативных значений принимают не менее 0,95. Это значит, что число случайных отклонений с пониженными значениями механических свойств при испытаниях не превышает 5 %. Для металлов нормативные сопротивления определяют по контрольной или браковочной характеристике в соответствии с действующими ГОСТами. Для грунтов оснований производятся инженерно-геологические изыскания или лабораторные исследования образцов с назначением нормативных характеристик с помощью статистической обработки результатов испытаний.

Возможность случайного отклонения характеристики в неблагоприятную сторону от нормативного значения учитывают с помощью коэффициентов надежности по материалу γ_m или грунту γ_g.

Для обеспечения необходимой надежности нормативное сопротивление (характеристику) делят на коэффициент надежности по материалу (грунту)*, получая в результате расчетное сопротивление (характеристику) материала

$$R = R_n/\gamma_m \qquad (2.6)$$

или грунта

$$R = R_n/\gamma_g. \qquad (2.7)$$

---

* Значения коэффициентов надежности по материалу и грунту обычно больше 1.

Степень ответственности и капитальности зданий и сооружений, а также значимость последствий наступления предельных состояний учитывают с помощью коэффициентов надежности по назначению сооружения γ_n, на которые следует умножать расчетные значения нагрузок и воздействий. Здания и сооружения по степени ответственности и капитальности делятся на три класса:

1-й класс. Для зданий и сооружений, имеющих важное обоснованное народнохозяйственное значение, таких как: тепловые и атомные электростанции, телевизионные башни, трубы высотой более 200 м, резервуары для нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м^3, крытые спортивные и зрелищные сооружения, учебные заведения. Коэффициент надежности по назначению равен: $\gamma_n = 1{,}0$.

2-й класс. К этому классу относятся промышленные и гражданские сооружения, не относящиеся к 1 и 3 классам. Коэффициент γ_n в этом случае равен 0,95.

3-й класс. Для складов без процессов упаковки и сортировки, одноэтажных жилых домов, временных зданий коэффициент γ_n принимается равным 0,9.

Учет влияния на работу конструкций вероятной длительности или многократной повторяемости нагрузок, влажностных и температурных условий, агрессивности среды, размеров сечений конструкций, способов изготовления и т. д., а также других факторов, не отраженных в расчетах прямым путем, следует производить с помощью коэффициентов условий работы γ_c. Численные значения устанавливаются нормативными документами по проектированию конструкций и оснований на основании опыта строительства, а также экспериментальных и теоретических исследований. В практике проектирования коэффициенты условий работы умножают на расчетные сопротивления материалов.

Значения всех коэффициентов прочностных характеристик и нагрузок определяются нормами проектирования (СНиПами), и учет их обязателен для проектировщиков. Как правило, на конструкцию действует несколько нагрузок. Расчет конструкции на одновременное действие всех расчетных нагрузок дает излишний запас прочности и перерасход материала. Вместе с тем одновременное действие всех нагрузок при их небольших величинах маловероятно. Например, многоэтажные здания

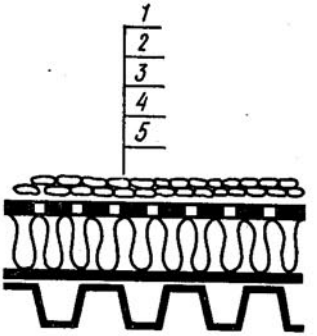


Рис. 2.4. Пример кровельного покрытия по стальному профилированному настилу

1 — гравийная защита на битумной мастике; *2* — гидроизоляционный ковер (три слоя рубероида); *3* — утеплитель (пенополиуретана толщиной 50 мм); *4* — пароизоляция (один слой толя); *5* — стальной профилированный настил

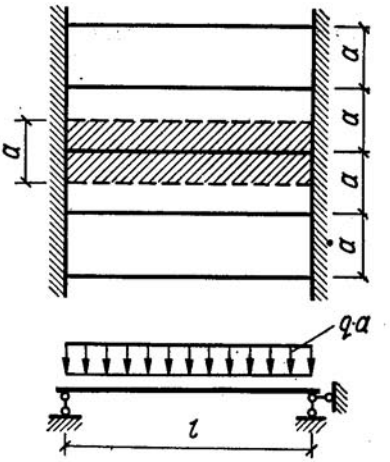


Рис. 2.5. Пример сбора нагрузок на параллельно расположенные балки (заштрихована грузовая площадь, приходящаяся на одну балку)

не могут практически одновременно испытывать действие ураганного ветра, максимальную снеговую нагрузку покрытия и наибольшую полезную нагрузку на всех перекрытиях. Чтобы учесть этот фактор, вводят коэффициент сочетаний, учитывающий вероятность одновременного совпадения нагрузок. Коэффициенты сочетаний определены нормами СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия».

Примеры сбора нагрузок. Пример 2.1. Сбор нагрузок от индустриального кровельного покрытия (рис. 2.4) приведен в табл. 2.2.

Сбор нагрузки от утеплителя $q = 80 \cdot 0{,}05 \cdot 10 \cdot 10^{-3} = 0{,}8$ кН/м², где 0,05 — толщина утеплителя, м; 10 — учитывает переход от кгс/м² к Н/м²; множитель 10^{-3} служит для пересчета от Н/м к кН/м².

Пример 2.2. Покрытие опирается на ряд параллельно лежащих балок (рис. 2.5). Действующая норма-

Таблица 2.2. **Составляющие кровельного покрытия**

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м²
Гравийная защита	0,5	1,2	0,6
Гидроизоляционный ковер	0,1	1,1	0,11
Утеплитель (пенополиуретан)	0,04	1,3	0,05
Пароизоляция	0,04	1,1	0,04
Стальной профилированный настил	0,15	1,05	0,16
Итого	0,83	—	1,0

тивная нагрузка распределена равномерно $q_n=6$ кН/м², коэффициент надежности $\gamma_f=1{,}2$. Определить погонную нагрузку, действующую на каждую балку. Погонная нагрузка, приходящаяся на каждую балку, зависит от характеристики балок, и определяют ее по формуле $q=\gamma_f q_n a$. Чем больше шаг балок, тем больше и действующая нагрузка $q=1{,}2\cdot 6\cdot 1{,}3=9{,}4$ кН/м².

Пример 2.3. Покрытие из перекрестных балок (рис. 2.6). Действующая нормативная равномерно распределенная нагрузка $q_n=4$ кН/м². Грузовая площадь, приходящаяся на каждый узел пересечения балок, λ_x, λ_y. При расчете часто нагрузку приводят к сосредоточенной силе, действующей на каждый узел пересечения балок. При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f=1{,}1$ сосредоточенная сила, приходящаяся на каждый узел пересечения, $P=\gamma_f q_n\lambda_x\lambda_y=1{,}1\cdot 4\cdot 6\cdot 6=152{,}4$ кН.

Пример 2.4. Покрытие на круглом плане диаметром 54 м (рис. 2.7). Действующая нагрузка $q_n=2{,}5$ кН/м², коэффициент надежности по снеговой нагрузке 1,4. Грузовая площадь, приходящаяся на каждую балку, заштрихована. Как видно из рис. 2.8, нагрузка, действующая вдоль балки, неравномерна. Скорость ее роста по длине зависит от шага λ. Чем больше λ, тем больше и нагрузка. В нашем случае $\lambda=10$ м, $q=1{,}4\times$ $\times 2{,}5\cdot 10=35$ кН/м.

Пример 2.5. Равномерно распределенная нормативная нагрузка на каждый квадратный метр покрытия $q_n=6$ кН/м². Коэффициент надежности по нагрузке

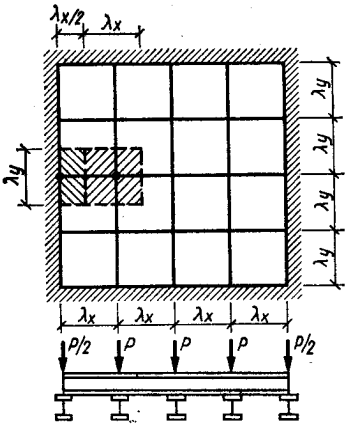


Рис. 2.6. Пример сбора нагрузок на перекрестные балки (заштрихована грузовая площадь, приходящаяся на один узел пересечения балок)

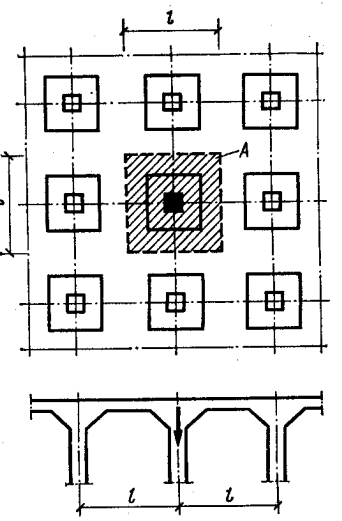


Рис. 2.8. Пример сбора нагрузок на колонну (заштрихована грузовая площадь, приходящаяся на одну колонну)

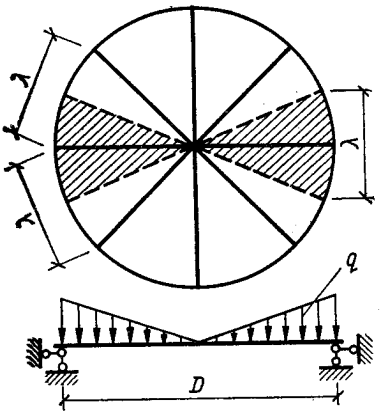


Рис. 2.7. Пример сбора нагрузок на радиально расположенные балки (заштрихована грузовая площадь, приходящаяся на одну балку)

$\gamma_f = 1{,}3$. Шаг колонн $l = 6$ м. Для определения нагрузки, приходящейся на колонну, следует найти грузовую площадь $A = l^2 = 6^2 = 36$ м^2. При этом расчетная продольная сила, действующая на колонну, $N = \gamma_f q_n l^2 = 1{,}3 \cdot 6 \cdot 36 = 280{,}8$ кН.

§ 2.3. СТРУКТУРА РАСЧЕТНЫХ ФОРМУЛ. МЕЖДУНАРОДНАЯ СИСТЕМА ЕДИНИЦ (СИ)

При возведении зданий и сооружений необходимо стремиться к созданию экономичных и надежных строительных конструкций. Это требование будет выполнено в том случае, если усилия и напряжения, возникающие в рассчитываемых сечениях строительных конструкций, а также их деформации или перемещения будут близки к установленным предельным значениям, но не превысят их. Если усилия и деформации окажутся значительно меньше предельных, значит выбранные геометрические размеры сечения больше требуемых, что приведет к перерасходу материала и увеличению объемов строительных работ, т. е. к удорожанию конструкции. С другой стороны, если усилия и деформации превысят предельные значения, возможно либо разрушение, либо конструкция перестанет удовлетворять требованиям нормальной эксплуатации.

Таким образом, условие I группы предельных состояний в общем виде можно записать так:

$$N(p_n, \gamma_f, \gamma_n) \leqslant F_u(R_n, A, \gamma_m, \gamma_g, \gamma_c), \qquad (2.8)$$

где N — усилие в сечении от наиболее невыгодного сочетания нагрузок (нормальная сила, изгибающий момент и т. д.), зависящее от метода расчета, коэффициентов надежности по нагрузке и назначению сооружения; F_u — наименьшая несущая способность сечения, определяемая нормативным сопротивлением материала, геометрическими размерами сечения, коэффициентами надежности по материалу и грунту и коэффициентами условий работы.

При расчете по II группе предельных состояний общая расчетная формула имеет вид:

$$f \leqslant f_u, \qquad (2.9)$$

здесь f — расчетная величина деформации или перемещения с учетом в некоторых случаях пластических свойств материалов и длительности действия нагрузки; f_u — соответствующая предельная величина, установленная нормами и гарантирующая нормальную эксплуатацию.

Железобетонные и каменные конструкции при расчетах по II группе проверяют по образованию и раскрытию трещин.

В первом случае расчетная формула примет вид

$$N_{crc} \leqslant N_{crc,u}, \qquad (2.10)$$

где N_{crc} — усилие, действующее в сечении; $N_{crc,u}$ — усилие трещи-

нообразования сечения.

При расчетах по раскрытию трещин

$$a_{crc} \leqslant a_{crc,u}, \qquad (2.11)$$

здесь a_{crc} — ширина раскрытия трещин; $a_{crc,u}$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Все расчеты при проектировании строительных конструкций и оснований следует выполнять в единой Международной системе единиц (СИ) в соответствии с СН 528-80 «Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве».

Международная система единиц (СИ) содержит основные, дополнительные и производные единицы. К основным относятся: метр (м) — единица длины; килограмм (кг) — единица массы; секунда (с) — единица времени; ампер (А) — единица силы тока и др. К дополнительным относятся: радиан (рад) — единица плоского угла; стерадиан (ст) — единица телесного угла. Производные единицы получают из основных и дополнительных величин, например: ньютон (Н) — кг·м/с^2 — единица силы; паскаль (0,1 МПа) = 10 Н/см^2 — единица давления и др.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите виды нагрузок и воздействий, действующих на здания и сооружения.
2. В чем заключается цель расчета строительных конструкций?
3. Что такое предельное состояние конструкций?
4. Перечислите группы предельных состояний.
5. Дайте определение расчетной и нормативной нагрузок.
6. Что вы знаете о коэффициентах надежности и условиях работы, используемых при расчетах по предельным состояниям?
7. Назовите сочетания нагрузок при расчетах конструкций.
8. Что такое расчетное и нормативное сопротивление материала?
9. Приведите структуру формул при расчетах по прочности, деформативности, образованию и раскрытию трещин.
10. Какова классификация зданий и сооружений по степени ответственности и капитальности?

Раздел II. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 3. Общие сведения о материалах и их физико-механических свойствах

§ 3.1. БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН КАК КОНСТРУКЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Бетоном называют искусственный строительный материал, получаемый в результате твердения специально подобранной смеси вяжущего вещества, заполнителей и воды. Образующийся при химической реакции воды с вяжущим веществом цементный камень связывает в единую структуру крупный и мелкий заполнители и в результате получается новый строительный материал с хорошими прочностными свойствами. Прочность бетона при сжатии в 15...20 раз больше, чем при растяжении. Например, бетонная балка (рис. 3.1, *а*), загруженная изгибающей нагрузкой, испытывает растяжение ниже нейтральной оси, а сжатие — выше нее. В результате бетонная балка имеет низкую несущую способность вследствие слабого сопротивления бетона растяжению. При этом прочность бетона в сжатой зоне используется не полностью. В конструкциях, испытывающих воздействие изгибающих или растягивающих усилий, не рекомендуется применять неармированный бетон, так как размеры таких элементов были бы непомерно большими. Бетонные конструкции применяют преимущественно при их работе на сжатие в стенах, фундаментах, подпорных сооружениях. Для повышения прочности бетона используют арматуру, которая обладает значительно более высокой прочностью на растяжение и позволяет существенно повысить несущую способность строительных конструкций.

Железобетон — это комплексный строительный материал, состоящий из бетона и арматуры, рационально расположенной в растянутых и наиболее сжатых зонах конструкций, и совместно работающих под нагрузкой благодаря сцеплению, возникающему между ними. В результате получается новый строительный материал, отличающийся по свойствам от составляющих его компонентов. Основная идея создания железобетонных конструкций состоит в том, чтобы использовать работу бетона

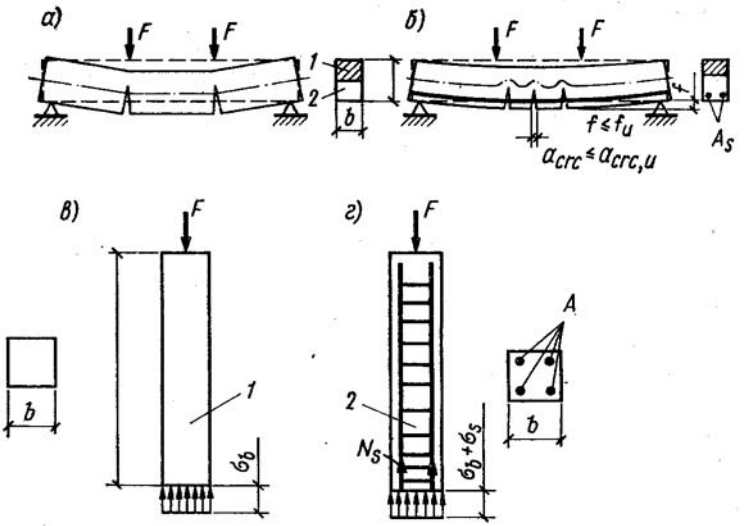


Рис. 3.1. Схема работы бетонных и железобетонных элементов
а — бетонная балка; *б* — железобетонная балка; *в* — бетонная колонна; *г* — железобетонная колонна; *1* — сжатая зона; *2* — растянутая зона

на сжатие, а арматуры на растяжение, хотя при этом и ограниченно, и на сжатие тоже. Указанное можно проиллюстрировать, сравнивая работу под нагрузкой бетонных и железобетонных балок и колонн (рис. 3.1, *б*).

Бетонная балка разрушается под действием поперечной нагрузки при величине напряжения в растянутой зоне, равной максимальной предельной, в то время как в сжатой зоне сечения остаются напряжения, которые значительно меньше максимальных предельных при сжатии бетона. В железобетонной балке с арматурой в растянутой зоне сечения образуются трещины в бетоне, и растягивающие усилия воспринимаются только арматурой, причем до тех пор, пока не разрушится сжатая зона бетона под действием предельных напряжений сжатия. Железобетонная балка равного сечения с бетонной может воспринимать нагрузку в десятки раз бóльшую, чем бетонная. В железобетонной сжатой колонне бетон и арматура работают совместно, и поэтому такая колонна может нести бóльшую нагрузку, чем бетонная колонна (рис. 3.1, *в*, *г*). При этом ограниченное использование арматуры обусловлено тем, что в силу

совместной работы ее с бетоном деформации арматуры не могут превышать предельных деформаций бетона.

Основа совместной работы бетона и стальной арматуры — выгодное сочетание их природных свойств. Они имеют близкие коэффициенты линейного расширения при температурах до 100 °С, равные для бетона $\alpha_{bt} = (0{,}7—1{,}4)\,10^{-5}$ и для стали $\alpha_{st} = 1{,}2 \cdot 10^{-5}$. За счет высокой плотности бетон хорошо защищает стальную арматуру от коррозии непосредственного действия высоких температур. С целью сокращения расхода арматурной стали и повышения трещиностойкости в современном строительстве широко применяют предварительно напряженные конструкции. В конце прошлого века родилась идея предварительного напряжения, основанная на применении высокопрочной арматурной стали. Предварительные растягивающие напряжения арматуры передаются на затвердевший бетон, который тем самым подвергается предварительному обжатию. Растягивающие напряжения в нижней зоне изгибаемого элемента (рис. 3.2) суммируются со сжимающими напряжениями от предварительного натяжения, повышая тем самым несущую способность и трещиностойкость конструкций.

К основным преимуществам железобетона, обеспечивающим ему широкое распространение в строительстве, относятся: огнестойкость, долговечность, высокая механическая прочность, хорошая сопротивляемость сейсмическим и другим воздействиям, возможность возводить конструкции рациональной формы, малые эксплуатационные расходы (по сравнению с деревом и металлом), сопротивляемость атмосферным воздействиям, возможность использования местных материалов. Затраты энергии на производство железобетонных конструкций значительно ниже, чем металлических и каменных. Недостатки железобетона: большая плотность, высокая тепло- и звукопроводность, трудоемкость переделок и усилений, необходимость выдержки до приобретения прочности, появление трещин вследствие усадки и силовых воздействий. Многие из этих недостатков можно устранить путем использования бетонов на пористых заполнителях, при этом масса конструкций может быть снижена за счет применения тонкостенных и пустотных конструкций. Специальная технологическая обработка с помощью пропаривания и вакуумирования повышает трещиностойкость железобетона.

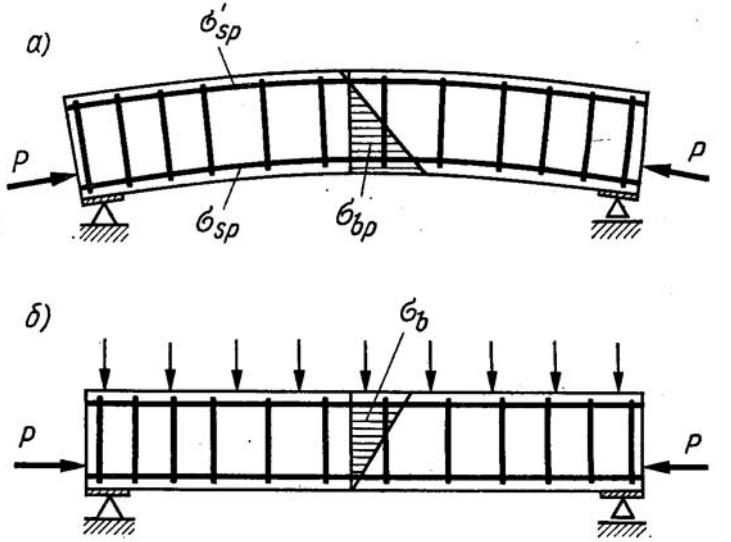


Рис. 3.2. Характер напряженного состояния в бетоне и деформаций изгибаемого предварительно напряженного элемента при отсутствии (*а*) и наличии (*б*) внешней нагрузки

Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций. Железобетонные конструкции могут быть сборными и изготовляться на заводах, монолитными и сборно-монолитными, возводимыми в построечных условиях. Изготовляют сборные железобетонные конструкции на специальных механизированных и автоматизированных предприятиях, а затем проводят монтажные работы на строительной площадке. При работе с этим видом железобетона может быть достигнут максимальный уровень индустриализации за счет применения современной технологии изготовления, рациональных конструктивных форм, возможности изготовления и монтажа в зимнее время. Применять железобетонные конструкции наиболее целесообразно при ограниченном числе типов элементов для возведения различных зданий и сооружений. Для этого необходима максимальная унификация и типизация конструкций, конструктивных схем. Производство сборных железобетонных конструкций ведут по стендовой, конвейерной, агрегатно-поточной и другим технологическим схемам. Стендовую техноло-

гию используют при производстве крупноразмерных элементов (ферм, рам, балок, покрытий, колонн). По этой технологии конструкция при изготовлении остается неподвижной, а агрегаты, выполняющие технологические операции (бетоноукладчики, вибраторы и т. п.), перемещаются от одного неподвижного агрегата к другому специальными транспортными устройствами.

При агрегатно-поточной технологии, применяемой при мелкосерийном производстве, определенные группы рабочих операций выполняют в соответствующих отделениях (постах) завода, а форму с изделием перемещают от одного поста к другому с помощью кранов. Наиболее прогрессивная — конвейерная технология, при которой изготовляемые однотипные элементы (панели перекрытий и т. п.) перемещаются от одного неподвижного агрегата к другому специальными транспортными устройствами. По мере продвижения осуществляются необходимые технологические операции.

При возведении монолитных железобетонных конструкций на месте строительства устанавливают опалубку (форму), в нее укладывают арматуру и бетонную смесь. После достижения бетоном необходимой прочности опалубку снимают, получая монолитную конструкцию. Из монолитного железобетона возводят сооружения, трудно поддающиеся членению на однотипные элементы и требующие повышенной жесткости (фундаменты для зерновых элеваторов под оборудование, стены силосов, гидротехнические сооружения). В последние годы производство конструкций и сооружений из монолитного бетона в значительной степени индустриализировано. Применяют стационарную, переставную или скользящую опалубки, которые могут быть использованы многократно; бетон и арматурные изделия (каркасы, сетки) изготовляют на специальных заводах и доставляют транспортом на строительную площадку. Подают бетонную смесь, распределяют и уплотняют ее механизированным способом. В монолитных сооружениях отсутствуют весьма трудоемкие работы по устройству стыков, характерных для сборных элементов, требующих значительного расхода стали. Поэтому такие сооружения или их элементы из монолитного железобетона в ряде случаев оказываются экономически более выгодными, чем из сборного (ядра жесткости зданий большой этажности, фундаменты, силосы, элеваторы).

При применении сборно-монолитных конструкций вначале укладывают сборные железобетонные элементы, выполняющие роль опалубки, а затем бетонируют. Такой способ возведения позволяет отказаться от опалубки и ускорить производство работ по сравнению с монолитными конструкциями. Его целесообразно применять в сооружениях с высокими нагрузками, когда сборные конструкции слишком тяжелы и громоздки и требуют специального подъемно-транспортного оборудования. Из сборно-монолитных конструкций выполняются гидротехнические сооружения, убежища гражданской обороны и другие специальные сооружения.

§ 3.2. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Классификация бетонов. Бетон для железобетонных конструкций должен обладать необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии. В зависимости от требований к морозостойкости, жаростойкости при длительном воздействии высоких температур, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды, водонепроницаемости и др. бетоны классифицируют по структуре, плотности, виду вяжущего и заполнителя, зерновому составу заполнителя, условиям твердения и др. По структуре бетоны бывают: **плотные**, у которых пространство между зернами заполнителя (крупного или мелкого) занято затвердевшим вяжущим. Такие бетоны используют для несущих и ограждающих конструкций, а также для конструкций, к которым предъявляют требования повышенной водонепроницаемости и морозостойкости; **крупнопористые** (малопесчаные и беспесчаные), у которых пространство между зернами крупного заполнителя не полностью занято мелким заполнителем и затвердевшим вяжущим. Эти бетоны следует использовать только для конструкций, воспринимающих сжимающие усилия; **поризованные**, когда пространство между зернами заполнителя занято затвердевшим вяжущим, поризованным специальными пено- и газообразующими добавками. Такие бетоны используют только для ограждающих конструкций; **ячеистые**, у которых поры искусственно создаются с помощью специальной смеси вяжу-

щего (цемента, извести или шлака) и кремнеземистой добавки. Их применяют для ограждающих конструкций и в качестве теплоизоляции.

По плотности бетоны подразделяют на **особо тяжелые** с плотностью более 2500 кг/м^3, которые используют в конструкциях для защиты от излучений; **тяжелые** с плотностью более 2200 и до 2500 кг/м^3, применяемые во всех несущих конструкциях; **облегченные** с плотностью более 1800 и до 2200 кг/м^3, используемые преимущественно в несущих конструкциях; **легкие** с плотностью более 500 и до 1800 кг/м^3. Они работают преимущественно в ограждающих (при плотности до 1600 кг/м^3) и несущих конструкциях (при плотности более 1200 кг/м^3); **особо легкие** с плотностью до 500 кг/м^3, применяемые в качестве изоляции.

По виду вяжущего бетоны бывают: цементные, пригодные для всех конструкций; силикатные (на известковом вяжущем), используемые только для сборных конструкций; гипсовые (гипсобетон), предназначаемые для внутренних ограждающих конструкций; на специальных вяжущих (органических и неорганических, например полимербетон). Их используют, если предъявляются особые требования по жаростойкости, химической стойкости и др. По зерновому составу заполнителя бетоны могут быть крупнозернистые (с крупным и мелким заполнителем), мелкозернистые (только с мелким заполнителем) и применяться в несущих конструкциях при дефиците крупного заполнителя, а также для заполнения швов и защиты от коррозии закладных деталей. По условиям твердения бетон может быть: естественного твердения (для монолитных конструкций в летних условиях твердения); подвергшийся тепловой обработке при атмосферном давлении (при заводском изготовлении конструкций, а также при зимнем изготовлении монолитных конструкций); после автоклавной обработки (для конструкций из силикатных, ячеистых и мелкозернистых бетонов при заводской технологии).

Из приведенной классификации видно, что разнообразие бетонов огромно. Более того, использование новых (искусственных и естественных) заполнителей и вяжущих, удовлетворяющих специальным требованиям, позволяет создавать конструкции, работающие в особых условиях повышенных температур, водонасыщения, кислотных воздействий, повышенной радиации и низких

температур, подвергающиеся ударным, вибрационным и другим воздействиям. Использование в бетонах в качестве заполнителей и добавок к вяжущему отходов ряда производств, в частности металлургического, золы ТЭС, позволяет утилизировать огромные залежи шлаков и золы, что помимо экономического эффекта имеет несомненно важное экологическое значение.

Прочность бетона. Прочность бетона зависит от многих факторов: марки и вида цемента, водоцементного отношения, вида и прочности крупных заполнителей, структуры бетона. При сопоставлении образцов из одного бетона основными факторами, определяющими его прочность, будут: время и условия твердения, вид напряженного состояния, форма и размеры образцов, длительность нагружения.

Прочность бетона нарастает с течением времени. Наиболее интенсивно увеличивается прочность бетона в первые дни твердения (обычно принимается 28 сут.). В дальнейшем нарастание прочности замедляется, но продолжается в течение многих лет и даже десятилетий. Прочность бетона достигает наибольших значений быстрее, если имеются благоприятные условия: повышенная температура и влажность среды. Оценивается она на основании результатов испытаний образцов специальной формы и размеров, определяемых ГОСТом.

Бетон в железобетонных конструкциях преимущественно используется для восприятия сжимающих напряжений. Вследствие этого за основную эталонную характеристику прочностных и деформативных свойств бетона принята его прочность на осевое сжатие. Прочностные характеристики на растяжение, местное сжатие и модуль деформаций бетона зависят от прочности бетона на осевое сжатие и могут определяться с помощью эмпирических формул на основании экспериментальных коэффициентов. Практический и надежный способ оценки прочности бетона в реальных конструкциях — испытание на прессе кубов бетона, изготовленных в тех же условиях, что и реальные конструкции. В качестве основного размера образцов для всех видов бетона принимают кубы размером $15 \times 15 \times 15$ см. Прочность бетона зависит от целого ряда факторов, к которым относятся: вид напряженного состояния, условия и время отвердения, формы и размеры образцов, длительность приложения нагрузки.

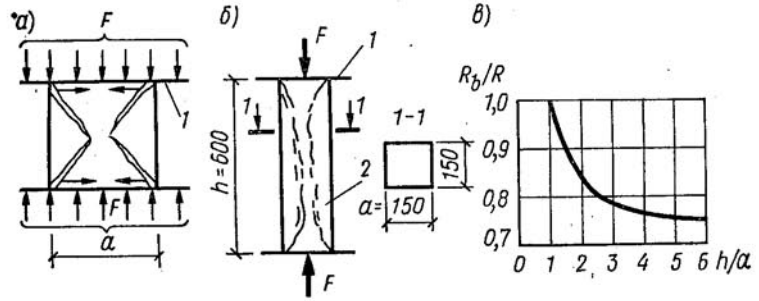


Рис. 3.3. К определению прочности бетона

а — характер разрушения бетонных кубов; *б* — схема испытания призмы для определения R_b; *в* — зависимость R_b/R от соотношения размеров образца; *1* — обкладка пресса; *2* — стандартный образец для испытаний

Кубиковая прочность R. Под кубиковой прочностью понимают временное сопротивление сжатию бетонных кубов. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Однако наличие сил трения, развивающихся по опорным граням (рис. 3.3, *а*), препятствует развитию свободных поперечных деформаций кубов вблизи их торцов. Если устранить влияние сил трения (например, смазкой контактных поверхностей), то трещины в образце будут проходить параллельно сжимающей силе, и сопротивление куба значительно уменьшится. Согласно ГОСТу, кубы испытывают без смазки поверхностей. Из-за влияния сил трения прочность кубов зависит от их размеров. Чем меньше размер куба, тем больше его прочность. Так, если прочность кубов с ребром 15 см принять за R, то кубы с ребром 10 см будут иметь прочность $1{,}12\,R$, а с ребром 20 см — $0{,}93\,R$. Поскольку реальные конструкции по форме отличаются от кубов, кубиковая прочность непосредственно в расчетах не используется, а служит только для контроля качества бетона.

Призменная прочность R_b — временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм (рис. 3.3, *б*). Опыты показывают, что с увеличением высоты влияние трения на прочность образца уменьшается. При $h/a \geqslant 4$ оно практически исчезает, а прочность становится постоянной и равной $\approx 0{,}75R$ (рис. 3.3, *б*). Значение R_b применяют в расчетах прочности сжатых и изгибающих эле-

ментов. Призменная прочность

$$R_b = \varphi_b R, \qquad (3.1)$$

где φ_b — экспериментальный коэффициент, $\varphi_b = 0{,}77—0{,}001$; $R \leqslant 0{,}721$.

Прочность бетона на растяжение R_{bt} — вторая основная прочностная характеристика бетона. Прочность на растяжение обладает большей изменчивостью по сравнению с призменной прочностью. Существует несколько способов определения R_{bt}: испытание на растяжение специальных образцов, раздавливание бетонных цилиндров и изгиб бетонных балочек. Прочность бетона на растяжение может быть также определена по кубиковой прочности бетона по опытным формулам

$$R_{bt} = 0{,}5R/(45 + R). \qquad (3.2)$$

Прочность на срез и скалывание. В реальных конструкциях срез в чистом виде обычно не встречается; ему сопутствуют продольные усилия. Значение временного сопротивления срезу $R_{b,sh}$ в нормах не приводится, однако при необходимости может быть определено по эмпирической формуле

$$R_{b,sh} = 0{,}7\sqrt{R_b R_{bt}}. \qquad (3.3)$$

Прочность при местном сжатии $R_{b,loc}$ имеет место, когда нагрузка действует не на всю площадь элемента, а на ее часть. В этом случае загруженная часть площади обладает большей прочностью, чем R_b, поскольку в работе участвует также бетон, окружающий площадку смятия и создающий эффект обоймы. Прочность при местном сжатии

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \qquad (3.4)$$

где $\varphi_b = \sqrt{A_{loc2}/A_{loc1}}$; A_{loc1} — площадь смятия; A_{loc2} — расчетная площадь, включающая площадку смятия и дополнительный участок.

Прочность при повторных нагрузках (несколько миллионов циклов) под влиянием структурных изменений снижается. Это обстоятельство можно учитывать при расчете шпал, подкрановых балок, мостов. Предел выносливости (временное сопротивление при многократно повторных нагрузках) зависит от коэффициента асимметрии цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$, числа нагружений n и должен быть больше напряжения, при котором в бетоне образуются структурные микротрещины $R_{b,crc}$. В результате изменений в неоднородной структуре бетона, накопления пластических деформаций и образования

микротрещин прочность бетона на сжатие может снижаться на 15...50 %.

Длительная прочность бетона уменьшается по сравнению с прочностью при кратковременных воздействиях. Это связано с изменением структуры бетона и развитием пластических деформаций в нем. При длительном загружении кубиковая прочность бетона уменьшается на 15...20 %. С другой стороны, при быстром загружении бетонных образцов, что соответствует приложению нагрузки в реальных конструкциях, например от ветра, удара, взрыва, прочность бетона возрастает на 10...20 %.

Деформативность бетона. Деформативность бетона — это его способность изменять размер и форму под действием внешних сил и температурно-влажностных факторов, возникающих в результате взаимодействия бетона с внешней средой. Бетонные и железобетонные конструкции деформируются в результате воздействия двух групп факторов. К первой группе следует отнести деформации, возникающие под действием внешней нагрузки, или, как их еще называют, силовые деформации. Вторая группа включает деформации, происходящие в результате физико-химических процессов, происходящих как внутри бетона, так и под влиянием внешней среды. К этой группе деформаций относятся ползучесть, усадка, а также температурные и влажностные деформации.

Бетон является материалом с ярко выраженными упругопластичными свойствами. Уже при небольших напряжениях в нем кроме упругих (восстанавливающихся) деформаций развиваются пластические (остаточные) деформации, которые в основном зависят от характера приложения и длительности действия нагрузки. Поэтому силовые деформации различают при однократном кратковременном, длительном и многократно повторяющихся нагружениях.

При однократном действии кратковременной нагрузки деформации бетона оценивают путем испытания бетонных призм на сжатие. Если призму загружать ступенями и замерять деформации на каждой ступени дважды (после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то диаграмма $\sigma - \varepsilon$ будет ступенчатой (рис. 3.4, *а*). Деформации ε_i, замеренные сразу после приложения нагрузки, — упругие и прямо пропорциональны напряжениям, а деформации

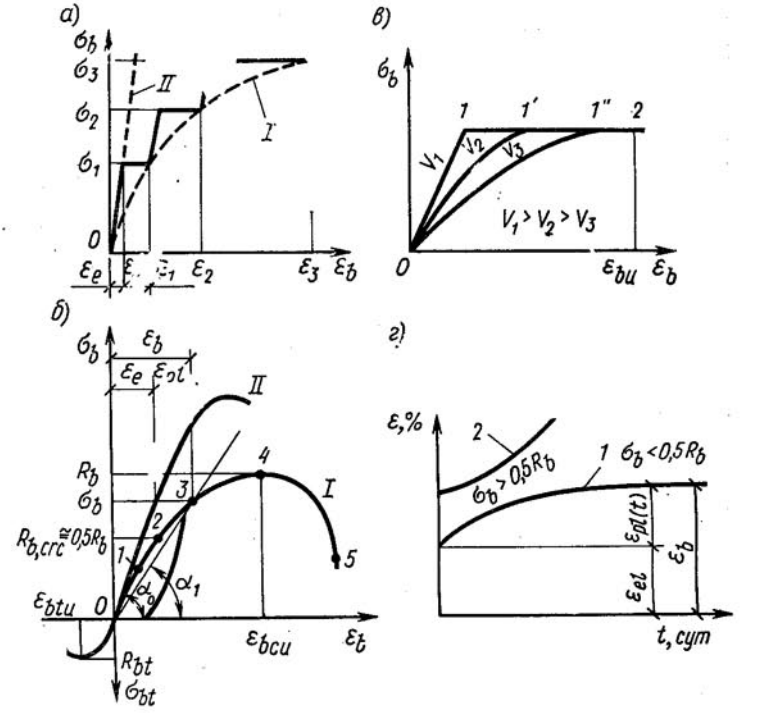


Рис. 3.4. Диаграммы деформирования бетона

а — при ступенчатом нагружении; *б* — кривая полных деформаций; *в* — при длительном нагружении; *г* — деформации ползучести бетона; *I* — полные деформации; *II* — при мгновенном нагружении

ε_{pl}, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, — пластические. Упругие деформации соответствуют мгновенной скорости загружения образца. Пластические деформации с уменьшением скорости загружения или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой возрастают, а зависимость $\sigma - \varepsilon$ становится более пологой. Полные деформации представляют собой сумму упругих и неупругих деформаций $\varepsilon_b = \varepsilon_l + \varepsilon_{pl}$. Кривая полных деформаций показана на рис. 3.4, *б*. Из диаграммы видно, что при небольших напряжениях ($\sigma_b \leqslant 0{,}2R_b$) бетон можно рассматривать как упругий материал (участок *0—1*). При $0{,}2R_b \leqslant R_b < 0{,}5R_b$ возникают неупругие деформации, вызванные уплотнением геля (участок *1—2*). После образования микротрещин

рост пластических деформаций становится более интенсивным (участок *2—3*). При дальнейшем увеличении нагрузки микротрещины объединяются, а образец разрушается — точка *4* соответствует предельному сопротивлению образца R_b и деформациям $\varepsilon_{b,c,u}$. Если по мере падения сопротивления бетона удается в той же мере снижать нагрузку, то может быть получен нисходящий участок диаграммы (*4—5*). Знать, как работает бетон на этом участке, важно для ряда конструкций и видов нагружения.

При разгрузке с некоторого уровня напряжений, соответствующего восходящей ветви, до нуля в образце возникают остаточные деформации, которые со временем несколько уменьшаются (примерно на 10 %). Это явление называется упругим последействием. Характер диаграммы $\sigma - \varepsilon$ бетона при растяжении аналогичен рассмотренному (см. рис. 3.4, *б*). Связь между напряжениями и деформациями для бетона как упругопластичного материала характеризуется модулем деформации и является переменной величиной, определяемой как тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma - \varepsilon$, т. е. $E_b = \operatorname{tg}\alpha = d\sigma/d\varepsilon$.

Такое определение модуля деформаций сложно и затруднительно. Поэтому для практических расчетов при небольших напряжениях ($\sigma_b \leqslant 0{,}3R_b$) связь $\sigma - \varepsilon$ принимается линейной (соответствует закону Гука) и называется начальным (или мгновенным) модулем упругости $E_b = \operatorname{tg}\alpha_0 = \sigma_b/\varepsilon_{el}$. При $\sigma_b > 0{,}3R_b$ влияние пластических деформаций становится существенным, и в расчетах используют средний модуль или модуль упругопластичности, представляющий собой тангенс угла наклона секущей $E_{b,pl} = \operatorname{tg}\alpha_1 = \sigma_b/\varepsilon_b$.

Выразив одно и то же напряжение в бетоне через упругие и полные деформации, получим $\sigma_b = \varepsilon_{el}E_b = \varepsilon_b E_{b,pl}$.

Отсюда

$$E_{b,pl} = \varepsilon_{el}E_b/\varepsilon_b = \nu E_b, \qquad (3.5)$$

где $\nu = \varepsilon_{el}/\varepsilon_b$ — коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона при сжатии; он изменяется от 1 (при упругой работе) до 0,1 и зависит от величины напряжений и длительности нагрузки.

При осевом растяжении диаграмма $\sigma - \varepsilon$ имеет тот же характер, что и при сжатии. Начальные модули упругости бетона при растяжении и сжатии отличаются не-

значительно и могут быть приняты одинаковыми. Тогда модуль упругопластичности бетона при растяжении

$$E_{bt,pl} = \gamma_t E_b, \tag{3.6}$$

где γ_t — коэффициент, характеризующий упругопластичное состояние бетона при растяжении. При $\sigma_{bt} \to R_{bt}$ по опытным данным $\gamma_t = 0{,}5$.

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается в первые 3—4 мес, затем их рост постепенно замедляется и прекращается через несколько лет. Нарастание неупругих деформаций во времени при длительном действии нагрузки или напряжений (температурных, влажностных и т. п.) называют ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3...4 раза превышать упругие деформации.

Деформации ползучести бетона и скорость их нарастания во времени зависят от очень многих факторов. Так, с ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; загруженный в раннем возрасте бетон характеризуется большей ползучестью, чем старый. Ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной. На ползучесть бетона влияют также и технологические факторы: увеличение количества цемента и В/Ц, применение цементов низких марок повышают ползучесть; хорошо фракционированный заполнитель, тщательное уплотнение бетонной смеси уменьшают деформации ползучести. Ползучесть бетона затухает во времени, так как вследствие перераспределения усилий напряжения в геле снижаются, а упругость кристаллического сростка возрастает. Опыт показывает, что независимо от того, с какой скоростью достигнуто напряжение σ_b, конечные деформации ползучести, соответствующие этому напряжению, будут одинаковыми (рис. 3.4, *в*).

Различают ползучесть линейную и нелинейную. Линейная ползучесть возможна при $\sigma_b < 0{,}5R_b$, когда увеличение деформаций примерно пропорционально увеличению напряжений (рис. 3.4, *г*, кривая *1*). При напряжениях $\sigma_b > 0{,}5R_b$ в бетоне появляются микротрещины, начинаются ускоренное нарастание неупругих деформаций и нелинейная ползучесть (см. рис. 3.4, *г*, кривая *2*). Так как граница между этими двумя видами ползучести (граница развития микротрещин) выше напряжений при

эксплуатационных нагрузках, наибольшее практическое значение имеет линейная ползучесть.

Для количественной оценки деформаций ползучести пользуются характеристикой ползучести φ_t и мерой ползучести C_t

$$\varphi_t = \varepsilon_{pl(t)}/\varepsilon_{el}; \qquad C_t = \varepsilon_{pl(t)}/\sigma_b, \tag{3.7}$$

где $\varepsilon_{pl(t)}$ — деформация ползучести к моменту времени t; ε_{el} — упругая деформация в момент загружения (см. рис. 3.4, *г*, $t=0$); σ_b — длительно действующие напряжения.

Предельные деформации бетона, т. е. деформации перед разрушением, зависят от многих причин и изменяются в значительных пределах. Для расчетов принимают: при осевом кратковременном сжатии $\varepsilon_{bcu}=2\cdot10^{-3}$, длительном $\varepsilon_{bcu}=2{,}5\cdot10^{-3}$, при изгибе и внецентренном сжатии $\varepsilon_{bcu}=3{,}5\cdot10^{-3}$, при центральном растяжении $\varepsilon_{bcu}=1{,}5\cdot10^{-4}$.

При многократно повторяющейся нагрузке происходит постепенное накопление неупругих деформаций. После определенного числа циклов загружения и разгрузки неупругие деформации выбираются, и бетон начинает работать упруго. Такой характер деформирования наблюдается при напряжениях, не превышающих предела выносливости. При большем значении напряжений после некоторого числа циклов неупругие деформации начинают неограниченно расти, и образец разрушается, т. е. наступает усталость бетона.

Температурно-влажностные деформации бетона. Деформации бетона от действия температуры. Твердение бетона сопровождается выделением теплоты, и при последующем неравномерном остывании появляются значительные температурные деформации. Температурные деформации возникают также в конструкциях, подверженных атмосферным воздействиям или изменениям технологических температур. Особое значение имеют температурные воздействия на бетон массивных конструкций (например, гидротехнических) и статически неопределимых систем большой протяженности, вызывая дополнительные усилия в элементах. Температурные деформации бетона определяют по формулам сопротивления материалов, принимая средний коэффициент линейной температурной деформации при $-50\,°C<t<50\,°C$ равным 1×10^{-5} град.

Влажностные деформации бетона вызваны способностью бетона уменьшаться в объеме при твердении в воз-

душной среде (усадке) и увеличиваться в объеме при увлажнении (набухании). Усадку бетона можно представить как сумму деформаций двух видов: собственно усадки и влажностной усадки. Собственно усадка происходит в результате уменьшения истинного объема системы «цемент — вода» в процессе гидратации цемента и необратима. Влажностная усадка связана с испарением свободной влаги в бетоне, она частично обратима; при твердении на воздухе происходит усадка бетона, а при достаточном притоке влаги —набухание. Деформации влажностной усадки бетона в 10...20 раз больше деформации собственно усадки. Усадка бетона протекает наиболее интенсивно в начальный период твердения и в течение первого года. В дальнейшем она постепенно затухает.

Величина и скорость усадки зависят от влажности окружающей среды (чем меньше влажность, тем больше усадочные деформации и выше скорость их роста), вида цемента, состава бетона, способов его укладки и т. д. Неравномерное высыхание бетона по объему в массивных сооружениях приводит к неравномерной усадке. Открытые поверхностные слои бетона теряют влагу быстрее и усадка их больше, чем внутренних более влажных зон. В результате такой неравномерности во внутренних слоях бетонного тела возникают сжимающие, а в наружных — растягивающие напряжения, приводящие к образованию поверхностных трещин.

Величина усадки (набухания) зависит от многих факторов и колеблется в широких пределах. По опытным данным средние деформации могут быть приняты равными: усадки — $2 \cdot 10^{-4}$, набухания — $1 \cdot 10^{-4}$. Уменьшение усадочных деформаций и напряжений в бетоне достигается как технологическими (уменьшение расхода цемента и отношения В/Ц, повышение плотности бетона, увлажнение открытых поверхностей и т. д.), так и конструктивными мерами, например устройством усадочных швов, постановкой противоусадочной арматуры. Наиболее радикальным средством устранения усадки является применение безусадочных цементов.

Классы и марки бетона. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы в соответствии со СНиП 2.03.01—84 «Бетонные и железобетонные конструкции» устанавливаются показатели качества бетона, называемые классами и марками. Различают классы бетона по

прочности на сжатие — В и по прочности на осевое растяжение — B_t. Марки бетона оценивают его основные физические свойства. Различают следующие марки бетона: по морозостойкости — F; по водонепроницаемости — W, по плотности — D; по самонапряжению—S_p.

Установлены следующие классы бетона по прочности на сжатие:

для тяжелых бетонов на цементном вяжущем: В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

для мелкозернистых бетонов вида А (на песке с модулем крупности 2,1 и более): В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В30; В35; В40; вида Б (на песке с модулем крупности менее 2,1): В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; вида В (на песке, подвергнутые автоклавной обработке) В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;

для легких бетонов: В2,5; В3,5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40. Класс бетона по прочности на сжатие соответствует среднестатистическому значению временного сопротивления в МПа эталонных образцов кубов с размером грани 15 см, изготовленных и испытанных через 28 сут в соответствии с ГОСТом. Класс бетона по прочности на сжатие всегда указывается на рабочих чертежах железобетонных и бетонных конструкций и изделий. Класс бетона по прочности на осевое растяжение назначается для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, для которых он имеет главенствующее значение. К ним относятся резервуары, водонапорные трубы, силосы. По прочности на осевое растяжение установлены следующие классы, единые для всех видов бетона: $B_t0{,}8$; $B_t1{,}2$; $B_t1{,}6$; B_t2; $B_t2{,}4$; $B_t2{,}8$; $B_t3{,}2$.

Проектные марки бетона по морозостойкости устанавливаются для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания. К ним относятся градирни, гидротехнические сооружения. Для тяжелых и мелкозернистых бетонов установлены следующие марки по морозостойкости: $F50$; $F75$; $F100$; $F150$; $F200$; $F300$; $F500$; для легких бетонов: $F25$; $F35$; $F50$; $F75$; $F100$; $F150$; $F200$; $F300$; $F400$; $F500$. Марки бетона по морозостойкости характеризуются числом циклов замораживания и оттаивания водонасыщенных образцов, при котором прочность снижается не более чем на 15 %.

Назначаются марки бетонов по водонепроницаемости для конструкций, к которым предъявляются требования

к ее ограничению. Марки эти характеризуются наибольшим давлением воды, при котором не наблюдается ее просачивания через испытываемый стандартный образец. Для всех видов бетонов назначаются следующие марки по водонепроницаемости: *W*4; *W*6; *W*8; *W*10; *W*12. Для конструкций, к которым предъявляются требования по теплоизоляции, строительными нормами установлены марки бетона по средней плотности. Для тяжелых бетонов — D2300; D2400; D2500; для легких бетонов D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D1900; D2000.

Для самонапрягающихся конструкций, изготавливаемых на напрягающем цементе, устанавливаются марки по самонапряжению от $S_p0{,}6$ до S_p4, где цифры обозначают значение самонапряжения бетона. К таким конструкциям относятся железобетонные трубы, покрытия дорог, аэродромов и т. п. Марки характеризуют предварительное напряжение в бетоне (МПа) на уровне центра тяжести арматуры.

Для железобетонных конструкций не применяют бетоны (тяжелые) класса ниже В7,5. Оптимальный класс и марки бетона выбирают на основе технико-экономического анализа с учетом условий эксплуатации. Наиболее широко используют: для изгибаемых элементов без предварительного напряжения В15...В20, для сжатых элементов: колонн В25...В30, ферм, арок В30...В35. Оптимальный класс бетона выбирают на основе технико-экономического анализа с учетом условий эксплуатации конструкций. При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций класс бетона назначают в зависимости от класса арматуры в соответствии со СНиП.

§ 3.3. АРМАТУРА И АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Арматурой называют гибкие или жесткие стальные стержни, размещенные в массе бетона в соответствии с расчетом, конструктивными и производственными требованиями. Назначение арматуры в железобетонных конструкциях заключается в восприятии растягивающих напряжений или усилении сжатого бетона. За счет сцепления арматуры с бетоном в период твердения бетонной смеси конструкция работает под нагрузкой как одно монолитное тело.

Классификация арматуры. Арматуру классифицируют по функциональному назначению, технологии изготовления, профилю поверхности. По назначению ее разделяют на рабочую, устанавливаемую по расчету для восприятия действующих усилий, конструктивную и монтажную. Конструктивная арматура воспринимает не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры, равномерности распределения усилий между отдельными стержнями. Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, соединяет ее в каркасы (рис. 3.5).

По технологии изготовления арматуру разделяют на горячекатаную стержневую (получаемую способом проката) и холоднотянутую проволочную (изготовляемую путем вытяжки в холодном состоянии). По профилю поверхности арматура может быть гладкой или периодического профиля. (рис. 3.6). На поверхности арматуры периодического профиля имеются часто расположенные кольцевые выступы, обеспечивающие надежное ее сцепление с бетоном без устройства анкерных крюков на концах стержней.

Физико-механические свойства арматуры зависят от химического состава стали, из которой она сделана, способа изготовления и обработки. Повышения прочности стали достигают увеличением количества углерода, а также введением различных легирующих добавок — марганца, хрома, кремния и др. Однако многие легирующие добавки, повышая прочность стали, одновременно снижают ее деформативность, свариваемость и другие полезные свойства, повышают стоимость.

Используются еще два пути повышения прочности стали без изменения ее химического состава — термическое и механическое упрочнение. При термическом упрочнении осуществляются закалка арматурной стали (нагрев до 800...900 °С и быстрое охлаждение), а затем отпуск (нагрев до 300...400 °С и медленное охлаждение). При механическом упрочнении арматуры на 3...5 % вследствие структурных изменений кристаллической решетки — наклепа сталь упрочняется. При повторной вытяжке (нагрузке) диаграмма деформирования *4* будет отличаться от исходной (рис. 3.7), а предел текучести существенно повысится.

Основные механические свойства сталей характеризуются диаграммой «напряжения—деформация», получае-

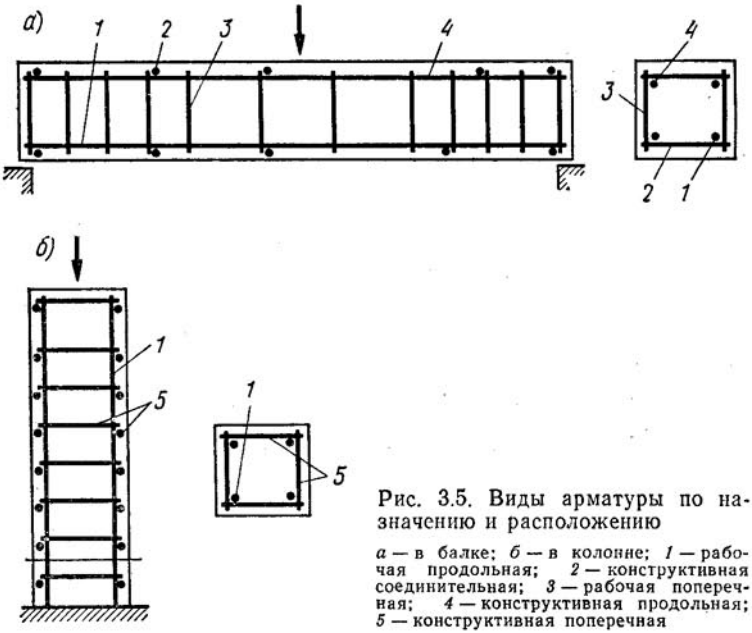


Рис. 3.5. Виды арматуры по назначению и расположению

а — в балке; *б* — в колонне; *1* — рабочая продольная; *2* — конструктивная соединительная; *3* — рабочая поперечная; *4* — конструктивная продольная; *5* — конструктивная поперечная

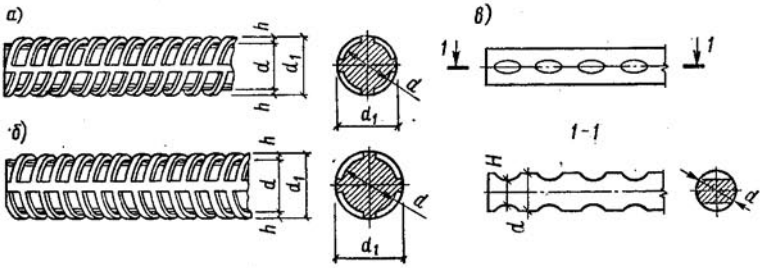


Рис. 3.6. Арматура периодического профиля
а, б — стержневая; *в* — проволочная

мой путем испытания на растяжение стандартных образцов. Все арматурные стали по характеру диаграмм σ—ε подразделяются на (см. рис. 3.7): 1) стали с явно выраженной площадкой текучести (мягкие стали); 2) стали с неявно выраженной площадкой текучести (низколегированные, термически упрочненные стали); 3) стали с ли-

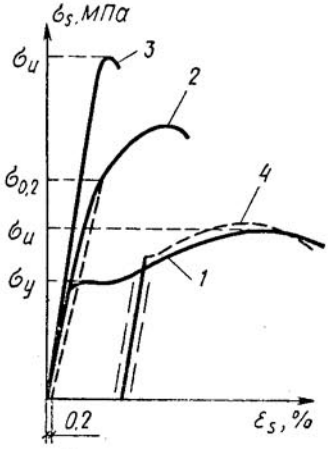


Рис. 3.7. Диаграммы деформирования арматурных сталей

1 — мягких; *2* — низколегированных и термически упрочненных; *3* — высокопрочной проволоки; *4* — механически упрочненных вытяжкой

нейной зависимостью σ—ε почти до разрыва (высокопрочная проволока).

Основные прочностные характеристики: для сталей вида 1 — физический предел текучести σ_y; для сталей видов 2 и 3 (см. рис. 3.7) — условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, принимаемый равным напряжению, когда остаточные деформации составляют 0,2 %, и условный предел упругости $\sigma_{0,02}$, при котором остаточные деформации 0,02 %. Помимо этого характеристиками диаграмм являются предел прочности σ_{su} (временное сопротивление) и предельное удлинение при разрыве, характеризующее пластические свойства стали. Малые предельные удлинения могут послужить причиной хрупкого обрыва арматуры под нагрузкой и разрушения конструкций; высокие пластические свойства сталей создают благоприятные условия для работы железобетонных конструкций (перераспределение усилий в статически неопределимых системах, при интенсивных воздействиях и т. п.).

В зависимости от типа конструкций и условий эксплуатации наряду с основной характеристикой — диаграммой σ—ε в ряде случаев необходимо учитывать другие свойства арматурных сталей: свариваемость, реологические свойства, динамическое упрочнение и т. п. Под свариваемостью понимают способность арматуры к надежному соединению с помощью электросварки без трещин, каверн и других дефектов в зоне сварного шва. Хорошей свариваемостью обладают горячекатаные ма-

лоуглеродистые и низколегированные стали. Нельзя сваривать термически упрочненные стали (кроме специальных «свариваемых») и упрочненные вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Реологические свойства характеризуются ползучестью и релаксацией. Под ползучестью арматуры понимают рост деформаций под нагрузкой во времени. Она увеличивается с повышением уровня напряжений и температуры. При релаксации напряжений происходит снижение во времени предварительных напряжений в арматуре при жестком закреплении ее концов, стесняющем свободное деформирование арматуры. Она зависит от прочности и химического состава стали, технологии изготовления, температуры, геометрии поверхности, величины натяжения и условий применения. Значительной релаксацией обладают упрочненная вытяжкой проволока, термически упрочненная и высоколегированная стержневая арматура.

Это свойство арматуры отрицательно сказывается на работе предварительно напряженных конструкций, так как оно обусловливает потерю арматурой частью заданных предварительных напряжений, вследствие чего снижается трещиностойкость и жесткость этих конструкций. Релаксация напряжений в арматуре во времени имеет затухающий характер. В течение первого часа проявляется 50...60 % релаксации, замеренной за 100 ч. В течение 5...8 лет релаксация увеличивается на 55...85 % по сравнению с релаксацией после 100 ч выдержки.

При тепловлажностной обработке изделий с напрягаемой арматурой в камерах или в автоклавах вследствие интенсификации ползучести релаксация напряжений в ней проявляется значительно резче. При этом чем выше начальные напряжения арматуры, тем больше релаксация напряжений. На этом явлении основаны разнообразные методики ускоренных испытаний на релаксацию напряжений в арматуре. Однако из-за тесной взаимосвязи ползучести с релаксацией напряжений общая величина остающегося предварительного напряжения арматуры повышается с ростом начального напряжения. Вот почему предварительное напряжение арматуры принимают достаточно высоким.

Усталостное разрушение наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки при пониженном сопротивлении и носит хрупкий характер. Прочность при многократно повторяющейся нагрузке (предел выносли-

вости) арматуры зависит от числа повторений нагрузки n и характеристики цикла нагружения ρ_s. Динамическое упрочнение происходит при действии кратковременных ($t \leqslant 1$ с) динамических нагрузок большой интенсивности (взрывных, сейсмических). Превышение динамического предела текучести $\rho_{y,d}$ над статическим σ_y объясняется запаздыванием пластических деформаций и зависит от химического состава стали и скорости деформации. Для мягких сталей $\sigma_{y,d} = (1{,}2...1{,}3)\,\sigma_y$.

Классификация арматурных сталей. Арматура в зависимости от основных механических характеристик, таких, как прочность, деформативность и некоторые другие, делится на классы. Классы арматуры можно разделить на две основные группы.

1. Стержневая арматура разделяется на шесть основных классов: A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI. Если арматура подвергнута упрочнению с помощью термообработки, то в ее обозначение вводится индекс «т»: $A_т$-III, $A_т$-IV, $A_т$-V, $A_т$-VI. В случае если арматура упрочнена деформированием вытяжкой, то добавляется индекс «в»: $A_в$-II, $A_в$-III. Так как термически упрочненную сталь не рекомендуется сваривать, и она обладает повышенной коррозионной незащищенностью (потому что в месте сварки теряется прочность стали, и после термообработки появляются очаги коррозии — микротрещины), то для арматуры, прошедшей специальную обработку для ослабления этих нежелательных последствий термообработки, вводятся индексы «с» — сварка разрешается и «к» — повышенная коррозионная стойкость, например $A_т$-$IV_к$, $A_т$-$V_{ск}$, $A_т$-$VI_к$, $A_у$-$III_с$.

Стержневая арматура класса A-I имеет гладкую поверхность, остальные классы — периодический профиль. Арматурная сталь классов A-I, A-II, A-III имеет площадку текучести, а арматура классов A-IV, A-V, A-VI и термически упрочненная арматура имеют условный предел текучести (рис. 3.8). Деформативность стержневой арматуры уменьшается с повышением класса: для класса A-I—25 %, A-II—19 %, A-III—14 % и т. д.

Выпускается она диаметром 6...40 мм. Длина арматурных стержней не более 13 м.

2. Проволочная арматура разделяется на три класса: $B_р$-I, B-II, $B_р$-II. Индекс «р» для арматурной проволоки означает, что она имеет периодический профиль — рифленая.

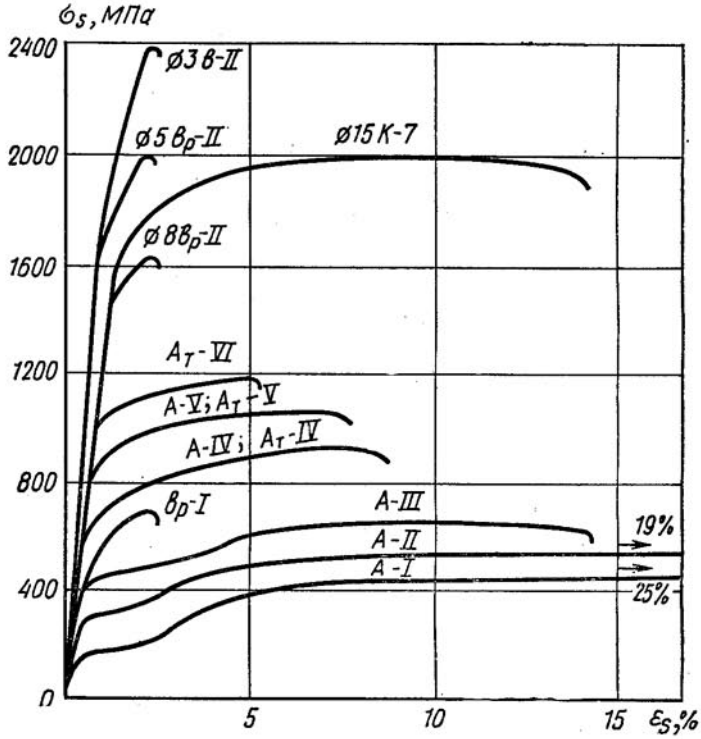


Рис. 3.8. Зависимость между напряжениями и деформациями арматуры различных классов

Арматурная проволока B_p-I (холоднотянутая, низкоуглеродистая) выпускается диаметрами 3, 4, 5 мм; проволока классов B_p-II, B-II, B_p-II многократно волоченая, углеродистая диаметром 3...8 мм. Арматура классов B_p-I, B-II, B_p-II имеет прочностную характеристику — временное сопротивление разрыву, которое возрастает с уменьшением диаметра проволоки. Объясняется это тем, что при вытяжке наибольшее упрочнение получает поверхностный слой проволоки. Деформативность арматурной проволоки невелика и составляет $\delta = 4...6\ \%$. Арматурная проволока выпускается в виде бухт массой до 1300 кг.

Канатная арматура разделяется на два класса: К-7 и К-19. Изготовляют ее из арматурной проволоки класса B-II, соответственно из 7 и 19 проволок путем свив-

ки. При свивке проволоки деформируются, плотно прилегают друг к другу. В результате канаты приобретают периодическую поверхность, что обеспечивает хорошую сцепляемость с бетоном. Арматурные канаты класса К-7 выпускают диаметром 6...15 из проволок диаметром 2...5 мм, канаты класса К-19 — диаметром 14 мм из проволоки диаметром 3 мм.

Арматурные канаты обладают повышенной по сравнению с проволокой, из которой они свиты, деформативностью ($\delta = 15\ \%$) и практически такой же прочностью. Длина арматурных канатов ограничивается массой мотков (до 1300 кг). Сортамент арматуры приведен в табл. 3.1.

Механические свойства арматурных сталей и их применение в железобетонных конструкциях. Горячекатаная арматура из стали класса А-I имеет невысокий предел текучести 240 МПа и удлинение при разрыве до 25 %, выпускается диаметром 6...22 мм и используется для поперечной рабочей арматуры, а также для монтажных петель. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры применяют преимущественно сталь классов А-III; $А_т$-$III_с$ диаметром 6...40 мм с пределом текучести 400 МПа. Ненапрягаемая арматура классов А-I, А-II, А-III, $В_р$-I, $А_т$-$IV_с$ хорошо сваривается контактной и дуговой сваркой, а классов А-IV и А-V только контактной сваркой. Выбор вида и марок стали для рабочей арматуры и прокатных сталей для закладных деталей должен осуществляться с учетом температурных условий эксплуатации конструкций и характера их загружения, согласно приложениям 1 и 2 СНиП 2.03.01—84.

Напрягаемой арматурой служит стержневая горячекатаная сталь классов А-IV и $А$-$IV_с$ диаметром 10... 32 мм, классов А-V и $А_т$-V диаметром 10...22 мм, классов А-VI и $А_т$-VI диаметром 10...32 мм, имеющая высокие значения предела текучести 600...1000 МПа. Для армирования железобетонных элементов длиной более 12 м в основном в качестве ненапрягаемой арматуры применяют проволочную класса $В_р$-II диаметром 5...8 мм В-II диаметром 4...8 мм и канатную класса К-7 диаметром 6...15 мм, К-19 диаметром 14 мм. Высокопрочная проволочная и канатная арматура особенно эффективна при непрерывном армировании конструкций зданий и сооружений, например стен силосов.

Экономии расхода арматурной стали достигают пу-

Таблица 3.1. **Сортамент арматуры**

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см², при числе стержней										Масса 1 м, кг	Арматура								
												стержневая классов						проволочная классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	B_p-I	B-II	B_p-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	—	—	—	—	—	—	×	—	—
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	—	—	—	—	—	—	×	×	—
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	—	—	—	—	—	—	×	×	×
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	×	—	×	—	—	—	—	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	—	—	—	—	—	—	—	×	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	×	—	×	—	—	—	—	×	×
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	×	×	×	×	×	×	—	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,82	9,05	10,18	11,31	0,888	×	×	×	×	×	×	—	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	×	×	×	×	×	×	—	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	×	×	×	×	×	×	—	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	×	×	×	×	×	×	—	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	—	×	×	×	×	×	—	—	—
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	×	×	×	×	×	×	—	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	—	×	×	×	×	×	—	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	—	×	×	×	×	×	—	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	—	×	×	×	×	×	—	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	—	×	—	—	—	—	—	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	—	×	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. Значком «×» отмечены прокатываемые диаметры.

тем применения более прочной стали. Например, при переходе от арматуры класса А-I к классу А-II или от А-II к А-III достигается экономия арматуры до 30 %. Экономичность применения напрягаемой арматуры также возрастает по мере роста ее прочности. Например, повышение класса арматуры с А-IV до А-V позволяет экономить до 15 % арматурной стали, а применение высокопрочной проволочной и канатной арматуры дает еще более значительную экономию.

Арматурные изделия. В целях индустриализации производства работ железобетонные конструкции армируют укрупненными арматурными элементами в виде сварных рулонных и плоских сеток, плоских или пространственных каркасов. Арматурные сетки и каркасы изготавливают в арматурных цехах на поточных технологических линиях, оборудованных высокопроизводительными сварочными машинами. При конструировании сварных сеток и каркасов необходимо учитывать технологические возможности контактной точечной сварки (не допускается пережог тонких стержней, беспрепятственно должны быть размещены электроды и т. п.). Ниже приведены рекомендуемые диаметры арматурных стержней сварных сеток и каркасов.

Диаметры продольных стержней, мм	3...10	12...16	18...20	22	25...32	36...40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Сварные сетки применяют главным образом для армирования плитных конструкций. В зависимости от направления рабочих стержней они бывают трех типов: с продольной рабочей арматурой; с поперечной рабочей арматурой; с рабочей арматурой в обоих направлениях. Стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, — распределительные (монтажные). Сетки могут быть стандартными и индивидуального проектирования. Стандартные сетки по ГОСТ 8478—81 изготовляют из арматуры класса B_p-I диаметром 4...5 мм и класса А-III диаметром 6...8 мм, а по ГОСТ 23279—85 кроме того из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром до 40 мм. Сетки бывают плоскими (рис. 3.9, *а*) и рулонными (рис. 3.9, *б*). В рулонных сетках наибольший диа-

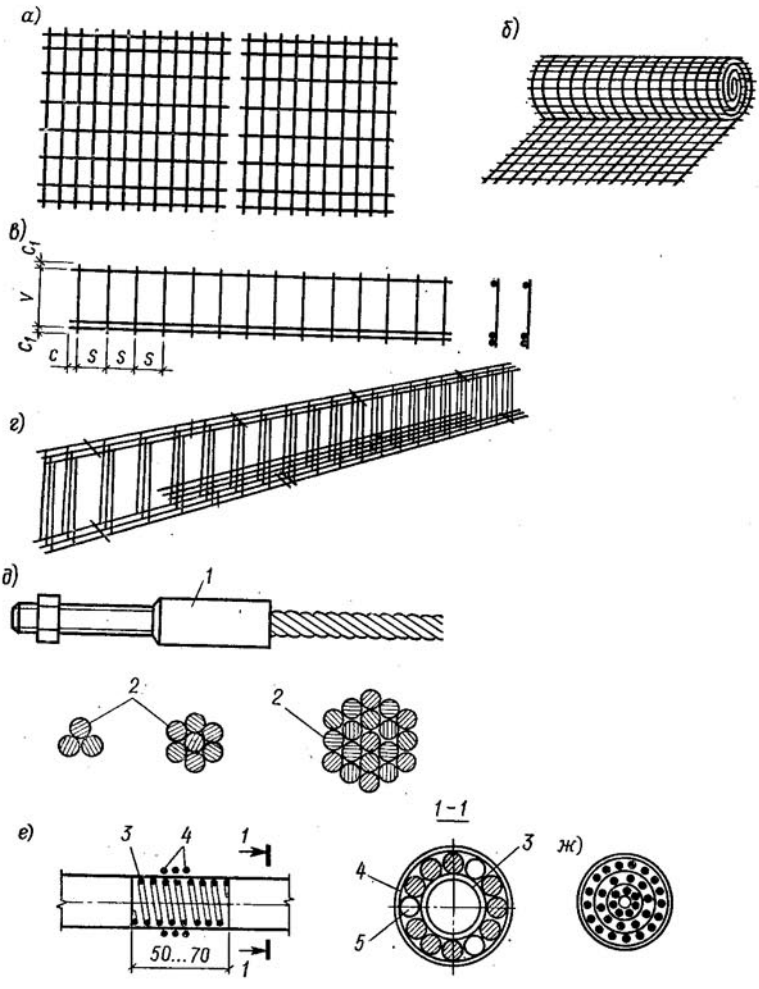


Рис. 3.9. Арматурные изделия

а, б — арматурные сетки; *в, г* — арматурные каркасы; *д, е, ж* — арматурные проволочные изделия; *1* — гильзовый анкер; *2* — сечения канатов К-3, К-7, К-19; *3* — спираль; *4* — скрутка; *5* — коротыш

метр продольных стержней 5 мм, а их длина зависит от массы рулона (100...500 кг); длина плоских сеток до 9 м. Нестандартные сварные сетки конструируют, ориентируясь на технологические возможности главным образом многоэлектродных сварочных машин. В зависимости от

диаметра продольных стержней такие сетки подразделяют на легкие (при $d \leqslant 12$ мм) и тяжелые (при $d \geqslant 14$ мм). В нестандартных сетках рабочие стержни могут не доходить до конца или иметь на концах петли. Сварные каркасы применяют для армирования линейных элементов (балок, колонн и т. п.). Они могут быть плоскими и пространственными (рис. 3.9, *в*, *г*).

Плоские каркасы состоят из продольных рабочих и монтажных стержней и приваренных к ним поперечных стержней. В сварных каркасах для армирования изгибаемых элементов продольные рабочие стержни могут быть расположены в один и два ряда по отношению к поперечным стержням, иметь одностороннее и двустороннее расположение. Рекомендуется применять каркасы с односторонним размещением продольных стержней, так как при этом улучшаются условия контактной точечной сварки и достигается лучшее сцепление арматуры с бетоном. В отдельных случаях применяют сдвоенные каркасы или каркасы, в которых к рабочему стержню приваривают дуговой сваркой дополнительный рабочий стержень. Плоские каркасы для армирования колонн имеют, как правило, одностороннее расположение продольных стержней. Проектируют плоские сварные каркасы с учетом требуемых соотношений между диаметрами стержней при контактной точечной сварке и значений минимальных расстояний между стержнями в сварных каркасах (табл. 3.2).

Пространственные каркасы собирают из плоских. Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней каркаса должен быть не менее $0{,}5d_1 + d_2$ или

Таблица 3.2. **Минимальные расстояния между стержнями в сварных каркасах**

Минимальные расстояния	Диаметры продольных стержней, мм									
	3...5	6	8; 10	12...16	18	20; 22	25	28	32	36; 40
Между продольными стержнями, v, мм	—	30	30	40	40	50	50	60	70	80
Между поперечными стержнями, s, мм	50	50	75	75	100	100	150	150	150	200

$0{,}5d_2+d_1$ и не менее 20 мм. Соотношение свариваемых поперечных и продольных стержней принимают не менее 0,3. При меньшем соотношении нарушается качество точечной сварки. Вязаные сетки и каркасы применяют в основном в монолитных конструкциях сложной конфигурации при малой повторяемости арматурных изделий, а также в конструкциях, подверженных воздействию динамических или многократно повторяющихся нагрузок либо эксплуатируемых при отрицательных температурах (ниже —30 °С). Кроме того, вязаные каркасы используют в тех случаях, когда ненапрягаемой рабочей арматурой служит арматура классов А-IV, А-V и термически упрочненная (кроме свариваемых). Вязаные сетки и каркасы образуют перевязкой стержней в местах их пересечения мягкой вязальной проволокой (диаметром 0,8...1 мм). Этот способ образования сеток и каркасов требует больших затрат ручного труда. Однако он позволяет изготовлять арматурные изделия из стержней любой формы (прямых, ломаных и др.) и при любом их расположении. Проволочные изделия применяют для напрягаемой арматуры в предварительно напряженных конструкциях в виде канатов, пакетов и пучков. Арматурные канаты свиты из трех (К-3), семи (К-7) или девятнадцати (К-19) высокопрочных проволок (рис. 3.9, *д*, *е*, *ж*) диаметром 2...5 мм. Периодический профиль канатов обеспечивает надежное сцепление с бетоном, что позволяет применять их при натяжении арматуры на упоры до бетонирования. Проволочная арматура группируется пакетами или пучками.

Соединения арматуры. Для соединения арматурных стержней по длине в заводских условиях рекомендуется применять контактную стыковую сварку (рис. 3.10, *а*) на специальных сварочных машинах. Для соединения встык при монтаже используют дуговую сварку. При этом для свариваемых стержней $d \geqslant 20$ мм применяют дуговую ванную сварку в инвентарных (медных) формах (рис. 3.10, *б*). При $d \leqslant 20$ мм дуговую сварку осуществляют с накладками с четырьмя фланговыми швами (рис. 3.10, *в*). Допускается также сварка односторонними удлиненными швами (рис. 3.10, *г*). Стык рабочих стержней внахлестку без сварки применяют при $d \leqslant 36$ мм (рис. 3.10, *д*) в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Стыки внахлестку в растянутых элементах не допускаются. В местах сты-

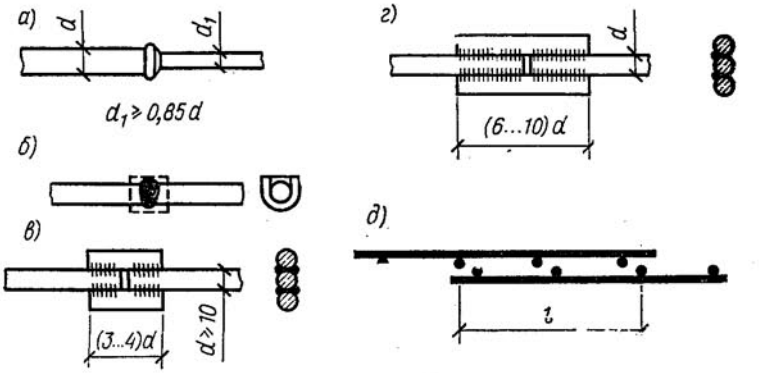


Рис. 3.10. Соединения арматуры *а—д*

ка обязательно устанавливают дополнительные хомуты. Во всех случаях стыки следует делать вразбежку по длине элемента. Стыки сварных сеток внахлестку в рабочем направлении, так же как и стержней, должны иметь длину перепуска. Длину нахлестки сетки в направлении распределительной арматуры принимают 50... 100 мм в зависимости от диаметра.

Закладные детали. Это стальные детали, выходящие обычно на поверхность железобетонного элемента и надежно заанкеренные в нем. Они служат для соединения сборных деталей между собой, а также для крепления стальных конструкций, технологического и другого оборудования к железобетонным элементам. Закладные детали могут быть расчетными, т. е. воспринимать действующие на них усилия, и нерасчетными (конструктивными).

Наибольшее распространение получили закладные детали в виде листового или фасонного проката из стали марки ВСт3кп2 с приваренными анкерами из стержневой арматуры классов А-II, А-III. Анкерные стержни соединяют с прокатом (например, пластинами) сваркой втавр или внахлестку (рис. 3.11, *а*). Диаметр анкера принимается не менее 8 мм, а длина (5...65) в зависимости от условий анкеровки, классов бетона и стали. Толщина пластин должна быть не менее 6 мм, а толщина полок фасонного проката — не менее 5 мм. При проектировании закладных деталей необходимо учитывать технологические требования к размещению сварных швов (рис. 3.11, *б*).

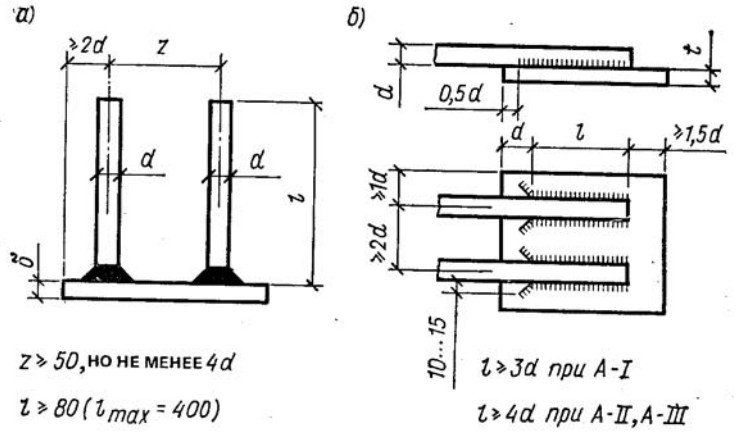


Рис. 3.11. Сварные закладные детали с анкерами
а — приваренными втавр; *б* — внахлестку

§ 3.4. СВОЙСТВА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Сцепление арматуры с бетоном — наиболее важное свойство железобетона, так как оно является основой совместной работы материалов, входящих в состав железобетона, и обеспечивает прочностные и деформативные свойства конструктивных элементов. Надежное сцепление арматуры с бетоном обеспечивается склеиванием геля с арматурой; трением, вызванным давлением от усадки бетона; зацеплением за бетон выступов и неровностей на поверхности арматуры. При этом главенствующее значение при обеспечении надежного сцепления арматуры с бетоном имеет наличие на поверхности арматуры выступов и неровностей (рис. 3.12, *а*). За счет создания периодического профиля арматуры сцепление возрастает в два раза. Возрастает оно также при увеличении прочности бетона.

Напряжения сцепления арматуры с бетоном, а также напряжения в арматуре распределяются по длине заделки неравномерно (рис. 3.12, *б*). Наибольшие напряжения $\tau_{b\,max}$ действуют вблизи начала заделки и не зависят от ее длины l_{an}. Для оценки сцепления используют средние напряжения по длине $\tau_{bm} = N/(\pi d l_{an})$, которые для обычных бетонов и гладкой арматуры составляют

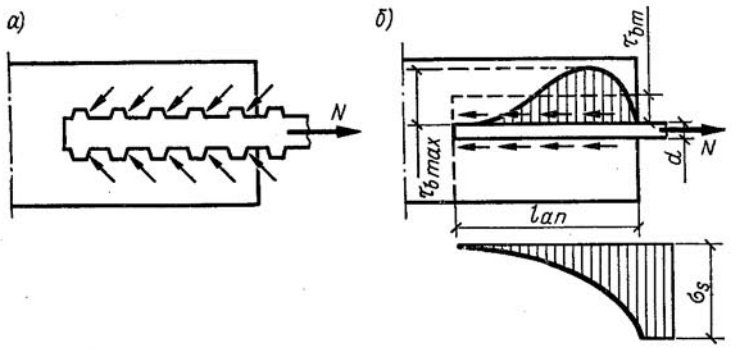


Рис. 3.12. Сцепление арматуры с бетоном

2...4 МПа, а для арматуры периодического профиля до 7 МПа. Выражая продольное усилие через напряжение в арматуре ($N=\sigma_s \pi d^2/4$), получим

$$l_{an} = N\,(\tau_{bm}\,\pi d) = \sigma_s\, d/4\tau_{bm}. \qquad (3.8)$$

Из формулы видно, что с увеличением диаметра стержня и напряжения в нем (прочности арматуры) длина заделки возрастает. Ее можно уменьшить, если повысить прочность бетона (τ_{bm}) или применить арматуру периодического профиля. Опыт показывает, что длина заделки, при которой обеспечивается сцепление, для гладкой арматуры составляет $(30...40)d$, для периодического профиля $(15...20)d$. При этом в случае продавливания сцепление стержня больше, чем при выдергивании, что связано с сопротивлением бетона поперечному расширению сжатого стержня. Поэтому длина заделки растянутых стержней принимается больше, чем сжатых, а их диаметр для лучшего сцепления с бетоном следует ограничивать.

Анкеровка арматуры с бетоном. Анкеровка — это закрепление концов арматуры внутри бетона или на его поверхности, способное воспринять определенное усилие. Она может осуществляться либо силами сцепления, либо специальными анкерными устройствами на концевых участках, либо теми и другими совместно. Анкеровка арматуры периодического профиля обеспечивается силами сцепления. Анкерные устройства на концах такой арматуры применяют в редких случаях. Для гладкой арматуры, наоборот, сцепление недостаточно, и устройство крюков на концах стержней или приварка попе-

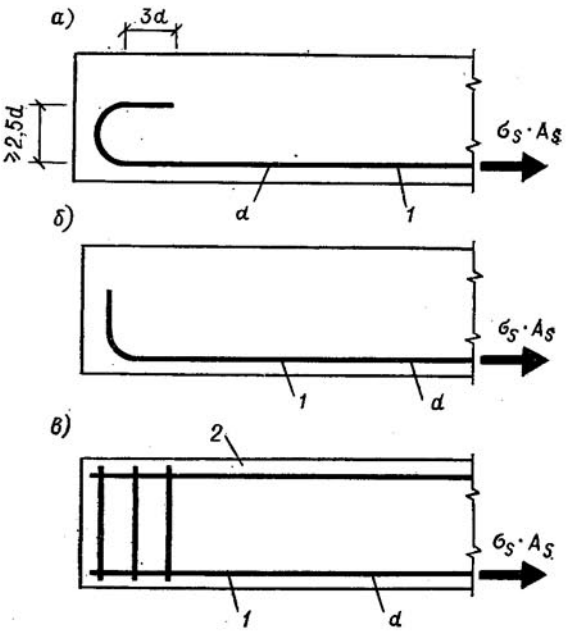


Рис. 3.13. Анкеровка ненапрягаемой арматуры

а — петли; *б* — загиба; *в* — поперечных стержней; *г* — косвенного армирования в виде сеток; *д* — косвенного армирования в виде спирали; *е* — закладной детали; *ж* — высаженной головки с шайбой; *1* — рабочая арматура; *2* — конструктивная арматура; *3* — сетки; *4* — спираль; *5* — закладная деталь

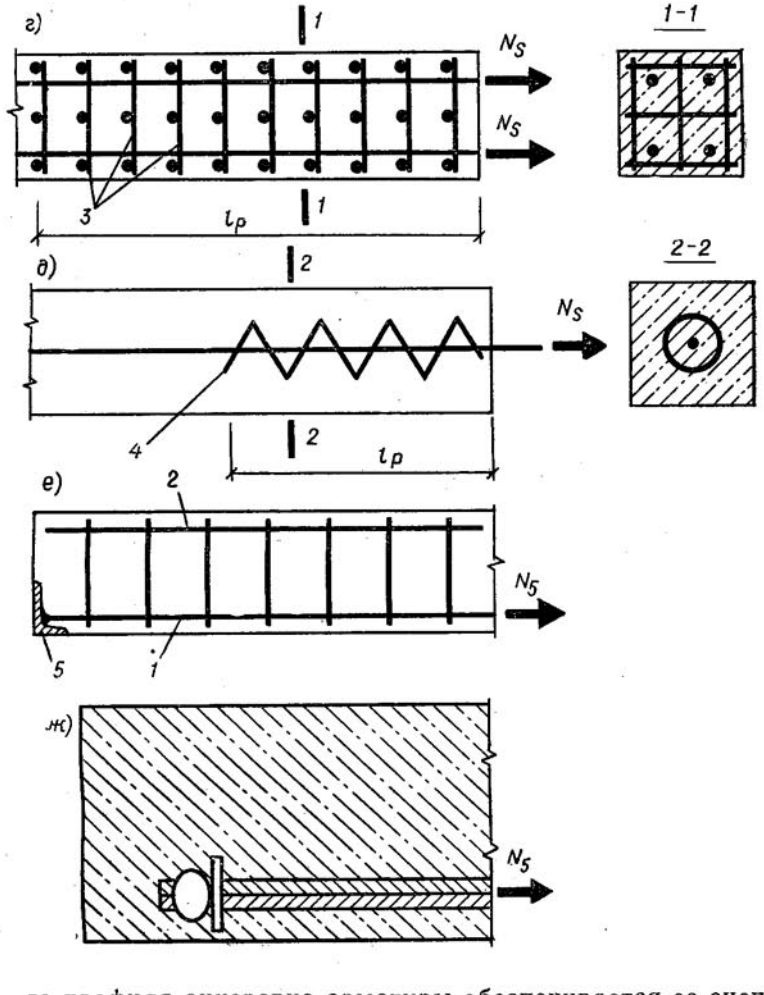
речных стержней на концевых участках, как правило, обязательны (рис. 3.13).

Ненапрягаемую арматуру заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением на длину анкеровки

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s/R_b + \Delta\lambda_{an})\, d, \qquad (3.9)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$, где ω_{an}; $\Delta\lambda_{an}$; λ_{an}; допускаемые минимальные величины определяют по табл. 3.3.

Предварительно напрягаемая арматура в зависимости от способа натяжения анкеруется в бетоне либо за счет сил сцепления, либо с помощью специальных анкеров, расположенных в теле бетона или на торце конструкции. При натяжении на упоры (до бетонирования) высокопрочной рифленой проволоки (Вр-II), канатов однократной свивки (К-3, К-7), стержней периодическо-



го профиля анкеровка арматуры обеспечивается ее сцеплением с бетоном, и установки анкеров у концов элемента не требуется (рис. 3.14, *а*). Длина анкеровки арматуры в этом случае принимается равной длине зоны передачи напряжений с арматуры на бетон и определяется по формуле

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp}/R_{bp} + \lambda_p)\, d, \qquad (3.10)$$

где ω_p и λ_p — определяют по табл. 3.4; R_{bp} — передаточная прочность бетона, т. е. его кубиковая прочность к моменту обжатия;

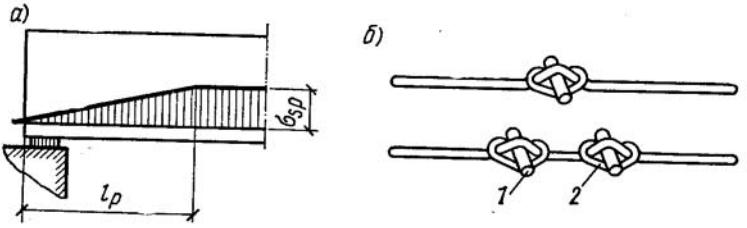


Рис. 3.14. Анкеровка напрягаемой арматуры
1 — коротыш; *2* — кольцо

σ_{sp} — принимается равной большему из значений R_s и σ_{sp} с учетом первых потерь.

При недостаточном сцеплении с бетоном арматуры, натягиваемой на упоры (гладкая проволока класса В-II), устраивают внутренние анкеры, располагаемые у конца элемента, например в виде колец с коротышами (рис. 3.14, *б*).

Для анкеровки арматуры, натягиваемой на бетон (после бетонирования), а также для захвата, натяжения и закрепления на упорах арматуры, натягиваемой до бетонирования, применяют специальные анкеры. Типы анкеров весьма разнообразны и зависят от вида ар-

Таблица 3.3. **Коэффициенты для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры**

Условия работы арматуры	Периодического профиля				Гладкой			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм, не менее	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм, не менее
Заделка арматуры:								
растянутой в растянутом бетоне	0,70	11	20	250	1,20	11	20	250
растянутой или сжатой в сжатом бетоне	0,50	8	12	200	0,80	8	15	200
Стыки арматуры внахлестку:								
в растянутом бетоне	0,90	11	20	250	1,55	11	20	250
в сжатом бетоне	0,65	8	12	200	1,00	8	15	200

Таблица 3.4. **Значения ω_p и λ_p**

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм	ω_p	λ_p
Стержневая периодического профиля независимо от класса	Любой	0,25	10
Высокопрочная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,40	10
	4	1,40	50
	3	1,40	60
Арматурные канаты классов:			
К-7	15	1,00	25
	12	1,10	25
	9	1,25	30
	6	1,40	40
К-19	14	1,00	25

матуры и арматурных изделий. Для стержневой арматуры они применяются в виде высаженных головок, приваренных коротышей или шайб, гаек, навинчиваемых на нарезанный конец стержня. Проволочные арматурные изделия (пакеты, канаты, пучки), натягиваемые на бетон, закрепляют на торце конструкции с помощью гильзового анкера, анкера с колодкой и пробкой, стаканного типа и другими анкерными устройствами. Пакеты из высокопрочных проволок (УНАЭ), натягиваемые до бетонирования, анкеруют на упорах с помощью стальных колодок с отверстиями, в которых закрепляют проволоки с высаженными головками. Для закрепления однородных пучков применяют анкеры, состоящие из круглой колодки и конической пробки (рис. 3.15). Мощные арматурные пучки, состоящие из нескольких концентрических рядов проволок или нескольких канатов, закрепляют на конструкции анкерами стаканного типа (рис. 3.16).

Усадка и ползучесть железобетона. Арматура и бетон благодаря возникающему между ними сцеплению деформируются совместно. При этом арматура препятствует свободному протеканию усадки и ползучести. Усадка бетона в железобетонном элементе приводит к возникновению сжимающих напряжений в арматуре и растягивающих в бетоне. При достаточно высоком со-

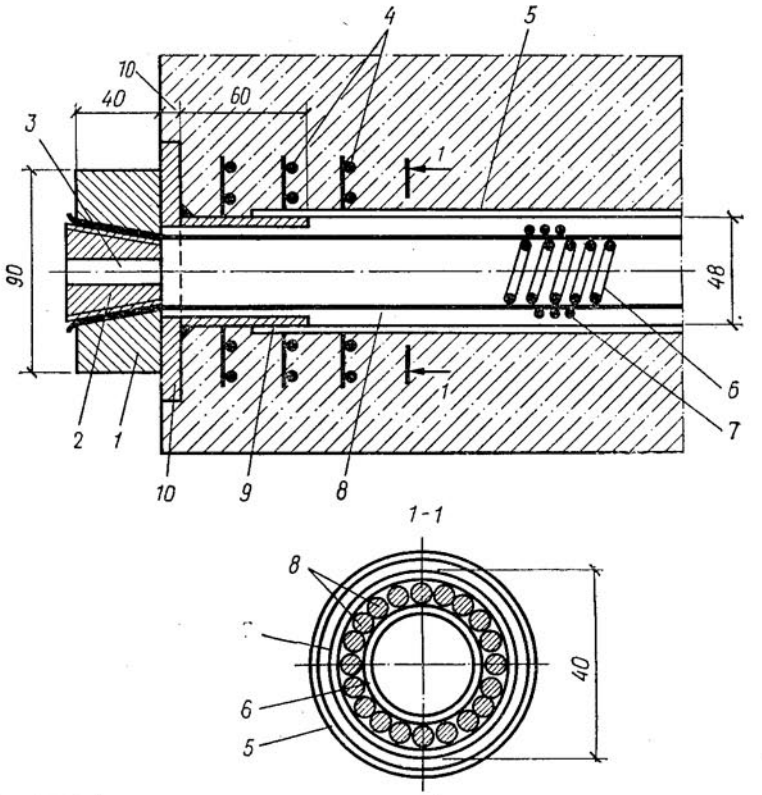


Рис. 3.15. Анкер с колодкой и конической пробкой

1 — колодка; *2* — коническая пробка; *3* — отверстие в пробке для инъекции раствора; *4* — местное усиление конца элемента сетками; *5* — каналообразователь; *6* — спираль; *7* — скрутка; *8* — пучок; *9* — патрубок; *10* — стальная плита

держании арматуры в бетоне элемента могут возникнуть усадочные трещины. При проектировании протяженных железобетонных конструкций для снижения отрицательного влияния усадки устраивают усадочные швы.

Ползучесть при длительном действии нагрузки приводит к перераспределению напряжений между бетоном и арматурой. Ползучесть бетона в зависимости от вида железобетонных конструкций влияет как положительно, так и отрицательно на их работу. Деформации ползучести в коротких сжатых железобетонных элементах позволяют полностью использовать прочностные свойства

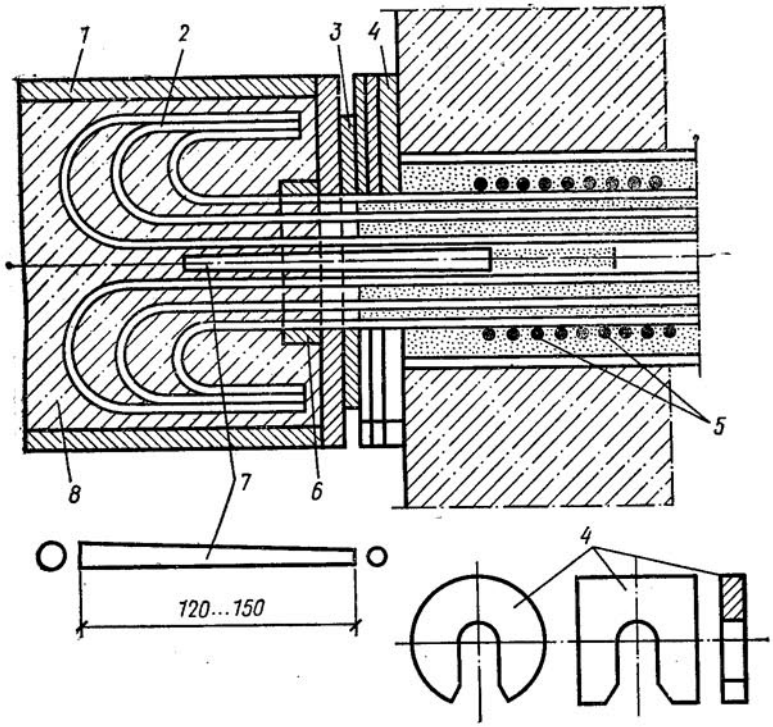


Рис. 3.16. Анкер стаканного типа

1 — стальной стакан; *2* — крюки на концах проволок; *3* — вставная шайба; *4* — вилкообразные шайбы; *5* — вязальная проволока; *6* — обжимное кольцо; *7* — конический сердечник; *8* — заполнение стакана (бетоном, свинцом)

бетона и арматуры. В изгибаемых и гибких сжатых элементах ползучесть приводит к увеличению прогибов и к уменьшению несущей способности конструкций. В предварительно напряженных железобетонных конструкциях ползучесть вызывает потери предварительного натяжения.

Влияние температуры на железобетон Длительное систематическое воздействие на бетон высоких температур (до 200 °С) может снижать прочность бетона до 50 %. При таком действии более высоких температур (500...600 °С) и последующем охлаждении бетон может разрушиться полностью. Однако в случае кратковременного действия высоких температур и огня, например при

пожаре, железобетон может сохранять свою несущую способность в течение нескольких часов. Предел огнестойкости (в часах) зависит от размеров и конструктивной схемы железобетонного элемента, вида арматуры и особенно от толщины защитного слоя бетона, предохраняющего арматуру от действия огня.

Коррозия железобетона. Коррозией железобетона называется разрушение с течением времени железобетонных конструкций под действием агрессивной среды. Развитие коррозии бетона зависит от его плотности, прочности и проницаемости, свойств цемента и агрессивности внешней среды. Коррозия арматуры возможна одновременно с коррозией бетона и независимо от нее. В результате на арматуре образуется ржавчина, которая в несколько раз может превышать первоначальный объем арматуры и вызывать значительные радиальные давления на бетон. Все это приводит к отколу защитного слоя бетона, полному обнажению арматуры и скорому ее корродированию. Для уменьшения коррозии железобетона применяют плотные бетоны на сульфатостойких и других специальных вяжущих, повышают защитный слой бетона, устраивают защитные покрытия поверхности, ограничивают раскрытие трещин, снижают агрессивность среды в процессе эксплуатации за счет отвода агрессивных вод, улучшения вентиляции помещений.

Защитный слой бетона. В железобетонных конструкциях арматура располагается на некотором расстоянии от наружной поверхности, образуя защитный слой. Этот слой бетона играет большую роль, обеспечивая совместную работу арматуры и бетона, защищая арматуру от коррозии и от влияния высоких температур и других воздействий. При назначении толщины защитного слоя учитывают вид и размеры конструкции, условия эксплуатации, диаметр и тип арматуры (рабочая, распределительная). Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна составлять не менее диаметра стержня (каната) и не менее: 10 мм — в плитах и стенках толщиной до 100 мм; 15 мм — в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой до 250 мм; 20 мм — в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах; 50 мм — в блоках сборных фундаментов (в монолитных фундаментах 35...70 мм). Для поперечной и монтажной арма-

туры защитный слой должен быть не менее 10 мм при высоте элемента до 250 мм и не менее 15 мм при большей высоте. Для железобетонных конструкций, подверженных воздействию высоких температур или агрессивной среды, защитный слой должен быть увеличен на 10...20 мм.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Каковы основные направления развития железобетонных конструкций?
2. В чем сущность железобетона?
3. На чем основана совместная работа арматуры и бетона?
4. Назовите основные преимущества железобетона.
5. Как классифицируются бетоны по плотности, виду вяжущего и заполнителей, условиям твердения?
6. Укажите основные технические требования к бетону.
7. Какие образцы бетона испытывают на сжатие и растяжение?
8. Что такое класс бетона, какие классы бетона вы знаете?
9. Назовите основные марки бетона по морозостойкости, по водонепроницаемости, по средней плотности.
10. В чем сущность свойств ползучести и усадки бетона?
11. По каким признакам классифицируется арматура?
12. Назовите классы арматурных сталей и применение их в железобетонных конструкциях.
13. Укажите виды арматурных изделий.
14. Какие факторы обеспечивают сцепление арматуры с бетоном?
15. Какие меры нужно принимать для защиты железобетона от коррозии?

Глава 4. Основы расчета железобетонных конструкций

§ 4.1. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет железобетонных конструкций классическими методами сопротивления материалов неприемлем из-за нелинейности и неравновесности их деформирования. Такие недостатки железобетона усугубляются также появлением трещин в сечениях элементов. В связи с этим теория сопротивления железобетона строится на основе опытных данных и законов механики твердых тел и ис-

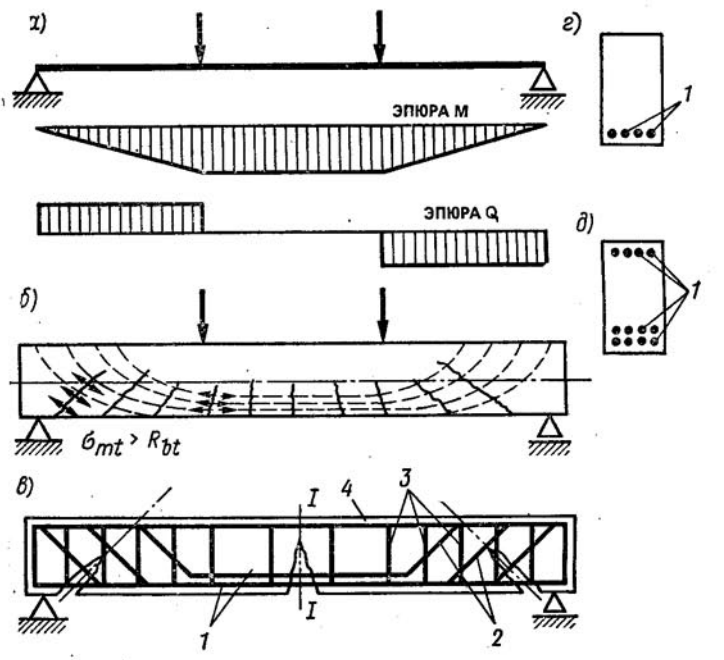


Рис. 4.1. Напряженное состояние и армирование балки
1 — продольная арматура; *2* — наклонная арматура (отгибы); *3* — хомуты; *4* — монтажная арматура

ходит из действительного напряженно-деформированного состояния элементов под нагрузкой.

Чтобы понять работу и характер разрушения железобетонных элементов, рассмотрим напряженное состояние балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами (рис. 4.1, *а*). От действия изгибающего момента в зоне чистого изгиба возникают только нормальные напряжения σ. На участках, где действует поперечная сила, появляются касательные напряжения τ, которые вместе с нормальными образуют главные растягивающие и сжимающие напряжения

$$\sigma_m = 0{,}5\left(\sigma \pm \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}\right). \qquad (4.1)$$

Опасны для железобетонных балок главные растягивающие напряжения σ_{mt}, так как бетон плохо сопротивляется растяжению. В зависимости от соотношения σ и τ главные растягивающие напряжения будут иметь

переменное направление по длине балки (рис. 4.1, *б*). В тех случаях, когда главные растягивающие напряжения превосходят предел прочности бетона на растяжение, образуются трещины. Для восприятия растягивающих напряжений в соответствии с их траекторией в балке ставят продольную и поперечную арматуру (наклонные стержни и хомуты, (рис. 4.1 *в*). Если в элементе продольная арматура расположена только в растянутой зоне, то поперечное сечение такого элемента называют сечением с одиночным армированием (рис. 4.1, *г*, сжатая зона заштрихована). При усилении сжатой зоны элемента продольной арматурой сечение имеет двойное армирование (рис. 4.1, *д*). Опыты показывают, что с увеличением нагрузки изгибаемый элемент может разрушаться как по сечению, нормальному к оси балки (от действия M), так и по наклонному (от совместного действия M и Q) (см. рис. 4.1, *в*). В соответствии с этим и прочность элементов рассчитывают по обоим сечениям.

Рассмотрим работу нормальных сечений I—I (см. рис. 4.1, *в*) в двух одинаковых железобетонных балках с двойной арматурой, поставленной в одной балке без предварительного напряжения, а в другой — с предварительным напряжением (натяжением на упоры). При последовательном возрастании внешней нагрузки от нуля до разрушающего значения в сечении I—I (в зоне чистого изгиба) балка испытывает различные напряженно-деформированные состояния, которые можно объединить в три стадии.

Стадия I (рис. 4.2, *а*). При малых нагрузках напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят упругий характер, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон — треугольные. С увеличением нагрузки в растянутом бетоне развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности бетона при растяжении, а затем становятся равными ему (стадия I, а). Это положено в основу расчета по образованию трещин. При дальнейшем увеличении нагрузки в сечении образуются трещины.

Стадия II (рис. 4.2, *б*). После появления трещин растягивающие усилия в сечении с трещиной воспринимаются арматурой и бетоном, расположенными над трещиной (ниже нейтральной оси). Между трещинами бетон в нижней зоне работает на растяжение, и напря-

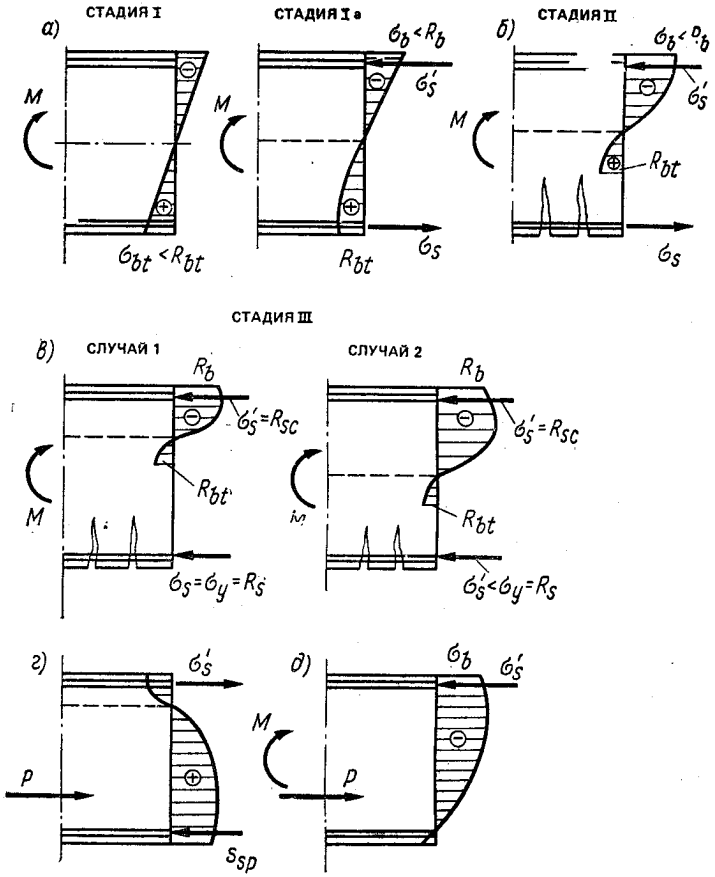


Рис. 4.2. Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения в изгибаемом элементе

а, б, в — с ненапряженной арматурой; *г, д* — с предварительно напряженной арматурой

жения в арматуре уменьшаются по мере удаления от трещины. В сжатой зоне бетона развиваются неупругие деформации, и эпюра нормальных напряжений искривляется. Считается, что стадия II заканчивается, когда в растянутой арматуре достигнут предел текучести. По этой стадии, называемой эксплуатационной, производится расчет прогибов и ширины раскрытия трещин конструкций.

Стадия III (рис. 4.2, *в*). Это стадия разрушения. Опыты показывают, что характер разрушения зависит главным образом от количества и вида арматуры, при этом возможны два случая:

случай 1-й — разрушение начинается в момент, когда напряжение в растянутой арматуре достигает физического или условного предела текучести; с развитием пластических деформаций в арматуре раскрываются трещины, напряжения в бетоне сжатой зоны возрастают и, наконец, происходит его разрушение; разрушение сечения элемента носит пластический характер;

случай 2-й — разрушение элемента происходит из-за раздавливания бетона сжатой зоны, при этом напряжения в растянутой арматуре могут не достигать предела текучести, и ее прочностные свойства используются не полностью. Такое разрушение носит хрупкий характер и, как правило, наблюдается в сечениях с избыточным содержанием арматуры. За основу расчета прочности принята стадия III.

Поскольку усилия от внешней нагрузки изменяются по пролету, сечения по длине элемента испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния. В предварительно напряженных элементах до приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура обжимает все сечение или часть его (рис. 4.2, *г*). После приложения внешней нагрузки сжимающие напряжения в нижней зоне уменьшаются и становятся равными нулю (рис. 4.2, *д*). При дальнейшем увеличении нагрузки возникают растягивающие напряжения, и в предварительно напряженном элементе будут последовательно развиваться те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и в элементе без предварительного напряжения.

§ 4.2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Методы расчета железобетонных конструкций. Процесс развития и совершенствования теории железобетона характеризуется тремя основными этапами. На первом этапе расчет железобетонных элементов вели по методу допускаемых напряжений. Этот метод основан на II стадии напряженно-деформированного состояния. При

расчете прочности приняты следующие допущения: в сжатой зоне принимается треугольная эпюра напряжений, в растянутой зоне работа не учитывается, а все растягивающее усилие воспринимается арматурой; принимаются гипотеза плоских сечений и закон Гука, а модуль упругости бетона сжатой зоны считается постоянным независимо от напряжения. Сечения подбираются из условия, чтобы полученные расчетом напряжения в арматуре и бетоне не превосходили допускаемых напряжений. Таким образом, при расчете по допускаемым напряжениям исходят из предположения упругой работы железобетона, что является основным недостатком этого метода.

По предложению А. Ф. Лолейта с 1931 г. начат пересмотр теории упругого железобетона. Проведенные в 1934—1936 гг. под руководством А. А. Гвоздева экспериментальные и теоретические исследования позволили разработать метод расчета сечений по разрушающим усилиям (1938 г.). При этом методе исходят из стадии III напряженно-деформированного состояния. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона и предел текучести арматуры, эпюру напряжений в сжатой зоне принимают прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяется делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса. Недостаток метода расчета по разрушающим усилиям — невозможность учета изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов при едином коэффициенте запаса.

Дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям является разработанный в 1955 г. советскими учеными (А. А. Гвоздев, В. И. Мурашов, П. Л. Пастернак, О. Я. Берг, Я. В. Столяров, М. С. Боришанский и др.) метод расчета конструкций по предельным состояниям, в соответствии с которым железобетонные конструкции рассчитывают по двум группам предельных состояний. Расчет конструкций по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения разрушения (расчет по прочности), потери устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб) или изменения положения (расчет на опрокидывание или скольжение), усталостного разрушения (расчет на выносливость). Цели расчета конструкций по второй группе предельных состояний — предупреждение

развития чрезмерных деформаций (прогибов), ограничение ширины раскрытия трещин в бетоне, обеспечение в необходимых случаях их закрытия после снятия части нагрузки или исключение самой возможности трещинообразования.

Расчет сечений железобетонных элементов по методу предельных состояний гарантирует, что за период нормальной эксплуатации зданий или сооружений не наступит ни одно из предельных состояний для конструкции в целом или отдельных ее частей. Конструкции рассчитывают на всех стадиях эксплуатации, изготовления, хранения, транспортирования и монтажа. Расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждой из перечисленных стадий.

§ 4.3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет железобетонных элементов по прочности осуществляют для сечений, нормальных к продольной оси (нормальных сечений), а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. При крутящих моментах расчет ведут по наиболее опасным пространственным сечениям. Кроме того, проводят расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв). Общее условие прочности получают из условия равновесия внутренних и внешних сил в сечениях элементов и выражают неравенством

$$F \leqslant F_u (S, R_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s, \gamma_{si}), \qquad (4.2)$$

где F — внешнее усилие (продольная сила N, изгибающий момент M, поперечная сила Q); F_u — сумма внутренних предельных усилий, т. е. теоретическая минимальная несущая способность сечения элемента; S — геометрические характеристики сечения.

При наличии нагрузок непродолжительного действия или аварийных расчет прочности производят только по случаю 2 (см. рис. 4.2), если удовлетворяется условие

$$F_{\mathrm{I}} < 0{,}82 F_{\mathrm{II}}, \qquad (4.3)$$

где F_{I} — усилие (момент M_{I}, поперечная сила Q_{I} или продольная сила N_{I}) от нагрузок, используемых при расчете по случаю 1 (см. рис. 4.2), при этом в расчете нормальных сечений внецентренно нагруженных элементов момент M_{I} принимают относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или менее сжатый) стержень, арматуры; F_{II} — усилие от нагрузок, используемых при расчете по случаю 2.

В соответствии с нормами допускается вести расчет только по случаю 2 и при выполнении условия (4.4), принимая расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} (при $\gamma_{b2}=1{,}0$) с коэффициентом $\gamma_{bl}=0{,}9F_{II}/F_I \leqslant 1{,}1$.

Для внецентренно сжатых элементов, рассчитываемых по недеформированной схеме, значения F_I и F_{II} можно определять без учета прогиба элемента. Для конструкций, эксплуатируемых в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона, условие (4.4) будет иметь вид $F_I<0{,}9F_{II}$, а коэффициент $\gamma_{bl}=F_{II}/F_I$. Расчет конструкций по первой группе предельных состояний обязателен во всех случаях в связи с тем, что появление предельного состояния первой группы недопустимо для любой конструкции, так как это приводит к разрушению конструкции и аварийным ситуациям.

Сборные железобетонные конструкции заводского изготовления следует рассчитывать на воздействие усилий, возникающих при их изготовлении, транспортировании и монтаже. Нагрузку от собственной массы конструкций вводят в расчет с коэффициентом динамичности, равным при подъеме и монтаже 1,4; при транспортировании 1,6. По нормам допускается снижение коэффициента динамичности до 1,25, если это подтверждено опытом применения конструкций.

§ 4.4. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ МАТЕРИАЛОВ

Надежность конструкций при расчете их по методу предельных состояний обеспечивается за счет учета возможных отклонений как действующих нагрузок, так и действительных характеристик материалов, из которых они выполнены. Строительные нормы учитывают разницу в действительных характеристиках материалов и устанавливают для использования в расчетах нормативные и расчетные сопротивления материалов. Нормативное сопротивление R_n — предельное значение напряжений в материале, установленное нормами. Это основная характеристика сопротивления материалов силовым воздействиям и на практике соответствует контрольной характеристике по ГОСТам на материалы. Строительные нормы устанавливают нормативные характеристики материалов. К ним относятся: плотность, модуль упругости, коэффициенты трения, сцепления, ползучести и усадки.

Таблица 4.1. **Нормативные R_b и R_{bt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа**

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
		В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	2,70	3,5	5,5	7,5	9.5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
Растяжение R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Ячеистый	3	4,6	6	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Тяжелый	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1 40	1,60	1,60	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Мелкозернистый группы:															
	А	0,39	0,55	0,70	0,86	1,0	1,15	1,40	1,60	1 80	1,95	2,1	—	—	—	—
	Б	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Легкий при мелком заполнителе:															
	плотном	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	пористом	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,8	—	—	—	—
	Ячеистый	0,41	0,55	0,63	0,89	1,0	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1) Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10 %. 2) Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85. 3) Для поризованного бетона R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают таким же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7. 4) Для напрягающегося бетона R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для тяжелого, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 4.2. **Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, модуль упругости, МПа**

Вид арматуры	Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы			Модуль упругости
				растяжению		сжатию	
				продольной и поперечной при расчете наклонных сечений на действие M, R_s	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы QR_{sw}		
Стержневая	A-I	6...22	235	225	175	225	$2{,}1\cdot10^5$
	A-II	10...32	295	280	225	280	$2{,}1\cdot10^5$
	A-III	6...8	390	355	286*	355	$2\cdot10^5$
	A-III	10...40	390	365	290*	365	$2\cdot10^5$
	$A\text{-III}_в$ с контролем:	—	—	—	—	—	—
	удлинения	20...40	540	490	390	200	$1{,}8\cdot10^5$
	напряжения и удлинения	20...40	540	450	360	200	$1{,}8\cdot10^5$
	A-IV	10...32	590	510	405	400	$1{,}9\cdot10^5$
	A-V	10...32	785	680	545	400	$1{,}9\cdot10^5$
	A-VI	10...32	980	815	650	400	$1{,}9\cdot10^5$
Проволочная	Bp-I	3	410	375	270 (300**)	375	$1{,}7\cdot10^5$
		4	405	365	265 (296**)	365	$1{,}7\cdot10^5$
		5	395	360	260 (290**)	360	$1{,}7\cdot10^5$
	B-II	3	1490	1240	990	400	$2\cdot10^5$
		4	1410	1180	940	400	$2\cdot10^5$
		5	1335	1110	890	400	$2\cdot10^5$
		6	1255	1050	835	400	$2\cdot10^5$
		7	1175	980	785	400	$2\cdot10^5$
		8	1100	915	730	400	$2\cdot10^5$
	B-II	3	1460	1215	970	400	$2\cdot10^5$
		4	1370	1145	915	400	$2\cdot10^5$
		5	1250	1045	835	400	$2\cdot10^5$
		6	1175	980	785	400	$2\cdot10^5$
		7	1100	915	730	400	$2\cdot10^5$
		8	1020	850	680	400	$2\cdot10^5$

Продолжение табл. 4.2

Вид арматуры	Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы			
				растяжению		сжатию	Модуль упругости
				продольной и поперечной при расчете наклонных сечений на действие M, R_s	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы QR_{sw}		
Канатная	К-7	6	1450	1210	965	400	$1{,}8 \cdot 10^5$
		9	1370	1145	915	400	$1{,}5 \cdot 10^5$
		12	1335	1110	890	400	$1{,}5 \cdot 10^5$
		15	1295	1080	865	400	$1{,}5 \cdot 10^5$
	К-19	14	1410	1175	940	400	$1{,}5 \cdot 10^5$

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, принимают $R_{sw}=255$ МПа.

** При применении в вязаных каркасах.

Различают два вида нормативных сопротивлений бетона — на сжатие осевое и на растяжение осевое. В табл. 4.1 приведены нормативные сопротивления бетона по прочности на сжатие осевое и растяжение осевое в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие для предельных состояний второй группы. Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} с учетом разброса прочности принимают равными наименьшему (с вероятностью 0,95) контролируемому значению предела текучести — физического σ_y или же условного $\sigma_{0,2}$, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,2 %. Исключение составляет обыкновенная (не высокопрочная) арматурная проволока класса В-II, для которой нормативное сопротивление R_{sn} принимается равным наименьшему (с вероятностью 0,95) контролируемому значению напряжения, соответствующему 75 % временного сопротивления разрыву σ_u. Нормативные сопротивления арматуры даны в табл. 4.2.

Расчетные сопротивления материала получают путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ_b, растяжении γ_{bt}. При назначении этих коэффициентов учитывают разброс значений прочности материалов и ряд факторов, влияющих на надежность конструкций. Коэффициенты надежности по бетону составляют: при сжатии $\gamma_b=1{,}3$, при растяжении $\gamma_{bt}=1{,}3$ (если класс бетона назначается непосредственно по прочности на растяжение) или $\gamma_{bt}=1{,}5$ (если класс бетона назначается косвенным путем по прочности на сжатие, т. е. отсутствует непосредственный контроль прочности на растяжение). Расчетные сопротивления бетона классов В50...В60 дополнительно умножают на коэффициенты, равные 0,90... 0,95, учитывающие особенность высокопрочного бетона — его пониженную ползучесть. В табл. 4.3 приведены расчетные сопротивления тяжелого бетона, полученные подобным способом (с округлением).

В зависимости от класса арматуры принимают коэффициенты надежности по арматуре $\gamma_s=1{,}05...1{,}20$. Расчетные сопротивления арматуры R_s растяжению даны в табл. 4.2. При сжатии расчетное сопротивление R_{sc} арматуры в расчете по I группе предельных состояний (кроме класса А-IIIв) принимают равным расчетным сопротивлениям арматуры R_s при растяжении, но не более 400 МПа. При этом исходят из предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_{b,u}=2\cdot10^{-3}$ при его совместной работе с арматурой. Однако при отсутствии сцепления арматуры с бетоном принимают $R_{sc}=0$, так как арматурные стержни вследствие своей большой гибкости в этом случае сопротивляться сжатию не способны. Кроме описанных выше вводятся коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} и арматуры γ_{si} ($i=1, 2, 3, ...$), которые могут как понижать, так и повышать расчетные сопротивления. Коэффициенты условий работы бетона представлены в табл. 4.4, а коэффициенты условий работы арматуры — в табл. 4.5.

Нагрузки, действующие на конструкцию, прочностные характеристики материалов, из которых конструкция изготовлена, обладают изменчивостью и могут отличаться от средних значений. Поэтому, чтобы за время нормальной эксплуатации сооружения не наступило ни одного из предельных состояний, вводится система расчетных коэффициентов, учитывающих возможные откло-

Таблица 4.3. **Расчетные сопротивления бетона**

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний I группы, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие											
		B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность)	Тяжелый и мелкозернистый	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Легкий	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
Растяжение осевое	Тяжелый	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Мелкозернистого вида:													
	А	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	Б	0,400	0,450	0,570	0,640	0,770	0,900	1,00	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Легкий при мелком заполнителе:													
	плотном	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	пористом	0,480	0,570	0,660	0,740	0,800	0,900	1,00	1,10	1,20	—	—	—	—

Таблица 4.4. **Основные коэффициенты условий работы бетона**

Факторы, обусловливающие введение коэффициента условий работы	γ_{bi}	Числовое значение коэффициента
Многократно повторяющаяся нагрузка	γ_{b1}	0,45...1,0
Длительность действия нагрузки	γ_{b2}	
а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, суммарная длительность действия которых мала (например, крановые, ветровые, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже конструкций), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых грунтов:		
если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте, на воздухе, при влажности воздуха выше 75 %)		1,0
в остальных случаях		0,9
б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок, суммарная длительность действия которых мала, или особых нагрузок, не указанных выше		1,1
Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м	γ_{b3}	0,85
Влияние двухосного напряженного состояния на прочность бетона	γ_{b4}	—
Бетонирование монолитных бетонных столбов и железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см	γ_{b5}	0,85
Попеременное замораживание и оттаивание	γ_{b6}	0,7...1,0
Эксплуатация конструкций, не защищенных от сильной солнечной радиации (в южных районах)	γ_{b7}	0,85
Расчет в стадии предварительного обжатия конструкций (в скобках — для легкого бетона):		
с проволочной арматурой	γ_{b8}	1,0 (1,25)
со стержневой арматурой		1,2 (1,35)

Продолжение табл. 4.4

Факторы, обусловливающие введение коэффициента условий работы	γ_{bi}	Числовое значение коэффициента
Бетонные конструкции	γ_{b9}	0,9
Бетонные конструкции повышенной прочности при учете коэффициента γ_{b9}	γ_{b10}	$0,3+\omega \leqslant 1$
Стыки сборных элементов при толщине шва менее $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	γ_{b11}	1,15

Таблица 4.5. **Основные коэффициенты условий работы арматуры γ_{si}**

Фактор, обусловливающий введение коэффициента условий работы арматуры	Характеристика арматуры	Класс арматуры	γ_{si}	Числовое значение коэффициента
Многократное повторение нагрузки	Продольная и поперечная	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-VI, Bp-I, B-II, Bp-II и K-7	γ_{s3}	
Наличие сварных соединений при многократном повторении нагрузки		A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V	γ_{s4}	0,2...1,0 (учитывается одновременно с γ_{s3})
Зона передачи напряжений для арматуры без анкеров и зона анкеровки ненапрягаемой арматуры	Продольная напрягаемая и ненапрягаемая	Независимо от класса	γ_{s5}	l_x/l_p для напрягаемой и l_x/l_{an} для ненапрягаемой арматуры; l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; l_p, l_{an} — соответственно длина зоны передачи напряжений и зоны анкеровки арматуры
Работа высокопрочной арматуры при напряжении выше условного предела текучести	Продольная растянутая	A-IV, A-V, A-VI, B-II, Bp-II, K-7		1,05...1,2

нения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, влияющих на надежную работу конструкций. К ним относятся: коэффициенты надежности по нагрузке γ_f, учитывающие изменчивость нагрузок или воздействий; коэффициенты надежности по бетону γ_b и арматуры γ_s, учитывающие изменчивость их прочностных качеств; коэффициенты надежности по назначению конструкций γ_n, учитывающие степень ответственности и капитальности зданий и сооружений; коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} и арматуры γ_{si}, позволяющие оценить некоторые особенности работы материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем (см. табл. 4.4 и 4.5).

§ 4.5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Железобетонные конструкции по предельным состояниям второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации) рассчитывают на действие нормативных нагрузок. Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать защиту элементов конструкций от образования трещин, их чрезмерного и продолжительного раскрытия, возникновения недопустимых прогибов (деформаций) элементов. При расчете по образованию трещин принимается, что трещины не образуются, если максимально возможное усилие N от нагрузки меньше или равно усилию N_{crc} — внутреннему усилию, которое может воспринять сечение при растягивающих напряжениях $R_{bt,ser}$ в бетоне перед образованием трещин:

$$N \leqslant N_{crc}. \tag{4.4}$$

При расчете по раскрытию трещин ширина их раскрытия a_{crc} под действием нагрузки должна быть меньше или равна предельной ширине раскрытия a_{crc}, зависеть от условий работы конструкций и составлять от 0,05 до 0,40 мм

$$a_{crc} \leqslant a_{crc,u}. \tag{4.5}$$

Расчет по закрытию (зажатию) трещин в нормальных сечениях элементов, к которым предъявляются требования второй категории трещиностойкости, выполняется как для упругого тела от действия постоянной и длительной нагрузок с учетом сил обжатия от предвари-

тельного напряжения. Условием надежного закрытия трещин считают величину обжимающего нормального напряжения на растянутой грани элемента при действии постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_b \geqslant 0{,}5 \text{ МПа}. \qquad (4.6)$$

Конструкции с ненапрягаемой арматурой работают в эксплуатационных условиях с трещинами, и их рассчитывают только по раскрытию трещин. Расчет конструкций по деформациям проводят по предельно допустимым прогибам элементов. Прогиб элемента f, находящегося под нагрузкой, не должен превышать предельного прогиба f_u:

$$f \leqslant f_u. \qquad (4.7)$$

Предельно допустимые прогибы железобетонных элементов зависят от различных факторов: технологических, конструктивных, эстетических.

Значения предельно допустимых прогибов для различных типов железобетонных конструкций соответственно равны:

1. Подкрановые балки при кранах:	
ручных	$l/500$
электрических	$l/600$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п. 3) при пролетах:	
$l<6$ м	$l/200$
6 м$\leqslant l\leqslant$7,5 м	3 см
$l>$7,5 м	$l/250$
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах:	
$l<5$ м	$l/200$
5 м$\leqslant l\leqslant$10 м	2,5 см
$l>$10 м	$l/400$
4. Покрытия зданий сельскохозяйственного назначения при пролетах:	
$l<6$ м	$l/150$
6 м$\leqslant l\leqslant$10 м	4 см
$l>$10 м	$l/250$

При действии постоянных длительных и кратковременных нагрузок прогиб во всех случаях не должен превышать $^1/_{150}$ пролета балок или плит в $^1/_{75}$ вылета консоли при наиболее невыгодной схеме приложения нагрузки.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов.
2. Приведите положения расчета по методу предельных состояний, группы предельных состояний.
3. Каковы цели расчета по первой и второй группам предельных состояний?
4. Дайте классификацию нагрузок, их расчетные сочетания.
5. Укажите нормативные и расчетные нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузкам. В каких пределах они изменяются?
6. Каково нормативное сопротивление бетона? Как оно связано со средней прочностью?
7. Как определяется расчетное сопротивление бетона для первой и второй групп предельных состояний?
8. Как назначается нормативное сопротивление арматуры для различных сталей?
9. Приведите расчетные сопротивления арматуры, коэффициенты надежности и условий работы.
10. Напишите общий вид условия прочности элемента, объясните его физическую сущность.
11. Запишите в общем виде условия, исключающие наступление предельных состояний второй группы, объясните их физический смысл.

Глава 5. Особенности проектирования предварительно напряженных конструкций

§ 5.1. СУЩНОСТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Один из недостатков бетона — его малая прочность при растяжении. Вследствие этого в железобетонных конструкциях под действием внешних нагрузок в растянутой зоне образуются трещины, которые снижают долговечность. Идея создания предварительно напряженного железобетона заключалась в том, чтобы бетон, плохо работающий на растяжение, заставить работать на сжатие. С этой целью зоны железобетонного элемента, в которых предполагается появление растягивающих напряжений, под действием эксплуатационных нагрузок, в стадии изготовления подвергают интенсивному обжатию за счет отпуска натяжных устройств растягиваемой (предварительно напряженной) арматуры. Такие железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления создаются искусственные напряжения сжатия, называются предварительно напряженными.

Предварительное напряжение позволяет значительно сократить расход стали за счет использования высокопрочной арматуры, применение которой экономически эффективно только в предварительно напряженных конструкциях, где полностью используются ее прочностные свойства. Кроме того, в предварительно напряженных конструкциях повышаются трещиностойкость, жесткость, долговечность, сокращается расход бетона (за счет применения высоких классов). Впервые высокопрочную арматуру для армирования предварительно напряженных конструкций применил во Франции в 1928 г. инженер Э. Фрейссине, а в нашей стране — в 1932 г. профессор В. В. Михайлов. Область применения железобетона значительно расширилась за счет внедрения в практику строительства предварительно напряженных конструкций, позволяющих перекрывать большие пролеты, изготавливать тонкостенные резервуары, силосы, сенажные башни. Предварительному напряжению подвергаются преимущественно изгибаемые элементы — плиты, шпалы, опоры контактной сети, а также растянутые элементы — нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, трубы.

Широкое применение нашли предварительно напряженные конструкции в гражданском, промышленном и сельскохозяйственном строительстве, в особенности в качестве сборных элементов покрытий и перекрытий, стен силосов, сенажных башен, плит аэродромных покрытий, железобетонных свай и других конструкций.

В целом применение предварительно напряженных конструкций позволяет:

1. Существенно уменьшить расход стали за счет использования арматуры высокой прочности.
2. Повысить трещиностойкость конструкций, увеличить жесткость, уменьшить прогибы.
3. Повысить выносливость конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок (от кранов, автотранспорта и т. п.).
4. Увеличить срок службы конструкций при эксплуатации в агрессивных средах.
5. Уменьшить расход бетона и снизить массу конструкций.
6. Расширить область применения железобетона, заменив им дефицитные сталь и дерево в таких конструкциях, как напорные трубопроводы, резервуары, шпалы и т. п.

§ 5.2. МЕТОДЫ И СПОСОБЫ СОЗДАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Предварительное напряжение железобетонных конструкций осуществляется двумя основными методами: предварительным натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и натяжением на бетон (после бетонирования и затвердевания бетона). Выбор метода и способов натяжения осуществляется с учетом многих факторов: назначения конструкции, состава арматурных работ, имеющегося оборудования для производства предварительного натяжения арматуры, экономической эффективности арматурных работ. В условиях индустриального заводского изготовления наибольшее распространение получило натяжение на упоры. При натяжении на упоры арматуру натягивают до заданного значения и закрепляют в торцах формы (рис. 5.1, *а*). Затем элемент бетонируют. После приобретения бетоном необходимой прочности для восприятия усилий предварительного обжатия (передаточная прочность) арматуру освобождают от упоров. Стремясь восстановить свою первоначальную длину, она обжимает бетон. Передача усилий на бетон происходит за счет сцепления бетона и арматуры, а также с помощью специальных анкерных устройств, находящихся в бетоне, если сцепления недостаточно.

Натяжение на бетон более трудоемко, и применяют его главным образом в тех случаях, когда затруднено или невозможно натяжение на упоры, например, при строительстве уникальных сооружений больших размеров, мостов, при возведении монолитных конструкций. В данном случае первоначально изготавливают бетонный или малоармированный элемент, в котором предусмотрены каналы или пазы для размещения напрягаемой арматуры (рис. 5.1, *б*). Размеры каналов несколько больше диаметра напрягаемой арматуры. Создают их, укладывая гофрированные стальные тонкостенные трубки, оставляемые в конструкции, или с помощью каналообразователей, извлекаемых затем из свежеуложенного бетона. По достижении бетоном требуемой передаточной прочности в каналы (пазы) заводят арматуру, натягивают ее до заданного напряжения и закрепляют на торцах конструкции (заанкеривают). Таким образом бетон оказывается обжатым. Для сцепления арматуры

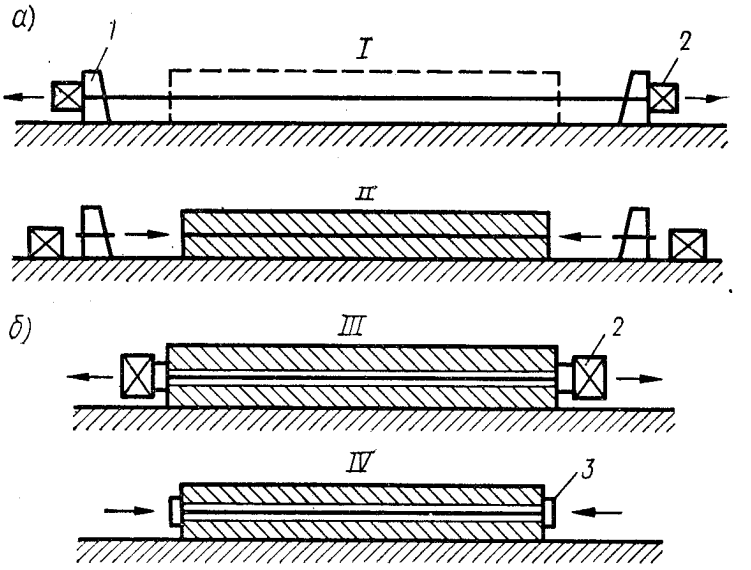


Рис. 5.1. Способы создания предварительного напряжения
а — натяжение на упоры; *б* — натяжение на бетон; *I* — натяжение арматуры и бетонирование элемента; *II, IV* — готовый элемент; *III* — элемент во время натяжения арматуры; *1* — упор; *2* — домкрат; *3* — анкер

с бетоном в каналы инъецируют цементный или цементно-песчаный раствор.

Арматура может располагаться и с внешней стороны элемента (кольцевая арматура сенажных башен, силосов, резервуаров, трубопроводов). В этом случае после натяжения поверх арматуры наносят торкретированием защитный слой бетона или покрывают арматуру специальными антикоррозионными составами. Натяжение арматуры может осуществляться механическим, электротермическим, комбинированным и физико-химическим (самонапряжение) способами.

Механический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение ($\varepsilon_{sp} = \Delta l/l$, где Δl — абсолютное удлинение) арматуры, соответствующее заданному предварительному напряжению в ней $\sigma_{sp} = \varepsilon_{sp} E_s$), получают вытяжкой арматуры натяжными механизмами с помощью различных гидравлических и винтовых домкратов, грузовых устройств с системой блоков, рычагов и оттяжек, лебедок с полиспа-

стами и динамометрами, динамометрических тарировочных ключей, разнообразных намоточных машин для непрерывного армирования. Он пригоден для натяжения арматуры как на упоры, так и на бетон. Этим способом чаще всего натягивают канатную и проволочную, а также стержневую арматуру при одновременном натяжении всех арматурных стержней с помощью траверс.

Основные преимущества механического способа натяжения заключаются в точности и быстроте получения заданных предварительных напряжений в арматуре. Основные недостатки: дорогое натяжное оборудование и сложность производства работ. Во многих случаях (особенно для массовых изделий ограниченной протяженности) способ непрерывного армирования изделий намоточными машинами значительно выгоднее других способов, так как в этом случае не нужны достаточно дорогие технологические зажимы. Кроме того, он позволяет полностью автоматизировать процесс натяжения и укладки арматуры в точном соответствии с действующими усилиями.

Электротермический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение ε_{sp} арматуры, соответствующее заданному напряжению в ней $\sigma_{sp}=\varepsilon_{sp}E_s$, получают электрическим нагревом арматуры до соответствующей температуры (но не выше критической):

$$\varepsilon_{sp}=\alpha_t t, \qquad (5.1)$$

где t — температура нагрева арматуры.

За критическую температуру нагрева напрягаемой арматуры, при которой нет снижения ее прочности, принимают 400 °С — для стержневой арматуры, включая термически упрочненную (кроме Ат-V и Ат-VI); 300 °С — для арматуры из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм и более; 350 и 450 °С — соответственно для канатов диаметром 9 и 15 мм. Концы нагретой арматуры надежно анкеруют в упорах формы или стенда, препятствующих ее укорочению при охлаждении, что создает предварительное напряжение.

В общем случае температура нагрева арматуры

$$t \leqslant \varepsilon_{sp}/\alpha_t + \Delta_1/\alpha_t l_1 = 1/\alpha_t (\varepsilon_{sp} + \Delta_1/l_1) \leqslant t_u, \qquad (5.2)$$

где $\Delta_1=4...5$ мм — избыточное удлинение арматуры для беспрепятственной укладки ее в упоры форм; l_1 — длина нагреваемого участка арматуры; $\alpha_t=0{,}000012$ — коэффициент температурного удлинения арматуры, град$^{-1}$.

После приобретения бетоном передаточной прочности R_{bp} анкеры отпускают, и арматура, стремясь сократиться до первоначального состояния, обжимает бетон с заданным напряжением. Электротермический способ позволяет натягивать стержневую арматуру до $0{,}9R_{sn}$, а проволочную и прядевую — до $(0{,}55...0{,}60)R_{sn}$ и размещать ее в точном соответствии с действующими растягивающими усилиями. Электротермический метод натяжения арматуры разработан в СССР и начал применяться с 1958 г. Он надежен в работе, экономичен и малотрудоемок, поэтому получил наибольшее распространение в заводском производстве самых разнообразных сборных элементов длиной до 24 м с напрягаемой стержневой и канатной арматурой.

Комбинированный способ. Он представляет собой совокупность механического и электротермического методов натяжения арматуры. Усилие механического натяжения при этом принимают равным не более 25...30 % общего усилия натяжения арматуры, что полностью исключает обрывы арматуры (особенно на перегибах при непрерывном армировании). В этом заключается главное преимущество комбинированного метода натяжения арматуры по сравнению с механическим или электротермическим. Комбинированным способом целесообразно натягивать высокопрочную проволочную, канатную и пучковую арматуру. В последние годы он получает распространение (особенно при непрерывном армировании конструкций). Расход арматуры в конструкциях с непрерывной арматурой (канатной или проволочной) до 40 % меньше, чем в конструкциях с обычной линейной арматурой. Скорость подъема температуры не более 30...40 °С в секунду. Допускается радиус перегиба канатов на штырях при непрерывном армировании не менее 5 диаметров каната. Натяжение арматуры на упоры осуществляют механическим, электротермическим или комбинированным методами, а на бетон — только механическим методом.

Физико-химический способ. Сущность его заключается в самонапряжении железобетонных конструкций вследствие использования энергии расширяющегося цемента — ВРЦ. Опыты показали, что бетоны на таком цементе после достижения прочности 15...20МПа, обеспечивающей достаточное сцепление их с арматурой, расширяясь, вынуждают арматуру удлиняться. В ней соз-

даются предварительные напряжения, обжимающие бетон. Регулируя дозировкой расширение напрягающего цемента и соотношением площадей сечения арматуры и бетона расширение железобетона, получают широкий диапазон предварительного обжатия бетона (3...10 МПа). Самонапряженные железобетонные конструкции получают широкое распространение (например, в производстве напорных труб).

§ 5.3. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В качестве материалов для предварительно напряженных конструкций применяют бетон классов В20... В30 и выше в зависимости от класса арматуры (табл. 5.1). В предварительно напряженных конструкциях должна быть обеспечена надежная передача усилий натяжения арматуры на бетон за счет сцепления или специальных анкеров, устанавливаемых на концах арматурных элементов. На концевых участках этих элементов для восприятия концентрации усилий, передаваемых на бетон, должна устанавливаться дополнительная попереч-

Таблица 5.1. **Назначение классов бетона для предварительно напряженных конструкций в зависимости от класса применяемой арматуры**

№ п.п.	Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона, не ниже
1	Стержневая арматура (без анкеров) диаметром от 10 до 18 мм включительно, классов:	
	A-IV	B15
	A-V	B20
	A-VI	B30
	диаметром 20 мм и более, классов:	
	A-IV	B20
	A-V	B25
	A-VI	B30
2	Проволочная арматура классов:	
	B-II (при наличии анкеров)	B20
	B-II (без анкеров) диаметром:	
	до 5 мм включительно	B20
	6 мм и более	B30
	K-7 и K-19	B30

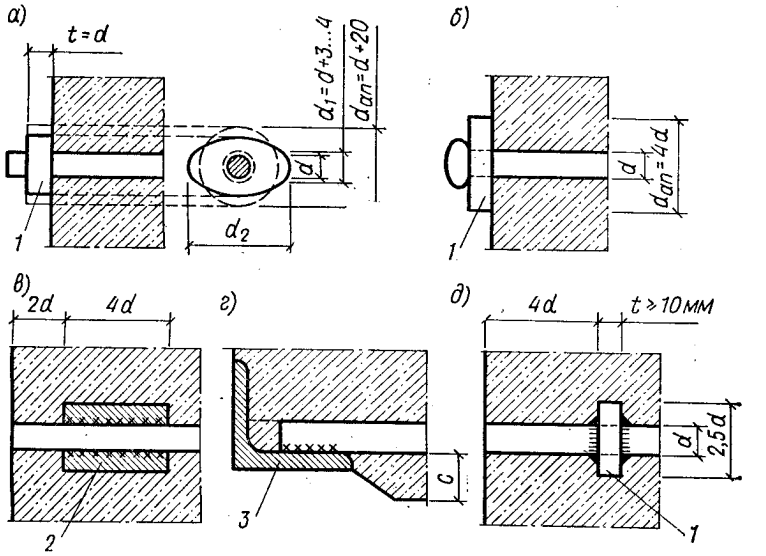


Рис. 5.2. Анкеры с запрессованными (*а*) или высаженными (*б*) головками, с приваренными коротышами (*в*), уголками (*г*) или шайбами (*д*)

1 — шайба; *2* — коротыш; *3* — уголок

ная или косвенная арматура в виде сварных сеток или хомутов. Если нет анкерных устройств, то арматуру располагают на длине участка не менее 20 см, а если они имеются, то на участке, равном двум длинам этих устройств.

Анкерные устройства устанавливают в случае, если не обеспечивается длина зоны передачи напряжения на бетон l_p. Она зависит от диаметра арматуры d, усилия предварительного натяжения арматуры σ_{sp}, передаточной прочности бетона R_{bp} (прочность к моменту обжатия) и определяется по формуле

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp}/R_{bp} + \lambda_p) d, \qquad (5.3)$$

где ω_p и λ_p — коэффициенты, принимаемые для стержневой арматуры: $\omega_p=0{,}3$; $\lambda_p=10$, для проволочной и канатов: $\omega_p=1{,}25...1{,}8$ и $\lambda_p=25...60$ (в зависимости от диаметра арматуры d).

Для стержневой арматуры периодического профиля $l_p \geqslant 15d$. В зависимости от видов арматуры и арматурных изделий, производственных возможностей применяют различные анкерные устройства (рис. 5.2). Для

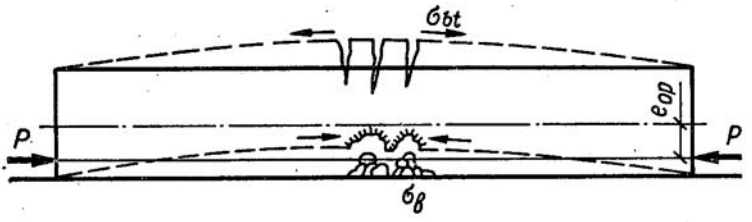


Рис. 5.3. Схема разрушения железобетонного предварительно напряженного элемента от усилий обжатия

стержневой арматуры рекомендуются анкеры в виде высаженных головок (рис. 5.2, *а*) и приваренных коротышей или шайб (рис. 5.2, *б*, *в*). Для арматуры классов А-IV, А-V, Ат-IVС — в виде обжатых шайб (рис. 5.2, *д*), а для несвариваемых арматурных сталей классов Ат-V, А-VI, Ат-VI — в виде гаек, навинчиваемых на нарезанный конец стержня (рис. 5.2, *д*). Кроме того, при натяжении арматуры применяют специальные зажимы и захваты.

Один из удачных технологических анкеров — полуавтоматический зажим НИИЖБа. Комплект таких зажимов из семи моделей позволяет натягивать все виды канатной, стержневой и проволочной арматуры, включая арматуру из несвариваемых сталей. Зажим не требует специальной подготовки концов арматуры. Их легко надевать и снимать после сброса нагрузки. Зажимы позволяют натягивать арматуру без риска обрыва до 0,8... 0,9 от своего нормативного сопротивления. Мощные арматурные пучки, состоящие из нескольких рядов проволок или нескольких канатов, закрепляют с помощью анкеров стаканного типа.

Начальная величина предварительного напряжения. При проектировании железобетонной конструкции очень важно правильно выбрать начальное предварительное напряжение. Если назначить его чрезмерно большим, то это может обернуться не улучшением работы конструкции, а, наоборот, ее разрушением. Это может произойти, например, из-за обрыва напрягаемой арматуры или из-за того, что в растянутой от усилия предварительного натяжения арматуры зоне появятся трещины с шириной раскрытия больше допустимой (рис. 5.3), или в бетоне возникнут напряжения, превышающие его прочность на сжатие. С другой стороны, если предварительное напря-

жение назначить небольшим, то эффект преднапряжения будет сказываться очень слабо, а со временем может совсем исчезнуть.

Чтобы избежать разрушения сжатой от предварительного напряжения арматуры зоны конструкции, а также развития больших неупругих деформаций ползучести, ведущих к значительным потерям преднапряжения, кубиковая прочность бетона к моменту обжатия (так называемая передаточная) R_{bp} должна быть не менее 11 МПа, а при стержневой арматуре класса А-VI, арматурных канатах К-7, К-19 — до 15,5 МПа, но во всяком случае не менее 50 % от принятого класса бетона. Кроме того, нормы устанавливают наибольшее допускаемое значение отношения сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия к передаточной прочности бетона R_{bp} в зависимости от зимней температуры наружного воздуха, вида обжатия (центрального и внецентренного), способа натяжения арматуры и напряженного состояния сечения. При этом отношение σ_{bp}/R_{bp} находится в пределах 0,45...0,95. Предварительное натяжение принимается равным:

$$0,3R_{s,ser} \leqslant \sigma_{sp} - p; \qquad \sigma_{sp} + p \leqslant R_{s,ser}, \tag{5.4}$$

где p — допустимое отклонение предварительного напряжения: при механическом способе натяжения $p=0,05\sigma_{sp}$ и при электротермическом способе $p=p_1(1+l_1/l)$: здесь $p_1=30$ МПа, $l_1=12$ м, l — длина натягиваемого стержня.

В пределах указанных ограничений предварительное напряжение σ_{sp} принимают по возможности наибольшим. Нормами проектирования рекомендуется учитывать изменчивость предварительных напряжений в арматуре при расчете элементов на трещиностойкость и прочность. С этой целью вводится коэффициент точности натяжения арматуры, корректирующий величину предварительного напряжения

$$\gamma_{sp} = 1 \pm 0,5(p/\sigma_{sp})\left(1 + 1/\sqrt{n_p}\right) \begin{cases} \geqslant 1,1 \\ \leqslant 0,9, \end{cases} \tag{5.5}$$

где $P=0,05\sigma_{sp}$ — поправка при механическом способе натяжения арматуры и $p=(30+360)/l$ — при электротермическом способе, где величина 30 — в МПа и l — длина натягиваемого стержня, м; σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь; n — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

Значения коэффициента γ_{sp}, определяемые по формуле (5.5), зависят от степени предварительного обжатия.

Знак «плюс» принимается при неблагоприятном влиянии предварительных напряжений на результаты расчета, знак «минус» — при благоприятном.

§ 5.4. ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

Величина предварительного напряжения арматуры вследствие различных причин снижается, т. е. происходят его потери. Потери напряжения зависят от интенсивности способа натяжения арматуры, технологии изготовления конструкций, физико-механических свойств арматурной стали и бетона, температурно-влажностных условий окружающей среды. Точные их значения во многих случаях вычислить достаточно сложно и строительными нормами приняты упрощающие зависимости для их определения. Потери предварительного напряжения подразделяются на первые, происходящие до момента окончательного обжатия элемента и на вторые, наблюдаемые после его обжатия.

Первые потери предварительного напряжения

1. Потери от релаксации напряжений арматуры при механическом способе натяжения:

$$\text{проволочной } \sigma_1 = (0{,}22\sigma_{sp}/R_{s,ser} - 0{,}1)\,\sigma_{sp}; \qquad (5.6)$$

$$\text{стержневой } \sigma_1 = 0{,}1\sigma_{sp} - 20 \text{ МПа}, \qquad (5.7)$$

где величина σ_{sp} принимается без учета потерь.

Потери от релаксации напряжений арматуры при электротермических способах натяжения:

$$\text{проволочной } \sigma_1 = 0{,}05\sigma_{sp}; \qquad (5.8)$$

$$\text{стержневой } \sigma_1 = 0{,}03\sigma_{sp}. \qquad (5.9)$$

Если величина σ_1, вычисленная по формулам (5.5—5.8), получается отрицательной, следует принимать $\sigma_1 = 0$.

Релаксация и ползучесть — проявление реологических свойств стали. Релаксация — это снижение напряжений при фиксированной длине, которая зависит от механических свойств, химического состава стали, технологии изготовления арматуры и особенно интенсивно развивается в течение первых часов после натяжения.

2. Потери от разности температур натянутой армату-

ры и оборудования, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона (потери от температурного перепада):

для бетонов В15...В40

$$\sigma_2 = 1{,}25\Delta t; \qquad (5.10)$$

для бетонов В45 и выше

$$\sigma_2 = 1{,}0\Delta t, \qquad (5.11)$$

где Δt — температурный градиент, при отсутствии точных данных принимают $\Delta t = 65$ °С. При натяжении арматуры на форму — поддон, который подвергается пропариванию с изделием, $\Delta t = 0$ и потери σ_2 не учитываются.

3. Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, зависят от способа натяжения арматуры.

При натяжении арматуры на упоры потери:

$$\sigma_3 = E_s \Delta l / l, \qquad (5.12)$$

где $\Delta l = 2$ мм — деформации опрессованных шайб или смятие высаженных головок, $\Delta l = 1{,}25 + 0{,}15d$ — смещение стержней в инвентарных зажимах (d — диаметр стержня в мм); l — длина натягиваемой арматуры.

При натяжении арматуры на бетон потери

$$\sigma_3 = E_s (\Delta l_1 + \Delta l_2)/l, \qquad (5.13)$$

где $\Delta l_1 = 1$ мм — деформации шайб или прокладок; $\Delta l_2 = 1$ мм — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов.

При электротермическом методе натяжения, а также при анкерах в виде плотно завинчиваемых гаек, несмещаемых захватов, клиновидных шайб принимают $\sigma_3 = 0$.

4. Потери от трения арматуры об огибающие приспособления, устраиваемые при необходимости изменения направления напрягаемой арматуры:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp}(1 - 1/e^{\delta\theta}), \qquad (5.14)$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад; $\delta = 0{,}25$ — коэффициент.

При натяжении арматуры на бетон учитывают потери от трения арматуры о стенки каналов или поверхности бетона конструкций. Для уменьшения потерь от трения арматуры при ее натяжении целесообразно осуществлять натяжение арматуры с обоих концов элемента.

5. Потери деформации стальной формы, происходя-

щие в процессе натяжения арматуры

$$\sigma_5 = \eta E_s \Delta l / l, \qquad (5.15)$$

где при натяжении арматуры домкратами $\eta = (n-1)/2n$ — а при натяжении намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом) $\eta = (n-1)4n$; n — число групп стержней, натягиваемых одновременно; Δl — деформация ферм; l — расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции форм допускается принимать $\sigma_5 = 50$ МПа. При электротермическом способе натяжения $\sigma_5 = 0$.

6. Потери от быстронатекающей ползучести бетона естественного твердения определяют по формулам:

$$\text{если } \sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant \alpha, \text{ то } \sigma_6 = 40\sigma_{bp}/R_{bp}; \qquad (5.16)$$

$$\text{если } \sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha, \text{ то } \sigma_6 = 40\alpha + 85\beta\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha\right), \qquad (5.17)$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые:

$$\alpha = 0{,}25 + 0{,}025R_{bp} \leqslant 0{,}8; \qquad (5.18)$$

$$\beta = 5{,}25 - 0{,}185 \text{ (не более 2,5 и не менее 1,1)} \qquad (5.19)$$

σ_{bp} — предварительное напряжение в бетоне на уровне центра рассматриваемой продольной арматуры s и s' от действия усилия предварительного обжатия с учетом потерь $\sigma_1 ... \sigma_5$.

При бетоне, подвергнутом тепловой обработке, потери σ_6, вычисленные по формулам (5.16 и 5.17), умножаются на коэффициент 0,85.

Вторые потери предварительного напряжения.

7. Потери от релаксации напряженной арматуры σ_7, напрягаемой способом натяжения на бетон, для проволочной и стержневой арматуры определяют по формулам (5.6) и (5.7).

8. Потери от усадки бетона вычисляют без учета влияния напряженного состояния на усадочные деформации по рекомендациям, приведенным в табл. 5.2. Усадка бетона, вызывая сокращение длины арматуры, приводит к потерям напряжений в ней σ_8.

9. Потери от ползучести бетона естественного твердения σ_9 (МПа):

$$\text{если } \sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant 0{,}75, \text{ то } \sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}/\sigma_{bp}; \qquad (5.20)$$

$$\text{если } \sigma_{bp}/R_{bp} > 75, \text{ то } \sigma_9 = 300\alpha\,(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0{,}375), \qquad (5.21)$$

где σ_{bp} — та же величина, что и в п. 6 настоящего параграфа, но с учетом $\sigma_1 ... \sigma_6$; α — коэффициент, принимаемый для бетона: естест-

Таблица 5.2. **Потери предварительного напряжения арматуры от усадки бетона σ_8, МПа**

Вид бетона	Вид натяжения арматуры		
	на упоры		на бетон
	бетон естественного твердения	бетон, подвергнутый тепловой обработке	
Тяжелый класса $\leqslant$B35	40	35	30
То же класса B40	50	40	35
То же класса $>$B45	60	50	40
Легкий на заполнителе:			
плотном	50	45	40
пористом	70	60	60

венного твердения — 1, подвергнутого тепловой обработке — 0,85. Для легких бетонов на мелком пористом заполнителе потери σ_9 вычисляют по формулам (5.15) и (5.21), но с коэффициентом 1,2.

10. Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, применяемой для предварительного обжатия труб и резервуаров диаметром до 3 м (МПа):

$$\sigma_{10} = 10 - 0{,}22 d_{ext}, \tag{5.22}$$

где d_{ext} — наружный диаметр конструкции, см.

11. Потери от деформации обжатия стыков между блоками составляют

$$\sigma_{11} = (n\Delta l)/lE_s, \tag{5.23}$$

где n — число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры l (мм); Δl — обжатие стыка, принимаемое равным для стыков, заполненных бетоном, 0,3 мм; при стыковании насухо — 0,8 мм.

В случае если заранее известен срок загружения конструкции (например, загрузка сенажных башен, силосов), то потери от усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона умножают на коэффициент

$$\varphi_t = 4t/(100 + 3t), \tag{5.24}$$

где t — время в сутках, отсчитываемое для потерь σ_8 со дня окончания бетонирования и для потерь σ_9 — со дня обжатия бетона. При $t = 100$ сут коэффициент $\varphi_t = 1$.

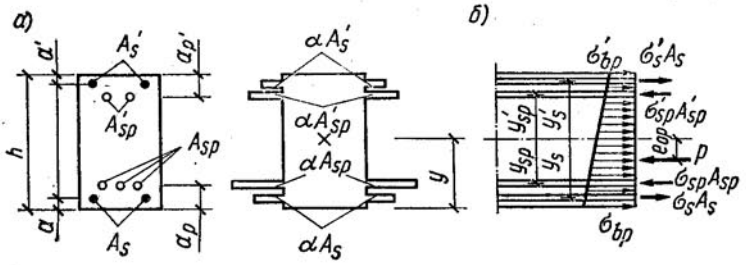


Рис. 5.4. Приведенное сечение (*а*) и схема усилий в сечении предварительно напряженного элемента (*б*)

§ 5.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

Напряжения в бетоне и арматуре в нормальных сечениях элементов от усилия предварительного обжатия и других нагрузок, действующих в период обжатия, определяют в предположении упругого состояния конструкции с учетом приведенной площади сечения и ослаблений его каналами или пазами. Приведенную площадь нормального сечения элемента, имеющего в своем составе продольную арматуру или бетоны различной прочности (например, при двухстадийном изготовлении конструкции), получают, приводя сечение арматуры и площади разнородного бетона к бетону одного класса, умножая их на коэффициенты приведений (рис. 5.4, *а*).

Для арматуры с модулем упругости E_{sp} коэффициент приведения $\alpha = E_{sp}/E_b$, для бетона с модулем упругости E_{bi} коэффициент приведения

$$\alpha_{bi} = E_{bi}/E_b.$$

Геометрические параметры приведенного сечения определяют по формулам:

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_{sp}' + \alpha A_s + \alpha A_s'; \qquad (5.25)$$

статический момент площади приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A_{sp}' (h - a_p') + \alpha A_s a + \alpha A_s' (h - a'); \qquad (5.26)$$

расстояние от растянутой грани до центра тяжести

приведенного сечения

$$y = S_{red}/A_{red}; \qquad (5.27)$$

момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y_s^{1/2}. \qquad (5.28)$$

Если площадь арматуры составляет $\leqslant 0{,}8$ % площади сечения бетона, то можно при определении геометрических характеристик сечения арматуру не учитывать .

Усилие предварительного обжатия бетона принимают равным равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматурах

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma'_s A'_s, \qquad (5.29)$$

а эксцентриситет приложения этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения определяют из условия равенства моментов равнодействующей и составляющих (рис. 5.4, *б*)

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s}{P}. \qquad (5.30)$$

Напряжения в бетоне в сечениях, нормальных к оси элемента, от действия обжимающей силы P находят как для внецентренно сжатого элемента

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} \pm Pe_{0p} y_i / I_{red}. \qquad (5.31)$$

В формулах (5.29) — (5.31)

σ_{sp}/σ'_{sp} — напряжения в напрягаемой растянутой (сжатой) арматуре, принимаются в стадии обжатия — с учетом первых потерь σ_{sp} — $-\sigma_{loss1}$ ($\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss1}$), а в стадии эксплуатации — с учетом полных потерь $\sigma_{sp} - \sigma_{loss}$ ($\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss}$); $\sigma_s(\sigma'_s)$ — сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, в стадии обжатия равны потерям от быстронатекающей ползучести $\sigma_s = \sigma_6(\sigma'_s = \sigma'_6)$, а в стадии эксплуатации — потерям от усадки и ползучести $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$ ($\sigma'_s = \sigma_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$); y_i — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, в котором определяются напряжения.

При изготовлении предварительно напряженных конструкций необходимо знать контролируемые по приборам усилия натяжения (или напряжения) в напрягаемой арматуре. Напряжения в арматуре, контролируемые по окончании натяжения на упоры, определяют с учетом деформаций анкеров σ_3 и трения между арматурой и огибающими приспособлениями σ_4 (если есть переги-

бы арматуры):

$$\sigma_{con1} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con1} = \sigma'_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4. \qquad (5.32)$$

При натяжении арматуры на бетон одновременно с натяжением арматуры часть усилий расходуется на обжатие бетона. Контролируемые напряжения в арматуре

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp}; \quad \sigma'_{con2} = \sigma'_{sp} - \alpha\sigma'_{bp}, \qquad (5.33)$$

где σ_{sp} и σ'_{sp} вычисляются без учета потерь предварительного напряжения; σ_{bp} и σ'_{bp} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры s и s' от действия усилия обжатия P, определяемого с учетом первых потерь.

§ 5.6. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ИЗМЕНЕНИЯ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рассмотрим характер изменения напряженного состояния в нормальном сечении изгибающего элемента, предварительное напряжение в котором создается путем натяжения арматуры на упоры. При этом наблюдаются следующие состояния (рис. 5.5).

Состояние 1. Нижняя A_{sp} и верхняя A'_{sp} арматуры натянуты на упоры формы до контролируемых напряжений σ_{con1} и σ'_{con1}, равных предварительному напряжению σ_p и σ'_p, за вычетом потерь от деформации анкеров σ_3 и от трения об огибающие устройства σ_4.

Состояние 2. Элемент бетонируется и после твердения при тепловой обработке происходит основная часть первых потерь предварительного напряжения, кроме потерь от быстронатекающей ползучести.

Состояние 3. При достижении бетоном отпускной прочности R_{bp} имеет место отпуск усилия напрягаемой арматуры, и оно передается на бетон. В случае $A_{sp} > A'_{sp}$ конструкция приобретает выгиб f_{cb} за счет внецентренного приложения усилия обжатия P_o.

При обжатии элемента напряжение в арматуре уменьшается на величину $\alpha\sigma_{bp1}$ в арматуре A_{sp} и на $\alpha\sigma'_{bp1}$ в арматуре A'_{sp} (где σ_{bp1} и σ'_{bp1} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматур A_{sp} и A'_{sp} с учетом первых потерь, $\alpha = E_s/E_b$).

Состояние 4. После обжатия элемента с течени-

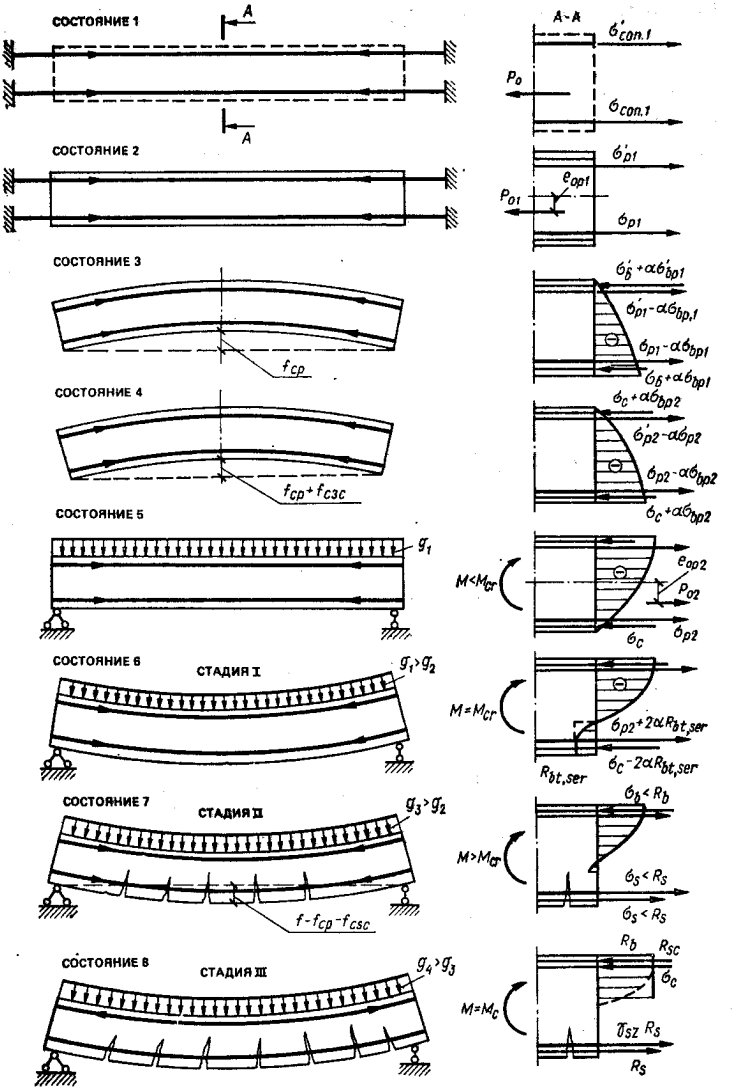


Рис. 5.5. Изменение напряженных состояний изгибаемого элемента, изготовляемого с натяжением арматуры на упоры

ем времени вследствие ползучести и усадки бетона напряжения в предварительно напрягаемой арматуре уменьшаются на величину вторых потерь, а сжимающие напряжения в арматуре A_s и A_s' возрастают, достигая соответственно $\sigma_c+\alpha\sigma_{bp2}$ и $\sigma_c'+\alpha\sigma_{bp2}$ (где σ_c и σ_c' — напряжения в арматуре A_s и A_s', равные полным потерям от ползучести и усадки бетона). Одновременно происходит рост выгиба элемента на величину f_{csc} за счет усадки и ползучести бетона.

Состояние 5. После приложения внешней нагрузки напряжения обжатия бетона погашаются. Изгибающий момент от нагрузки создает в сечении двухзначную эпюру приращения напряжений. Эти напряжения суммируются с напряжениями предварительного обжатия. Увеличиваются растягивающие напряжения в арматуре A_{sp} и уменьшаются сжимающие напряжения в арматуре A_s, уменьшается прогиб элемента. В сжатой зоне от действия нагрузки растягивающие напряжения в арматуре A_{sp}' уменьшаются, а сжимающие в арматуре A_s' возрастают. В этом состоянии внешняя нагрузка и момент от нее погашают до нуля предварительное обжатие бетона на уровне центра тяжести арматуры. Напряжение в предварительно напрягаемой арматуре будет равно начальному напряжению, но за минусом суммы всех потерь напряжения. В ненапрягаемой арматуре A_s напряжения уменьшаются до величины $\sigma_c=\sigma_6+\sigma_8+\sigma_9$.

Состояние 6. Внешняя нагрузка возрастает до значения, при котором возникает растяжение бетона, что соответствует наступлению стадии I напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента и характерно для элементов, работающих в стадии эксплуатации без трещин. В этой стадии напряжения в арматуре A_{sp} увеличиваются, а в арматуре A_{sp}' уменьшаются. Растягивающие напряжения в бетоне равны предельному сопротивлению растяжения $\sigma_{bt}=R_{bt,ser}$, напряжения в предварительно напрягаемой арматуре достигают $\sigma_{sp2}+2\alpha R_{bt,ser}$, а сжимающие напряжения в арматуре A_s уменьшаются до $\sigma_c-2\alpha R_{bt,ser}$.

Состояние 7. При последующем увеличении нагрузки образуются трещины, и наступает стадия II работы элемента. В сечениях, совпадающих с трещинами, усилия в растянутой зоне воспринимаются только одной растянутой арматурой. Напряжения в бетоне сжа-

той зоны и растянутой арматуре растут, но не достигают предельных значений.

Состояние 8. При последующем увеличении нагрузки наступает стадия III, когда элемент разрушается, что происходит при достижении растянутой арматурой или бетоном сжатой зоны значения предельного сопротивления.

Таким образом, предварительное напряжение практически не влияет на несущую способность элементов. При натяжении арматуры на бетон общая картина изменения напряженного состояния поперечных сечений элемента аналогична рассмотренной. Некоторое отличие состоит в значении напряжений, контролируемых при натяжении арматуры, определении потерь предварительного напряжения и последовательности их проявления. Учет рассмотренных напряженных состояний необходим при расчетах предварительно напряженных конструкций. Образование трещин рассчитывают на основании стадии I. По стадии II определяют ширину раскрытия трещин и прогибы. По стадии III находят несущую способность изгибающих элементов по прочности их нормальных сечений.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. В чем сущность предварительного напряжения?
2. Каковы преимущества предварительно напряженных конструкций?
3. В чем отличие схем натяжения напрягаемой арматуры на упоры и на бетон?
4. Какие технологические способы существуют для создания предварительного напряжения?
5. Какие классы арматуры используют для армирования предварительно напряженных конструкций?
6. Назовите классы бетона, которые идут на изготовление предварительно напряженных конструкций.
7. Дайте понятие передаточной прочности бетона.
8. Какие принципы усиления концевых участков предварительно напряженных элементов вы знаете?
9. Как назначается предварительное напряжение в арматуре?
10. Для чего вводят коэффициент точности натяжения?
11. Перечислите виды потерь предварительного напряжения.
12. Как определяются напряжения в бетоне при обжатии?
13. Какова последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных изгибаемых элементов?

Глава 6. Расчет прочности изгибаемых элементов

§ 6.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ВИДЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

К изгибаемым железобетонным элементам относятся плиты и балки. Они могут быть как самостоятельными, так и входить в состав сложных конструкций и сооружений, таких как ребристые перекрытия, элементы каркасов сооружений (рис. 6.1).

Плиты. Плитами называют плоские конструкции, толщина которых значительно меньше ширины b и длины l. В статическом и конструктивном отношении различают плиты балочные и опертые по контуру. Если плита опирается четырьмя сторонами и имеет соотношение сторон меньше двух, то она изгибается в двух направлениях и является опертой по контуру. При соотношении сторон больше двух плита изгибается в направлении вдоль короткой стороны. Такую плиту, а также плиту, опертую только двумя противоположными сторонами, называют балочной. Толщина плит должна быть возможно меньше, так как масса плиты составляет значительную долю нагрузки на конструкцию или сооружение. Плиты при наименьшей толщине должны удовлетворять требованиям по прочности и жесткости. В монолитных конструкциях толщину плит при свободном опирании принимают: в зданиях не менее $^1/_{35}$ пролета и, в частности, толщину монолитных покрытий — 40 мм; для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий — 50 мм; для плит из легкого бетона классов В7,5 и ниже — 70.

При полезных нагрузках более 10 кН/м² независимо от назначения плит рекомендуется принимать их толщину не менее 100 мм. Минимальная толщина сборных плит может быть уменьшена по сравнению с монолитными и составлять 25—30 мм. Она зависит от защитного слоя бетона и диаметра продольной и поперечной арматуры, расположенной по высоте сечения плиты.

Сборные плиты применяют разных видов и размеров в зависимости от их назначения. Крупноразмерные сборные плиты называют панелями. В поперечном сечении они могут быть сплошными, ребристыми и пустотными (рис. 6.2). Пустоты в плитах бывают прямоугольные

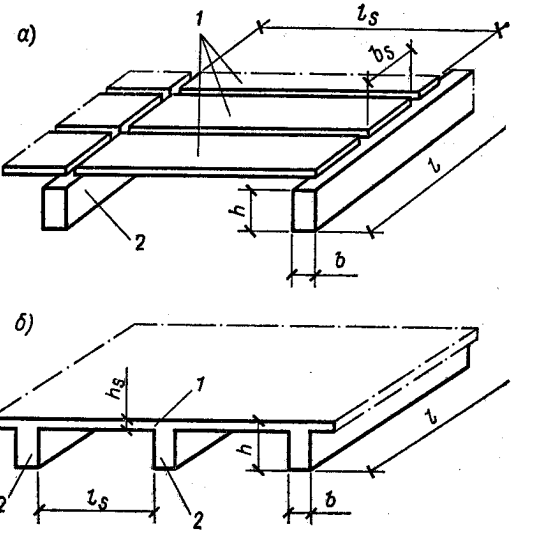


Рис. 6.1. Изгибаемые железобетонные элементы

а — сборное покрытие; *б* — монолитное перекрытие; *1* — плиты; *2* — балки

с закругленными углами, круглые и овальные с плоской или сводчатой поверхностью. По сравнению со сплошными плитами ребристые и пустотные экономичнее по расходу материалов и характеризуются меньшей массой. Минимальная толщина полок и ребер плит составляет 25...35 мм и определяется расположением и диаметром арматуры, а также толщиной защитного слоя. Полная высота плит назначается из условия их прочности и жесткости и составляет $^1/_{15}...^1/_{30}$ пролета, а размеры в плане определяются компоновкой конструктивной схемы сооружения. Сборные плиты (панели) армируют плоскими сварными сетками и каркасами, которые объединяют в один пространственный каркас, удобный для установки в форму.

В многопустотных плитах продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения, а в ребристых — в ребрах. Напрягаемой продольной арматурой в них служат стержни классов A-IV, A-V, высокопрочная проволока и канаты. Плиты, армированные высокопрочной проволокой диаметром 3... 4 мм, называют струнобетонными. Ограниченная высота сечения типовых сборных плит лимитирует возможность применения ненапрягаемой арматуры из-за опасности развития недопустимых прогибов и чрезмерного раскры-

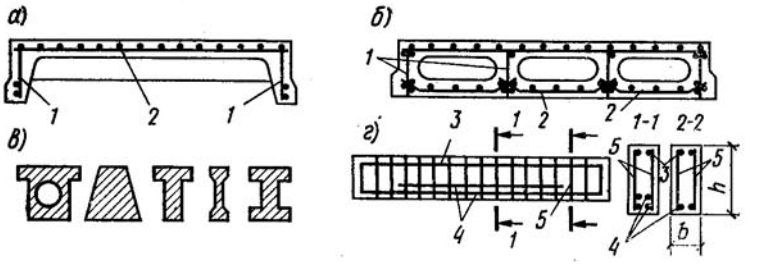


Рис. 6.2. Железобетонные плиты и балки

а, б — поперечные сечения железобетонных плит; *в* — поперечные сечения железобетонных балок; *г* — армирование балки; *1* — арматурные каркасы плит; *2* — арматурные сетки плит; *3* — монтажная арматура; *4* — продольная рабочая арматура; *5* — поперечная арматура

тия трещин. Плиты с высотой поперечного сечения 160 мм и менее запрещается армировать ненапрягаемой арматурой, начиная с пролетов более 3,6 м. В ребрах сборных плит и настилов шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня. Напрягаемую арматуру в виде стержней или канатов в пустотных и ребристых плитах располагают по оси каждого ребра плиты или вблизи этой оси.

Монолитные плиты имеют сплошное поперечное сечение, армируют их, как правило, ненапрягаемой арматурой в виде сеток, состоящих из рабочих и монтажных (распределительных) стержней. Предварительно напрягаемую арматуру из-за сложности производства работ применяют в монолитных плитах редко, за исключением особо ответственных сооружений (покрытия аэродромов, автомобильных дорог и т. д.). Рабочую арматуру укладывают в растянутых зонах плиты пролета в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 6.3). В однопролетных плитах ее размещают только внизу (рис. 6.3, *а*). Часть стержней рабочей арматуры в целях экономии стали может заканчиваться в пролете (рис. 6.3, *а*, вариант 2). При этом до опоры доводят столько стержней, чтобы площадь их сечения на 1 м ширины плиты составляла не менее $^1/_3$ площади сечения стержней в пролете. Диаметр рабочих стержней обычно составляет 3...12 мм, а в сильно нагруженных плитах — 16...20 мм. Расстояние между осями стержней на участках с максимальными моментами принимают $s \leqslant 200$ мм при толщине плиты $h_s \leqslant 150$ мм и $s \leqslant 1{,}5$ при $h_s > 150$ мм.

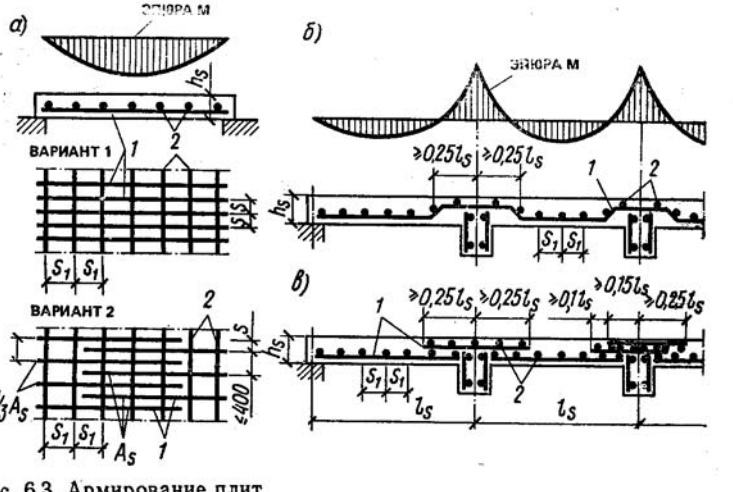


Рис. 6.3. Армирование плит

а — однопролетной; *б* — многопролетной с непрерывным армированием; *в* — то же, с раздельным армированием; *1* — рабочие стержни; *2* — монтажные (распределительные) стержни

На остальных участках это расстояние независимо от толщины плиты должно быть не более 400 мм (см. рис. 6.3, *а*). В плитах толщиной более 350 мм расстояние между осями рабочих стержней диаметром более 20 мм допустимо увеличивать до 600 мм.

Распределительная (монтажная) арматура диаметром 3...8 мм располагается поперек пролета обычно с шагом $s_1 = 150...350$ мм, но не реже чем через 500 мм, и служит для обеспечения проектного положения рабочих стержней, восприятия усадочных и температурных деформаций бетона и распределения действующих на плиту сосредоточенных нагрузок на большую площадь (рис. 6.3, *б*, *в*). Сечение распределительной арматуры должно составлять не менее 10 % сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. При армировании плит толщиной $h_s \geqslant 120$ мм и при содержании рабочей арматуры до 1,5 % расстояние между стержнями распределительной арматуры можно увеличивать до 600 мм. На всех участках плиты расстояние между стержнями как рабочей, так и распределительной арматуры независимо от их расположения должно быть не менее 50 мм.

Армируют плиты сварными сетками. Стержни рабо-

чей арматуры плит принимают диаметром 3...12 мм, устанавливая их в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху многопролетных плит) с шагом не более 200 мм — при толщине плиты менее 150 мм и с шагом, равным $1{,}5h$, — при толщине плиты более 150 мм. Плиты армируются продольной или поперечной рабочей арматурой. Продольным армированием называется система укладки арматуры параллельно продольной оси элемента. Поперечное армирование — это система укладки арматуры перпендикулярно или наклонно к продольной оси элемента. Площадь сечения рабочей арматуры плит определяют расчетом. В сплошных плитах расстояния между рабочими продольными стержнями, доводимыми до опоры, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения рабочих стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту. При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни отгибать в верхнюю зону. Распределительные стержни, образующие совместно с рабочими стержнями сетку, обеспечивают их правильное положение при бетонировании, воспринимают не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона и изменения температуры, а при действии местных нагрузок распределяют их на большую площадь. Диаметр распределительных стержней назначают равным 3...8 мм, шаг 200...350 мм, площадь поперечного сечения не менее 10 % рабочей арматуры.

Сборно-монолитные плиты состоят из сборных элементов и монолитных частей, бетонируемых на строительной площадке. Затвердевший бетон связывает конструкцию в единую совместно работающую систему. Сборные элементы обычно служат опалубкой для монолитного бетона и в то же время в них размещается основная арматура. Другая разновидность сборно-монолитных плит представляет собой сочетание струнобетонных предварительно напряженных элементов, выполняющих роль арматуры, с монолитным бетоном. Сборные элементы изготовляют из бетона высоких классов, а для монолитных участков применяют бетон обычных классов. Сборно-монолитные конструкции применяют в промышленном и гидротехническом строительстве.

Балки. Балкой называют линейную конструкцию,

размеры поперечного сечения которой значительно меньше ее длины. Поперечные сечения железобетонных балок без предварительного напряжения арматуры обычно бывают прямоугольные, тавровые (с полкой внизу или вверху), трапециевидные. Для балок с предварительно напрягаемой арматурой характерными сечениями являются тавровое и двутавровое. В зависимости от нагрузок и назначения высота балок изменяется в широких пределах от $^1/_8$ до $^1/_{15}$ пролета. В балках с предварительно напрягаемой арматурой она может составлять до $^1/_{25}$ пролета. В целях типизации элементов высоту сечения принимают кратной 50 мм при высоте до 600 мм и кратной 100 мм при большей высоте. Ширину прямоугольных балок назначают в пределах $(0{,}25...0{,}5)h$, а именно: 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250 и далее через 50 мм. Ширину ребра тавровых и двутавровых балок рекомендуется принимать минимальной из условия размещения арматуры и удобства бетонирования, но не менее 120 мм в монолитных балках и 80 мм в сборных. Для снижения расхода бетона ширина балок должна быть по возможности наименьшей.

Продольную рабочую арматуру укладывают по эпюре изгибающих моментов в растянутых зонах. Ее располагают по возможности равномерно по ширине балки и ближе к растянутой грани с соблюдением минимальных толщин защитного слоя бетона, что увеличивает несущую способность элемента. Для продольной ненапрягаемой арматуры балок применяют стержни диаметром 12... 32 мм, а в гидротехнических сооружениях — до 100 мм. Арматура диаметром более 32 мм затрудняет производство работ и используется реже. Применение стержней различных диаметров усложняет производство работ, поэтому в одной балке рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочей арматуры, разница между ними должна составлять более 2 мм. При этом более толстые стержни размещают в углах.

Ненапрягаемая арматура располагается по высоте в один или два ряда во избежание большой разницы между напряжениями в отдельных стержнях, а для предварительно напряженной число рядов не ограничивается. В балках шириной более 150 мм число рабочих стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух, а при ширине 150 мм и менее возможна установка одного стержня. Расстояния в свету между стержнями,

канатами, пучками назначают с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, а в предварительно напряженных конструкциях, кроме того, учитывают габариты натяжного оборудования и концевых анкеров.

Минимальные расстояния в свету и толщины защитных слоев бетона в элементах с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженной, натягиваемой до бетонирования (на упоры), показаны на рис. 6.4, *а, б* в зависимости от расположения стержней при бетонировании. Если нижняя арматура располагается по высоте более чем в два ряда, то расстояние в свету по горизонтали между стержнями в верхних рядах (кроме двух нижних) должно быть не менее 50 мм. При назначении расстояний между стержнями в сварных каркасах следует также учитывать технологические требования по их конструированию.

В стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними). Такие пары стержней при назначении расстояний между ними рассматривают как условный стержень диаметром

$$d_{red} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2},$$

где d_1 и d_2 — диаметры сближенных стержней.

Поперечную арматуру ставят в соответствии с эпюрой поперечных сил и конструируют в зависимости от типа каркаса. В железобетонных балках целесообразно применять сварные каркасы, обеспечивающие индустриальность производства работ. Прямоугольные и тавровые балки шириной 150 мм и менее можно армировать одним плоским сварным каркасом (рис. 6.5, *а*). Такой тип армирования применяют обычно для второстепенных балок монолитных ребристых перекрытий или небольших сборных балок. При ширине балок более 150 мм устанавливают два или больше сварных каркаса, которые объединяют в пространственный путем приварки поперечных соединительных стержней диаметром 5...6 мм через 1...1,5 м (рис. 6.5, *б, в*). Поперечные соединительные стержни можно использовать для укладки на них дополнительно рабочего стержня (рис. 6.5, *г*). Диаметр поперечных стержней (хомутов) и их шаг вдоль балок определяют расчетом. Минимальный диаметр хомутов в сварных каркасах назначается в зависимости от условий свариваемости с продольной арматурой и обычно принимается равным 6...10 мм.

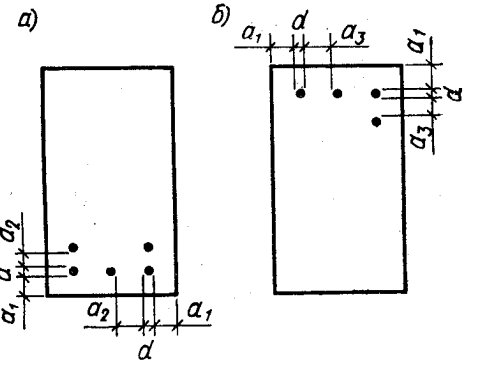


Рис. 6.4. Размещение рабочей арматуры в поперечном сечении балок

а — армирование нижней части элемента; *б* — то же верхней части $a_1 \geqslant d$, $a_1 \geqslant 15$ мм при $h < 250$ мм, $a_1 > 20$ мм при $h \geqslant 250$ мм; $a_2 \geqslant d$, $a_2 \geqslant 25$ мм; $a_3 \geqslant d$, $a_3 \geqslant 30$ мм

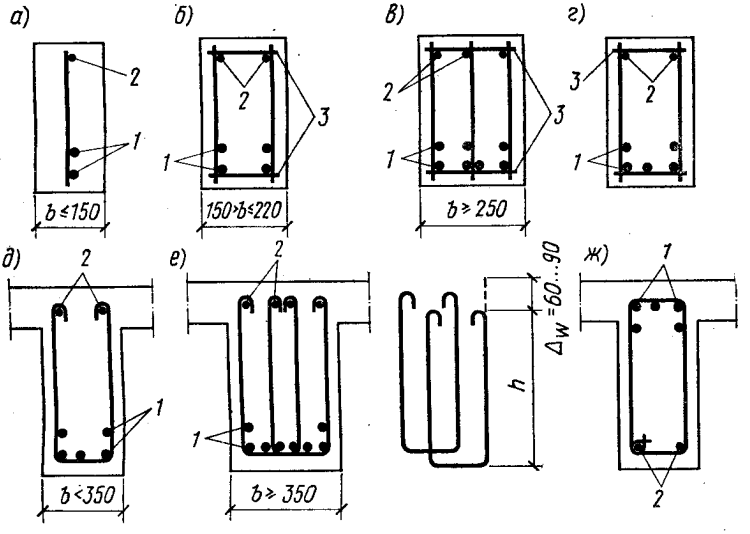


Рис. 6.5. Армирование балок сварными и вязаными каркасами

1 — рабочая арматура; *2* — монтажная арматура; *3* — поперечные соединительные стержни

При армировании балок отдельными ненапрягаемыми стержнями их объединяют с помощью хомутов и монтажных стержней в вязаные каркасы. При этом рабочие стержни стремятся располагать равномерно по ширине балки. Если ширина балки менее 350 мм, в одном ряду не более пяти рабочих стержней, то ставят двухветвенный хомут (рис. 6.5, *д*). При большем числе

стержней или при $b \geqslant 350$ мм рекомендуется ставить четырехветвенные хомуты (рис. 6.5, *е*). Хомуты конструируют так, чтобы в местах их перегиба и загиба концевых крюков обязательно располагались продольные стержни. Различают хомуты открытые и замкнутые. В тавровых балках, соединенных монолитно с плитой, при продольной арматуре в ребре ставят открытые хомуты. В прямоугольных балках, а также в тавровых с продольной рабочей арматурой в плите, например на опорах неразрезных балок, применяют замкнутые хомуты. Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 5 мм при высоте балок $h \leqslant 800$ мм и не менее 8 мм при $h \leqslant 800$ мм (рис. 6.5, *ж*). В дополнение к хомутам в балках устанавливают наклонные или отогнутые стержни. Они эффективнее поперечных стержней, поскольку располагаются ближе к траектории главных растягивающих напряжений. Отогнутые стержни целесообразны в вязаных каркасах, так как они дают экономию стали и повышают жесткость арматурного изделия. Монтажная арматура служит для объединения всех стержней в каркас, устойчивый при транспортировании и бетонировании, и принимается диаметром 10...12 мм, но менее диаметра поперечных стержней ($d_\omega + 2$ мм). В сборных элементах при их транспортировании и подъеме монтажные стержни используют как рабочие. Конструктивную арматуру устанавливают в балке для восприятия внутренних усилий, не учитываемых расчетом, а также для объединения стержней в плоские и пространственные каркасы (например, монтажная арматура, поперечные соединительные стержни) и т. п. Необходимость установки конструктивной арматуры должна быть в каждом случае обоснована анализом работы элемента и технологии изготовления или монтажа.

Особенности конструирования предварительно напряженных элементов. Предварительно напрягаемая арматура не входит в состав каркасов и размещается отдельно в соответствии с эпюрой моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты предварительно напрягаемую арматуру располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 6.6, *а*). От внецентренно приложенной силы предварительного обжатия балка выгибается и в верхних волокнах появляются растягивающие напряжения по всей длине балки (рис. 6.6, *б*). При действии эксплуатацион-

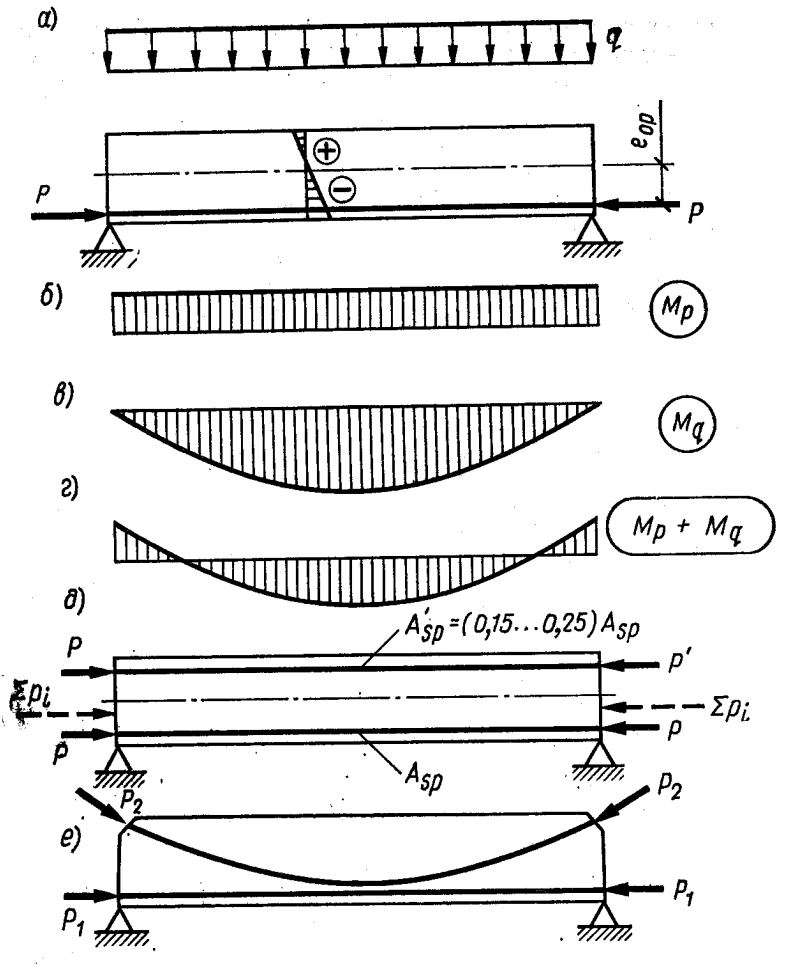


Рис. 6.6. Схемы армирования балок предварительно напряженной арматурой

ных нагрузок в верхней зоне возникают сжимающие напряжения (рис. 6.6, *в*). Суммируя эпюры напряжений (рис. 6.6, *г*), получают, что в верхних слоях балки вблизи опор остаются растягивающие напряжения, которые могут вызвать образование трещин. Для погашения этих напряжений в балках иногда укладывают верхнюю арматуру A'_{sp} в объеме 15...25 % нижней (рис. 6.6, *д*).

В балках большой высоты часть напрягаемой арматуры располагают прямолинейно, а часть отгибают кверху (рис. 6.6, *е*). Это снижает растягивающие напряжения в верхних волокнах бетона вблизи опор и улучшает работу балки на главные растягивающие напряжения.

В поперечном сечении балки напрягаемую арматуру размещают в растянутой зоне в несколько рядов по высоте. Для ее размещения предусматривают уширение, которое одновременно обеспечивает прочность этой части сечения при обжатии элемента (рис. 6.7). При этом толщину защитного слоя бетона и расстояние в свету между арматурой, натягиваемой до бетонирования, принимают согласно СНиПу.

Армирование концов предварительно напряженных балок. Мощные местные начальные напряжения возникают на концах элементов, где происходит передача значительных усилий обжатия с напрягаемой арматуры на бетон. Непосредственно под анкерами возникает напряженное состояние трехосного сжатия, а на расстоянии примерно $h/4$, но не менее 200 мм (нулевая точка), появляются по плоскостям, параллельным оси арматуры, растягивающие напряжения, уравновешивающие поперечное сжатие. Примерные траектории сжимающих и растягивающих напряжений приведены на рис. 6.8, *а*. Растягивающие напряжения могут вызвать появление вдоль арматуры опасных трещин. При наличии анкерных устройств на торцах балок длина участка трехосного сжатия сокращается до двух длин этих устройств.

Напряженное состояние концевого участка балки с арматурой без анкеров на концах (самоанкерующейся) аналогично. При этом на участке анкеровки (особенно вблизи торцов) после отпуска натяжных устройств диаметр напрягаемой арматуры стремится увеличиться до первоначального размера, что может привести к раскалыванию бетона и образованию продольных (радиальных) трещин (рис. 6.8, *б*). В элементах с арматурой, не имеющей анкеров на концах, для восприятия местных сжимающих напряжений (сечение *1 — 1*, рис. 6.8, *а*) прибегают к местному усилению торцов балок с помощью закладных деталей, четырех сеток или замкнутых хомутов с шагом 60—100 мм, охватывающих все стержни напрягаемой арматуры. Усиление осуществляют на длине (считая от торца элемента) не менее $0{,}6l_p$ и не менее $20d$ и $10d$ соответственно при рабочей продольной арма-

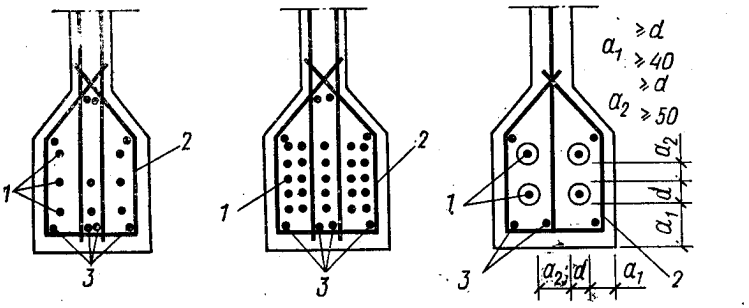


Рис. 6.7. Армирование растянутой зоны сечения предварительно напряженных балок

1 — напрягаемая арматура; *2* — хомуты; *3* — ненапрягаемая продольная арматура

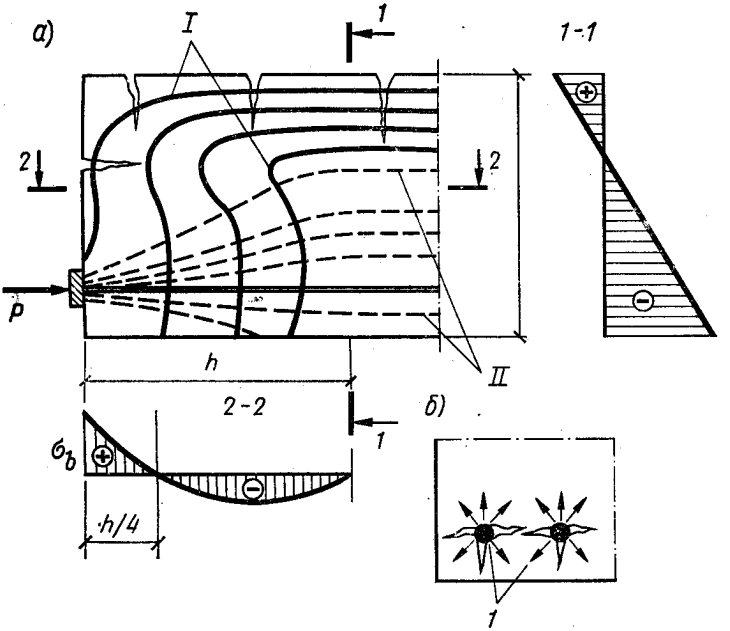


Рис. 6.8. Напряженное состояние концевых участков предварительно напряженных балок

а — напряженно-деформированное состояние; *б* — образование продольных трещин вдоль напрягаемой арматуры; *I* — траектории главных растягивающих напряжений; *II* — то же, сжимающих; *1* — продольные трещины по периметру арматуры

туре из гладких стержней и из стержней периодического профиля; в элементах из легкого бетона классов В7,5... В12,5 длину участка усиления принимают не менее l_p и не менее 200 мм, а шаг сеток — 50 мм. Шаг сеток и диаметр их арматуры определяют расчетом на местное сжатие силой P; при необходимости увеличивают размеры сечения конца балки. В сечениях выше анкера (сечение *2 — 2*) в торце балки возникают максимальные растягивающие напряжения, способные вызвать появление продольных трещин в верхних зонах торца. Для восприятия этих напряжений устанавливают сетки или поперечную напрягаемую арматуру на расстоянии $h/4$ от торца балки. Усилия натяжения поперечной арматуры принимают не менее 15 % усилия натяжения всей продольной напрягаемой арматуры растянутой зоны опорного сечения, а само напряжение — максимально допустимым.

Предварительно напряженные хомуты существенно повышают стоимость предварительно напряженных конструкций, поэтому их применение обосновывают технико-экономическим расчетом. В целях снижения способности образования продольных трещин в торцах балок и наклонных трещин у опор целесообразно часть продольной арматуры располагать криволинейно, выводя ее на торец элемента равномерно по высоте (рис. 6.9). Угол наклона Θ пучков или стержней, натягиваемых на бетон, принимают не более 30 °, а радиус закругления: а) для пучковой арматуры и каналов: при диаметре проволок в пучках до 5 мм и при диаметре канатов 6... 9 мм — не менее 4 м; при диаметре проволок в пучках 6...8 мм и диаметре канатов 12...15 мм — не менее 6 м; б) для стержней арматуры: диаметром до 25 мм — не менее 15м, диаметром 28...40 мм — не менее 20 м. Оболочки из синтетических и других пластичных материалов уменьшают трение напрягаемой арматуры о стенки каналов. Это позволяет принимать меньшие радиусы закругления с соответствующим экспериментальным обоснованием.

Отгибают напрягаемую стержневую арматуру, натягиваемую на упоры, по радиусу не менее $0{,}5d$. При меньших радусах кривизны в арматуре возникают большие потери предварительного напряжения из-за ее трения о стенки каналов и смятия бетона под арматурой, увеличивается расход ненапрягаемой арматуры на мест-

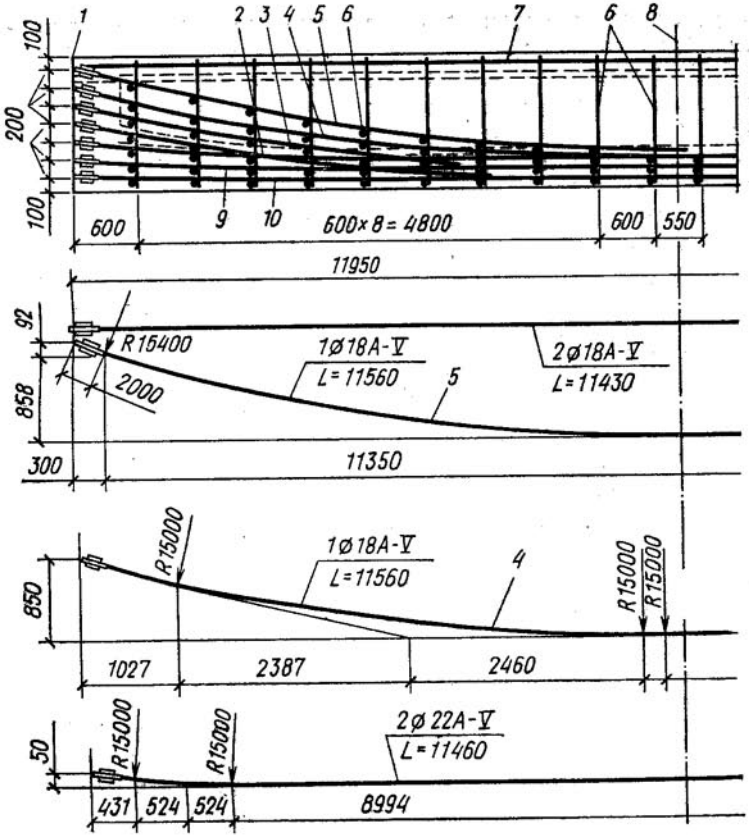


Рис. 6.9. Отгибание на опорных участках элементов продольной предварительно напряженной арматуры

1 — торец балки; *2...5, 9, 10* — напрягаемые стержни арматуры; *6* — сетки для фиксации положения каналообразователей и напрягаемой арматуры; *7* — монтажная арматура; *8* — ось симметрии

ное армирование в местах искривления напрягаемой арматуры. На концевых участках предварительно напряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений не допускается образование трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Это требование не учитывают при расчете элементов на действие усилия предварительного обжатия элемента, если в рас-

тянутой (от действия этого усилия) зоне его отсутствует ненапрягаемая арматура без анкеров.

В сборных предварительно напряженных элементах строповочные устройства (петли, трубки и др.) размещают как можно ближе к концам, чтобы не допустить образования или чрезмерного раскрытия трещин в верхней зоне балки в процессе ее подъема от совместного действия силы предварительного обжатия и опорного момента от собственного веса. При подъеме балка работает от собственного веса по двухконсольной схеме. Чем ближе расположены строповочные устройства к концам балки, тем меньше опорный момент на консоли, вызывающий растяжение в верхней зоне. С этой же целью при хранении и перевозке элемента предусматривают места его опирания на расстоянии не более 20...30 см от торцов.

§ 6.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

Прочность изгибаемых железобетонных элементов по нормальным сечениям рассчитывают на усилия, полученные из расчета конструкций на воздействие внешних нагрузок. Вывод соответствующих формул производится в зависимости от условий исчерпания прочности элемента. Существует два таких случая. В изгибающих железобетонных элементах в стадии разрушения проявляется двоякий характер работы сечения в зависимости от количества и механических свойств продольной арматуры (нормально армированные и переармированные элементы). При нормальном армировании, когда количество арматуры не превышает некоторого определенного значения, разрушение начинается с текучести растянутой арматуры. В сечении образуется «пластический шарнир», трещины очень сильно раскрываются, прогибы резко нарастают и только после этого раздавливается бетон сжатой зоны. Расчетные формулы для этого случая выводятся из условий равновесия.

В случае переармирования, когда количество арматуры в сечении превышает некоторую определенную величину, разрушение начинается со сжатой зоны бетона. В таких условиях прочность арматуры будет использоваться не полностью, так как напряжения в растянутой арматуре не достигают предела текучести. При этом

вывод расчетных формул только из условия равновесия становится невозможным. При расчете прочности сечений большое значение имеют размеры сжатой зоны x и рабочая высота сечения h_0 (т. е. полная высота сечения h за вычетом расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до растянутой грани балки).

Положение границы между двумя случаями исчерпания прочности изгибаемого элемента в расчетах устанавливается в зависимости от относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$. Значение ξ, при котором в арматуре начинается текучесть, т. е. напряжение в растянутой арматуре σ_s достигает расчетного сопротивления R_s, обозначается ξ_R — некоторое граничное значение ξ. Если $\xi \leqslant \xi_R$, то имеет место первый случай, если $\xi > \xi_R$, то второй. Граничное значение ξ_R определяют по эмпирической формуле, предложенной Ю. П. Гущей,

$$\varepsilon_R = \omega \Big/ \left[1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)\right], \qquad (6.1)$$

где σ_{sR} — напряжение в арматуре; для арматуры классов A-I, A-II, A-III, Bp-I, $\sigma_{sR} = R_s$; для предварительно напряженной арматуры класса A-IV и выше $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$. Здесь $\Delta\sigma_{sp}$ — приращение напряжений, зависящее от класса арматуры и способа натяжения; $\sigma_{sc,u}$ — предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, равное 400 МПа при $\gamma_{b2} \geqslant 1$ и 500 МПа при $\gamma_{b2} < 1$:

$$\omega = x_\omega / h_0 = \alpha - R_b / R_{b1}, \qquad (6.2)$$

где $R_{b1} = 125$ МПа; для тяжелого бетона $\alpha = 0{,}85$; для легкого бетона $\alpha = 0{,}8$.

Граничная относительная высота сжатой зоны — характеристика, зависящая от свойств материалов, составляющих железобетон. Зная граничное значение относительной высоты сжатой зоны, можно сделать вывод о необходимости расчета прочности либо по первому, либо по второму случаю. При расчете сечений железобетонных элементов практически ведут расчет по первому случаю (нормальное армирование), так как переармированные сечения экономически нецелесообразны.

§ 6.3. РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ С ОДИНОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

В связи с тем, что действительные законы распределения напряжений по сечению достаточно сложны, при расчете принимают упрощающие предпосылки (рис.

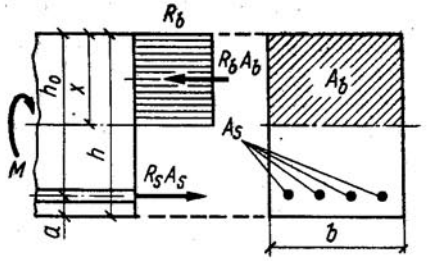


Рис. 6.10. Усилия в нормальном сечении прямоугольного элемента с одиночной арматурой

6.10). Эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принимается прямоугольной вместо фактической криволинейной. Напряжения в бетоне в предельном состоянии полагают равными расчетному сопротивлению R_b. Усилиями, воспринимаемыми растянутым бетоном над устьем трещины, пренебрегают вследствие их незначительности. Внутренние усилия в предельном состоянии равны R_sA_s — в растянутой арматуре и R_bA_b — в сжатом бетоне.

В основу расчета сечений положены два условия равновесия. Первое — равенство нулю суммы проекций всех сил на ось элемента ($\Sigma x=0$). Второе — равенство нулю суммы всех моментов (внешних и внутренних) относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующих усилий в арматуре $s(\Sigma M=0)$. Из первого условия равновесия $\Sigma x=0$ определяют положение нейтральной оси и на основе ее площадь сжатой зоны $A_b=bx$

$$R_s A_s = R_b bx \quad \text{или} \quad R_s A_s - R_b bx=0. \tag{6.3}$$

Из второго условия равновесия $\Sigma M=0$ следует

$$M = R_b bx (h_0 - 0{,}5x) \quad \text{или} \quad M = R_s A_s (h_0 - 0{,}5x). \tag{6.4}$$

Прочность сечения будет обеспечена, если расчетный момент от внешней нагрузки не превысит расчетного момента внутренних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона:

$$\begin{aligned} M &\leqslant R_b bx (h_0 - 0{,}5x), \\ M &\leqslant R_s A_s (h_0 - 0{,}5x). \end{aligned} \tag{6.5}$$

При расчетах изгибаемых прямоугольных элементов размеры сжатой зоны можно определять как

$$x = R_s A_s/(R_b b), \tag{6.6}$$

а величину относительной высоты сжатой зоны находят по формуле

$$\xi = x/h_0 = R_s A_s/(bh_0 R_b) = \mu R_s/R_b, \qquad (6.7)$$

где μ — коэффициент армирования, равный $\mu = A_s/(bh_0)$.

Вместо коэффициента армирования удобнее пользоваться понятием процента армирования

$$\mu\% = 100\% A_s/(bh_0). \qquad (6.8)$$

При проектировании железобетонных элементов под заданный внешний момент можно варьировать сечение

Таблица 6.1. **Значения коэффициентов ξ, η, α_0 для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения**

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0,01	0,995	0,010	0,35	0,825	0,289
0,02	0,990	0,020	0,36	0,820	0,295
0,03	0,985	0,050	0,37	0,815	0,301
0,04	0,980	0,039	0,38	0,810	0,309
0,05	0,975	0,048	0,39	0,805	0,314
0,06	0,970	0,058	0,40	0,800	0,320
0,07	0,965	0,067	0,41	0,795	0,326
0,08	0,960	0,077	0,42	0,790	0,332
0,09	0,955	0,085	0,43	0,785	0,337
0,10	0,950	0,095	0,44	0,780	0,343
0,11	0,945	0,104	0,45	0,775	0,349
0,12	0,940	0,113	0,46	0,770	0,354
0,13	0,935	0,121	0,47	0,765	0,359
0,14	0,930	0,130	0,48	0,760	0,365
0,15	0,925	0,159	0,49	0,755	0,370
0,16	0,920	0,147	0,50	0,750	0,375
0,17	0,915	0,155	0,51	0,745	0,380
0,18	0,910	0,164	0,52	0,740	0,385
0,19	0,905	0,172	0,53	0,735	0,390
0,20	0,900	0,180	0,54	0,730	0,394
0,21	0,895	0,188	0,55	0,725	0,400
0,22	0,890	0,196	0,56	0,720	0,403
0,23	0,885	0,203	0,57	0,715	0,408
0,24	0,880	0,211	0,58	0,710	0,412
0,25	0,875	0,219	0,59	0,705	0,416
0,26	0,870	0,226	0,60	0,700	0,420
0,27	0,865	0,234	0,65	0,675	0,439
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,248	0,75	0,625	0,468
0,30	0,850	0,255	0,80	0,600	0,480
0,31	0,845	0,262	0,85	0,575	0,485
0,32	0,840	0,269	0,90	0,550	0,495
0,33	0,835	0,275	0,95	0,525	0,499
0,34	0,830	0,262	1,00	0,500	0,500

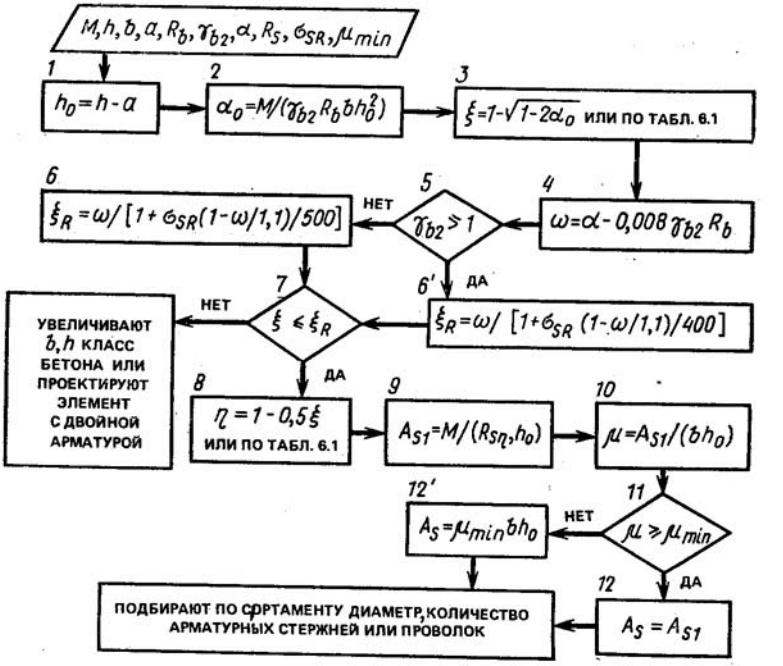
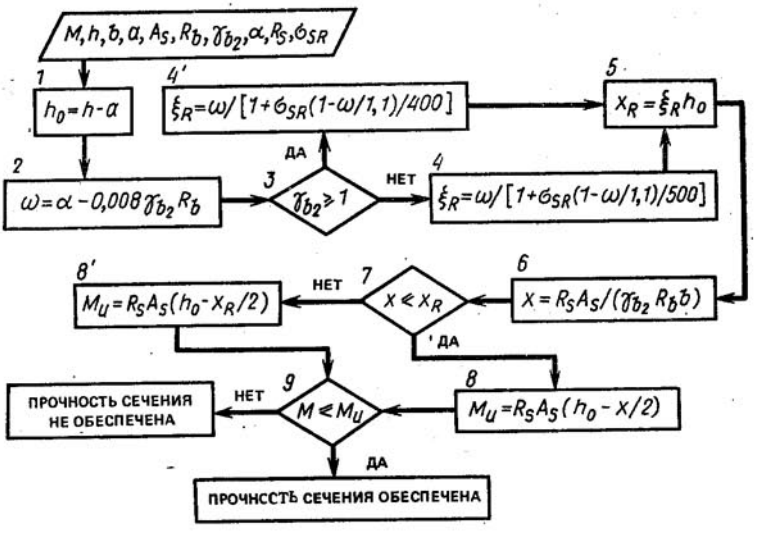


Рис. 6.11. Блок-схема расчета нормальных сечений, изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой



бетона (в бо́льшую или меньшую сторону) и тем самым получать разное требуемое количество арматуры, т. е. больший или меньший процент армирования. Например, с увеличением высоты сечения можно уменьшить количество арматуры и наоборот. При проектировании следует исходить из наиболее экономичных решений, при которых стоимость конструкций будет наименьшей. Из условия минимальной стоимости железобетонного элемента рекомендуется процент армирования для балок — $\mu\,\% = 1...2\,\%$ и для плит — $\mu\,\% = 0{,}3...0{,}7\,\%$. В целом минимальный процент армирования для изгибаемых железобетонных элементов установлен 0,05 %.

При расчете прямоугольных сечений с целью сокращения вычислений применяют вспомогательные таблицы. В табл. 6.1 приведены три расчетных параметра (коэффициента) ξ, η, α_0, взаимно связанных. Зная один коэффициент, или задаваясь им, можно с помощью данной таблицы определить любой другой.

При расчетах с помощью таблиц формулу (6.4) приводят к виду:

$$M = \alpha_0 b h_0^2 R_b. \qquad (6.9)$$

$$A_s = M/(\eta h_0 R_s), \qquad (6.10)$$

где η — относительное значение плеча внутренней пары сил z_b:

$$\eta = 1 - 0{,}5x/h_0 = 1 - 0{,}5\xi = z_b/h_0. \quad (6.11)$$

$$\alpha_0 = (x/h_0)(1 - 0{,}5x/h_0) = \xi(1 - 0{,}5\xi) = \xi\eta. \quad (6.12)$$

$$\alpha_0 = M/(\gamma_{b2} R_b b h_0^2). \quad (6.13)$$

Данные формулы справедливы при

$$\alpha_0 = \xi(1 - 0{,}5\xi) \leqslant \alpha_R = \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R). \quad (6.14)$$

При расчете железобетонных конструкций встречается три типа характерных задач, приведенных на блок-схеме (рис 6.11).

Задача 1. Определите площади сечения арматуры A_s при заданных размерах сечения бетона b и h под заданный расчетный внешний момент M. При этом значения R_b, R_c, a принимаются самостоятельно и могут варьироваться. По формуле (6.1) определяют граничную относительную высоту сжатой зоны сечения ξ_R. По формуле (6.13) вычисляют коэффициент α_0, после чего по табл. 6.1 находят значение ξ и проверяют условия для нормально армированных элементов $\xi \leqslant \xi_R$. В случае $\xi > \xi_R$ — размеры сечения при заданном классе бетона недостаточны и необходимо или увеличить высоту или ширину b сечения на модуль, равный 50 мм, или повысить класс бетона при неизменных размерах сечения элемента. Если $\xi \leqslant \xi_R$, то по формуле (6.10) определяем искомую площадь продольной арматуры.

Задача 2. Подбор поперечного сечения b и h бетона и площади сечения арматуры A_s. В данном случае известны: внешний изгибающий момент M, R_b, R_s, γ_{b2}. При решении этой задачи обычно задаются шириной сечения b, а также значением ξ. Для балок $\xi = 0{,}3...0{,}4$, для плит $\xi = 0{,}10...0{,}15$. Задавшись значением ξ, по табл. 6.1 находят предварительную величину α_0 и зависимость (6.9) для вычисления рабочей высоты сечения h_0 приводят к следующему виду:

$$h_0 = \sqrt{M/(\alpha_0 R_b b)}. \quad (6.15)$$

Далее находят полную высоту сечения

$$h = h_0 + a. \quad (6.16)$$

Определив высоту сечения, расчет ведут аналогично с задачей 1, уточняя значение α_0 и определяя по нему ξ,

η, а затем и требуемую площадь сечения арматуры A_s.

Задача 3. Проверка прочности нормальных сечений. Исходные данные для расчета известны: размеры сечения b и h, характеристики арматуры и бетона R_b и R_s, площадь арматуры A_s, а также расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани сечения a. Известен и действующий изгибающий момент. Первоначально вычисляют h_o, затем высоту сжатой зоны x по формуле (6.6), далее $\xi = xh_o$, затем ξ_R по формуле (6.1) и проверяют условие $\xi \leqslant \xi_R$. После этого определяют несущую способность элемента из условия (6.5).

§ 6.4. РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ

Сечениями с двойной арматурой называют такие, в которых кроме растянутой арматуры устанавливается по расчету и сжатая арматура. Сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона, когда прочность бетона этой зоны оказалась недостаточной ($x > \xi_R h_o$) для восприятия изгибающего момента от внешней нагрузки. Чтобы обеспечить восприятие сжатой зоной возникающих сжимающих усилий, устанавливают арматуру в таком количестве, чтобы она воспринимала ту часть внешнего момента, которую не может воспринять сжатый бетон. Сечения с двойной арматурой неэкономичны по расходу стали, так как увеличивается расход продольной арматуры и требуется конструктивная установка поперечных стержней. Поперечные стержни обеспечивают закрепление сжатых рабочих продольных стержней от выпучивания и устанавливаются с шагом не более $15d$ в вязаных каркасах и $20d$ — в сварных каркасах. Сжатую зону армируют только в особых случаях: при ограниченной высоте сечения элемента; при невозможности повышения класса бетона; при действии знакопеременных моментов; по условиям транспортирования и монтажа сборных элементов или из-за других специальных требований.

Принципиальная схема усилий и эпюра напряжений будут иметь такой же вид (см. рис. 6.10), как и в элементах с одиночной арматурой. Отличие данной схемы от схемы усилий и эпюры напряжений сечения с одиночной арматурой (рис. 6.12) заключается в том, что на

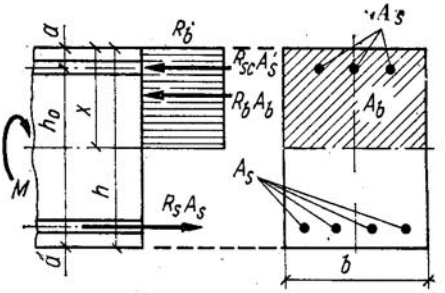


Рис. 6.12. Усилия в нормальном сечении прямоугольного элемента с двойной арматурой

расстоянии a' от сжатой грани элемента к усилию в сжатом бетоне $R_bA_b=R_bbx$ добавится усилие $R_{sc}A_s'$ в сжатой арматуре. При этом расчетные формулы примут следующий вид:

$$R_sA_s = R_bbx + R_{sc}A_s'; \tag{6.17}$$

$$M \leqslant M_b + M_s' = R_bbx\left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_{sc}A_s'\left(h_0 - a'\right); \tag{6.18}$$

$$M \leqslant \alpha_0 bh_0^2R_b + R_{sc}A_s'\left(h_0 - a'\right), \tag{6.19}$$

где M_b — момент, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры; M_s' — момент, воспринимаемый сжатой арматурой A_s' и соответствующей частью растянутой.

При расчете сечений элементов с двойной арматурой могут встретиться два типа задач: 1) сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона (если увеличение размеров сечения нежелательно); 2) сжатая арматура предусмотрена по конструктивным соображениям или из-за действия изгибающих моментов двух знаков. При решении задач первого типа в двух исходных уравнениях (6.17) и (6.18) оказывается три неизвестных x, A_s, A_s'. Вследствие этого принимается дополнительное условие, которое делает сечение более экономичным. Исследования показывают, что сечение будет таким, когда на бетон передается максимально возможное сжимающее усилие. Это возможно при $\xi=\xi_R$. В этом случае сжатая арматура воспримет момент $M_s' = R_{sc}A_s'(h_0-a') = M-\alpha_RR_bbh_0^2$, откуда $A_s' = (M-\alpha_RR_bbh_0^2)/[R_{sc}(h_0-a')]$. Площадь растянутой арматуры A_s получают из условия (6.17), принимая $x=x_R=\xi_Rh_0$; $A_s = R_{sc}A_s'/R_s + R_b\xi_RbH_0/R_s$.

В расчетах прямоугольных сечений с двойной арма-

турой при заданных внешнем моменте, классе бетона и арматуры рассматриваются два вида задач, приведенных на блок-схеме рис. 6.13.

Задача 1. Определение площади требуемого сечения арматуры A_s и A_s' при заданных размерах сечения бетона и под заданный расчетный момент M.

При подборе арматуры необходимо стремиться к наименьшему ее расходу. С этой целью первоначально определяют предельный момент, воспринимаемый сечением с одиночной арматурой без преждевременного разрушения сжатой зоны бетона, т. е. при $\xi=\xi_R$. Значение этого момента определяют следующим образом:

$$M_R=\alpha_R b h_o^2 R_b; \tag{6.20}$$

$$\alpha_R=\xi_R(1-0{,}5\xi_R). \tag{6.21}$$

При расчетах сечений с двойной арматурой можно пользоваться данными табл. 6.1, если принять $\xi=\xi_R$ и $\alpha_o=\alpha_R$. Заданный внешний момент может оказаться больше предельного момента M_R. Для восприятия разности этих моментов $\Delta M=M-M_R=M-\alpha_R b h_o^2 R_b$ нужно усилить сжатую зону бетона сжатой арматурой.

Заменив в зависимости (6.19) α_o на α_R получим

$$M=M_R-R_{sc}A_s'(h_o-a'), \tag{6.22}$$

откуда $A_s'=(M-M_R)/[R_{sc}(h_o-a')]$ или, подставив в выражение (6.22) значение M_R, получим

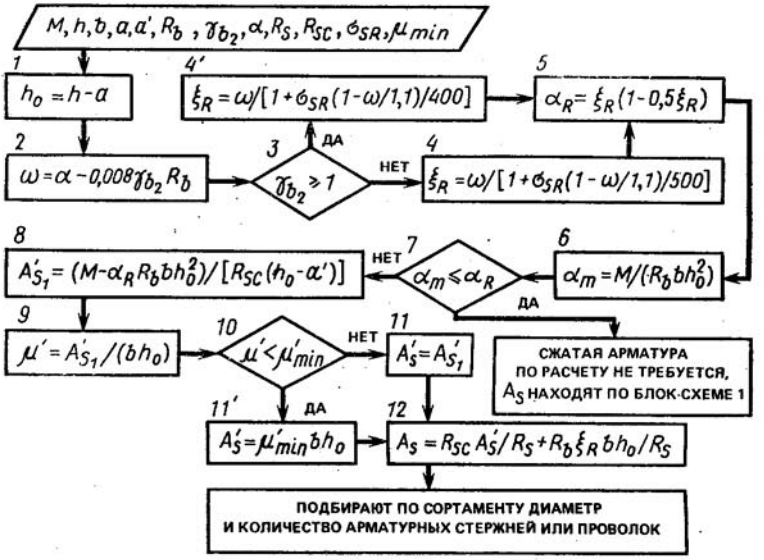
$$A_s'=\frac{M-\alpha_R b h_o^2 R_b}{R_{sb}(h_o-a')}. \tag{6.23}$$

Площадь сечения растянутой арматуры можно найти из равенства (6.17), подставив в него $x=x_R=\xi_R h_o$,

$$A_s=\xi_R b h_o R_b/R_s+R_{sc}A_s'/R_s. \tag{6.24}$$

В случае если значение A_s получится отрицательным или равным нулю, то сжатая арматура по расчету не требуется и сечение проектируют с одиночной арматурой, расположив в сжатой зоне только конструктивную арматуру.

Задача 2. Определение требуемой площади сечения арматуры A_s при заданной A_s'. При этом сжатая арматура может быть предусмот-



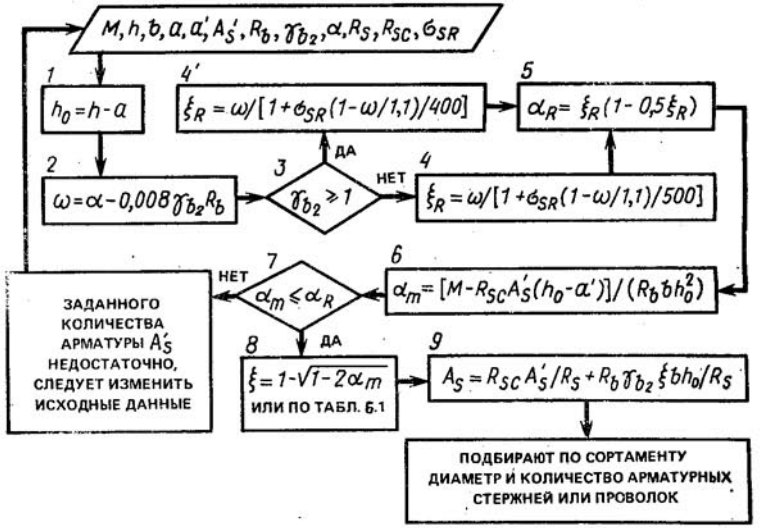


Рис. 6.13. Блок-схема расчета нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой

рена по конструктивным соображениям или при условии действия изгибающих моментов двух знаков.

Величины M, b, h, R_b, R_s, R_{sc}, A_s' a, a' заданы. Первоначально определяем $h_0=h-a$, затем ξ_R по формуле (6.1) и α_R. Далее находим α_0. Из условия (6.18)

$$\alpha_0 = \left[M - R_s A_s' \left(h_0 - a'\right)\right] / \left(R_b b h_0^2\right). \qquad (6.25)$$

В случае если $\alpha_0 \leqslant \alpha_R$ из табл. 6.1 устанавливаем значение ξ. Площадь растянутой арматуры A_s получим из условия (6.17), принимая $x=\xi h_0$

$$A_s = R_{sc} A_s' / R_s + R_b \xi b h_0 / R_s. \qquad (6.26)$$

Если $\alpha > \alpha_R$, то заданной площади сжатой арматуры недостаточно и необходимо ее увеличивать или увеличивать высоту сечения или класс бетона.

§ 6.5. РАСЧЕТ ТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ

Элементы в виде таврового сечения широко применяют в строительстве в виде отдельных балок, ребристых плит. Такие сечения экономичней прямоугольных, так как площадь сжатого бетона за счет устройства сжатой полки увеличивается, а неработающего растянутого — сокращается. В основном для таврового сечения характерно одиночное армирование. Расположенная в сжатой зоне полка тавра существенно влияет на несущую способность балки. В месте соединения плиты с ребром через сдвигающие усилия свесы полки вовлекаются в работу. Известно, что по мере удаления от ребра сжимающие напряжения в свесах полки уменьшаются и момент разрушения элемента не достигает расчетных сопротивлений бетона на сжатие. Это учитывают, условно уменьшая вводимую в расчет ширину свесов. Ширина свеса полки в каждую сторону не более $^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами и $^1/_6$ пролета элемента. В случае если расстояние между поперечными ребрами больше расстояния между продольными (или же поперечных ребер нет), то при $h_f' < 0{,}1h$ вводят дополнительное ограничение ширины свеса — $6h_f'$. Для тавровых сечений с консольными свесами вводимая в расчет ширина полки должна составлять:

при $h_f' \geqslant 0{,}1$ $b_f' = b + 12h_f'$;

при $0{,}05h < h_f' > 0{,}1h$ $b_f' = b + 6h_f'$;

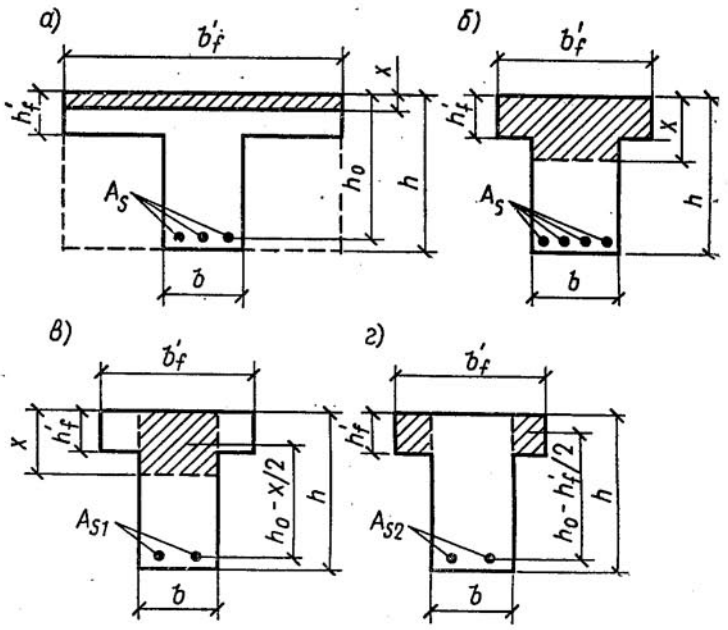


Рис. 6.14. К расчету тавровых сечений

а — сжатая зона, расположенная в полке; *б* — сжатая зона, расположенная ниже полки; *в* — часть сжатой зоны, находящаяся ниже полки и соответствующая часть сечения растянутой арматуры; *г* — часть сечения сжатой зоны, находящейся в полке, и соответствующая часть сечения растянутой арматуры

при $h'_f < 0{,}05h$ $b'_f = b$, т. е. сечение рассматривается как прямоугольное, и свесы не учитываются.

При расчете балок таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне, различают два случая: сжатая зона бетона находится в пределах полки или распространяется ниже полки (рис. 6.14).

Случай 1. Сжатая зона бетона находится в пределах полки ($x \leqslant h'_f$), когда свесы полки достаточно развиты, а количество растянутой арматуры незначительно (рис. 6.14, *а*). При этом выполняется условие

$$R_s A_s \leqslant R_b b'_f h'_f. \qquad (6.27)$$

Тавровые сечения этого типа рассчитывают как прямоугольные, так как нейтральная ось находится в пределах полки, а площадь бетона в растянутой зоне на

несущую способность не влияет. Расчет ведут по формулам (6.5), (6.6), полученным ранее для прямоугольного сечения с одиночной арматурой, заменив в них b на b_f'.

Случай 2. Сжатая зона бетона выходит за пределы полки и располагается ниже ее, т.е. $x>h_f'$ (рис. 6.14, *б*). Тогда условие (12.27) не выполняется:

$$R_s A_s > R_b b_f' h_f'. \tag{6.28}$$

В этом случае положение нейтральной оси определяют из условия $\Sigma x=0$:

$$R_s A_s = R_b bx + R_b (b_f' - b) h_f'. \tag{6.29}$$

В правой части формулы (6.29) дана сумма усилий в том участке сжатой зоны, который находится в ребре (рис. 6.14, *в*), и в ее части, состоящей полностью из сжатых свесов полки (рис. 6.14, *г*). В создании момента внутренних сил участвуют две части арматуры A_s: соответственно A_{s1} и A_{s2} (рис. 6.14, *в*, *г*), в остальном схема усилий и эпюра напряжений не отличаются от того, что принималось при расчете прямоугольного сечения.

Условие прочности таврового сечения можно записать как сумму моментов, воспринимаемых ребром и свесами. Из условия $\Sigma M=0$ в соответствии с рис. 6.14, *в*, *г* получим

$$M \leqslant R_b bx (h_0 - 0{,}5x) + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0{,}5h_f'). \tag{6.30}$$

Для тавровых сечений всегда должно соблюдаться условие

$$x/h_0 = \xi < \xi_R.$$

При расчете тавровых сечений встречаются три характерных типа задач.

Задача 1. Определение требуемой площади сечения арматуры при заданном сечении бетона. Внешний момент и величины b, h, b_f, h_f, R_s, a известны. Первоначально для определения расчетного случая таврового сечения используем условие, при котором нейтральная ось проходит через полки сечения

$$M \leqslant R_b b_f' h_f (h_0 - 0{,}5h_f'). \tag{6.31}$$

При соответствии условию требуемую площадь ар-

матуры определяют как для прямоугольного сечения. Если по результатам вычислений есть несоответствие условию (6.31), то мы имеем дело с вторым случаем расчета тавровых сечений, когда сжатая зона бетона выходит за пределы полки и располагается в ребре элементов

$$M > R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5h_f). \tag{6.32}$$

Расчет проводим при условии, что $x = \xi h_0$ и $\alpha_0 = \xi(1-0{,}5\xi)$ и преобразовав зависимости (6.29) и (6.30), получим

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b_f - b) h_f; \tag{6.33}$$

$$M \leqslant \alpha_0 R_b b h_0^2 + R_b (b_f - b) h_f \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right), \tag{6.34}$$

откуда

$$\alpha_0 = \frac{M - R_b \left(b'_f - b\right) h'_f \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right)}{R_b b h_0}. \tag{6.35}$$

Определив значение α_0 по табл. 6.1, находим ξ и вычисляем на основании (6.33) A_s:

$$A_s = \left[\xi b h_0 + \left(b'_f - b\right) h'_x\right] R_b / R_s. \tag{6.36}$$

Задача 2. Проверить прочность запроектированного таврового сечения. Известны размеры поперечного сечения и площадь арматуры. Расчет ведут в той же последовательности, как и в задаче 1. Первоначально определяют расчетный случай таврового сечения по формулам (6.27) и (6.28). В зависимости от полученных результатов ведут расчет, как для прямоугольного сечения, или же определяют положение нейтральной оси из (6.29) и проверяют прочность сечения по (6.30).

Задача 3. Определить требуемые размеры таврового сечения и площадь арматуры. Ориентировочную высоту сечения тавровой балки находят по формуле

$$h = (7...9)\sqrt{M}, \tag{6.37}$$

где M — внешний изгибающий момент, кН·м; h — высота сечения, см.

Размеры полки h'_f и b'_f обычно известны из компоновки конструкции в целом. Ширину ребра рекомендуется принимать в пределах $(0{,}4...0{,}5)h$. После установления геометрических размеров сечения расчет ведут в

той же последовательности, что и в задаче 1, с использованием формул (6.38); (6.34); (6.35); (6.36).

§ 6.6. РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Порядок расчета предварительно напряженных элементов по прочности нормальных сечений имеет ту же последовательность, что и расчет железобетонных элементов без предварительного напряжения, в зависимости от двух случаев граничных значений относительной высоты сжатой зоны бетона.

Прочность сечения с одиночной, напрягаемой и ненапрягаемой арматурой проверяют из условия

$$M \leqslant (R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp})\, \eta h_0, \qquad (6.38)$$

Параметры α_0 и η находят по табл. 6.1 в зависимости от значения

$$\xi = \frac{R_s A_s + R_{sp} A_{sp}}{R_b bh}. \qquad (6.39)$$

Относительную высоту сжатой зоны определяют при коэффициенте $\gamma_{s6} = 1$, затем уточняют при повторном расчете.

Требуемое количество напрягаемой растянутой арматуры при заданных размерах сечения и конструктивно принятой ненапрягаемой арматуре находят из выражения

$$\gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s = \xi R_b bh_0. \qquad (6.40)$$

При $\xi \geqslant \xi_R$ прочность сечения проверяют по выражению

$$M_{bmax} \leqslant \alpha_R R_b bh_0^2, \qquad (6.41)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R)$.

Проверяют прочность сечения с двойной ненапрягаемой арматурой с помощью выражений:

$$M \leqslant \alpha_0 R_b bh_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{sc}' A_{sc} (h_0 - a_p); \qquad (6.42)$$

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_{sp} A_s' - \sigma_{sc}' A_{sp}' = \xi R_b bh_0. \qquad (6.43)$$

$$\text{Здесь } \sigma_{sc} = (\sigma_{s2} - \sigma_{cp}'); \quad \sigma_{sc}' = 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp}', \qquad (6.44)$$

где 400 — напряжение арматуры, определяемое предельной деформацией бетона на сжатие ($\varepsilon_{bmax} = 200 \cdot 10^{+5}$); σ_{sp}' — предельное напряжение арматуры, определяемое с учетом коэффициента точности

натяжения $\gamma_{sp} > 1$,

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)\left(2\frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leqslant \eta. \qquad (6.45)$$

При проверке прочности сечения при всех известных параметрах из уравнения (6.43) определяют относительную высоту сжатой зоны бетона ξ, принимая первоначально $\gamma_{s6} = 1$, и далее ее уточняют.

Зная ξ, по табл. 6.1 находят α_o. Прочность сечения проверяют по условию (6.42), при этом ξ должно быть в пределах $\xi_R > \xi > 2a/h_o$.

Требуемое количество ненапрягаемой арматуры в сжатой зоне может быть определено по формуле

$$A_s' = \frac{M - \sigma_{sc} A_{sp}' (h_o - a_p') - \alpha_R R_b b h_o^2}{R_{sc}(h_o - a_s')}. \qquad (6.46)$$

В случае если $A_s' \leqslant 0$, арматура по расчету не требуется.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите виды изгибаемых элементов и перечислите требования, предъявляемые к их конструированию.
2. Каково назначение продольной и поперечной арматуры в балках?
3. Назовите принципы размещения арматурных сеток в плитах.
4. Укажите предпосылки для расчета прямоугольных изгибаемых элементов с одиночной арматурой.
5. Какие характеристики используются для определения границы между двумя случаями расчета?
6. Чем определяется максимальный и минимальный процент армирования?
7. Назовите порядок расчета нормальных сечений изгибаемого железобетонного элемента с одиночной арматурой.
8. Перечислите необходимые случаи применения двойной арматуры.
9. Укажите порядок расчета нормальных сечений изгибаемого железобетонного элемента с двойной арматурой.
10. В чем заключается отличие тавровых сечений от прямоугольных?
11. Как назначается ширина полки вводимого в расчет таврового сечения?
12. Назовите два основных расчетных случая таврового сечения.
13. Перечислите порядок расчета тавровых сечений.
14. Приведите порядок расчета прочности предварительно напряженного изгибаемого элемента. Напишите условие прочности этого элемента.

Глава 7. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

§ 7.1. ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

От действия внешних нагрузок в изгибаемых элементах вблизи опор образуются наклонные трещины (рис. 7.1). Образование их обусловливается совместным действием изгибающего момента и поперечной силы. С образованием наклонной трещины балка разделяется на части, соединенные бетоном в сжатой зоне, и арматурой, пересекающей наклонную трещину. Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев.

1. Под действием изгибающего момента главные растягивающие напряжения преодолевают сопротивление бетона на осевое растяжение $R_{bt,ser}$, в результате чего образуется наклонная трещина с максимальным раскрытием в растянутой зоне. Выключается из работы бетон растянутой зоны, и все растягивающие усилия воспринимаются продольной и поперечной арматурой. Происходит взаимный поворот обеих частей балки вокруг общего шарнира, расположенного в сжатой зоне сечения в точке D. С развитием трещины арматура «течет» (разрывается) или при слабом заанкеривании выдергивается. Сжатая зона сечения сокращается по высоте и разрушается (рис. 7.1, *а*).

2. При наличии достаточно мощной и хорошо заанкеренной рабочей арматуры, препятствующей взаимному повороту обеих частей, бетон разрушается над трещиной до достижения текучести продольной арматуры (рис. 7.1, *б*). При этом напряжения достигают также предела текучести и в хомутах и отогнутых стержнях, пересекающих наклонную трещину.

3. При малой ширине сечения изгибаемых элементов (тавровое, двутавровое, коробчатое сечение) они могут разрушаться в зоне действия поперечных сил из-за раздробления бетона стенки между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений (рис. 7.1, *в*).

При действии изгибающего момента в случае недостаточности прочности наклонного сечения разрушение идет в соответствии со случаем 1, а разрушение по слу-

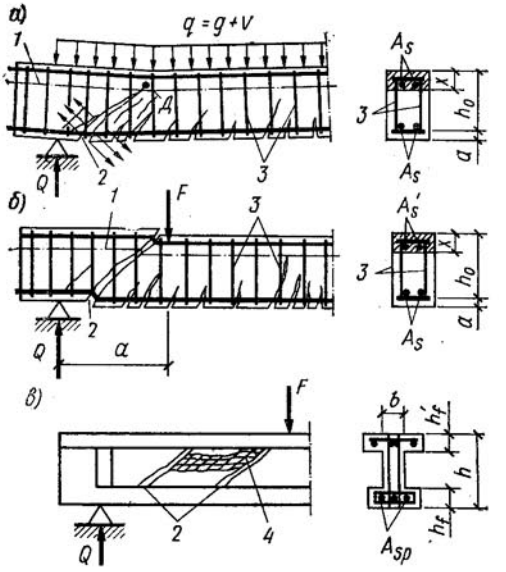


Рис. 7.1. Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению

а — от доминирующего действия изгибающего момента; *б* — то же, поперечной силы; *в* — по сжатой полосе между наклонными трещинами; *1* — нулевая линия; *2* — наклонная трещина; *3* — хомуты; *4* — раздробление сжатой полосы стенки

чаю 2 происходит при действии поперечной силы. Рассмотренным случаям разрушения соответствуют два условия прочности, обеспечивающие для любого наклонного сечения равновесие внешних и внутренних сил в предельном состоянии. Разрушение изгибаемых элементов по наклонным сечениям — это следствие совместного действия изгибающего момента M и поперечной силы Q, но в соответствии с нормами проектирования расчет ведут раздельно на сжатие в полосе бетона стенки балки, между наклонными трещинами, на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента.

§ 7.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

Условие прочности наклонного сечения на действие поперечной силы выводится из условий равновесия приопорной части железобетонного элемента, находящейся под действием внешних и внутренних сил. Прочность наклонного сечения считают обеспеченной, если поперечная сила от внешних нагрузок меньше поперечной си-

лы, воспринимаемой наклонным сечением,

$$Q \leqslant Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \qquad (7.1)$$

где Q — равнодействующая всех поперечных сил от внешних нагрузок, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ — сумма всех поперечных сил, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекаемыми наклонным сечением; Q_b—поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

При образовании наклонных трещин бетон находится в условиях двухосного напряженного состояния (сжатие — растяжение) и прочность его в данном случае ниже. Чтобы исключить раздавливание бетона по сжатой полосе между наклонными трещинами от действующих наклонных сжимающих усилий, следует проверять условие для предельного значения поперечной силы

$$Q \leqslant Q_{u2} = 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b bh_0, \qquad (7.2)$$

где φ_{w1} — коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры, $\varphi_{w1}=1+5\alpha\mu_w$ — при хомутах, нормальных к оси элемента; $\alpha=F_s/E_b$; $\mu_w=A_{sw}/bs$; E_s и E_b — модули упругости арматуры и бетона; A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры (хомутов), находящихся в одном сечении балки; s — шаг хомутов; $\varphi_{b1}=1-R_b/R_1$, здесь $R_1=100$ МПа для тяжелого и мелкозернистого бетона и 50 МПа для легкого бетона.

Если условие (7.2) не выполняется, необходимо увеличить размеры сечения или повысить класс бетона. В случае если прочность бетона между наклонными трещинами обеспечена (7.2), то можно определять поперечную силу Q, которая воспринимается бетоном и заданной арматурой (проверка прочности). Длину проекции наиболее опасного сечения на ось балки, для которого производится расчет, определяют из условия

$$Q_{sw} + Q_b \to \min. \qquad (7.3)$$

Это условие достигается при $Q_{sw}=Q_b$, т.е. когда внешняя поперечная сила Q как бы поровну распределяется между бетоном и поперечной арматурой $Q_{sw}=Q/2$ и $Q_b=Q/2$. Для определения значений Q_{sw}, $Q_{s,inc}$, Q_b принимают, что в предельном состоянии напряжения в бетоне поперечной и наклонной арматуры достигают предельных значений. Тогда для хомутов и поперечных стержней, перпендикулярных к продольной оси элемента, воспринимаемое ими поперечное усилие равно:

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} \qquad (7.4)$$

или

$$Q_{sw} = q_{sw}\, c. \tag{7.5}$$

Здесь q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw}/s, \tag{7.6}$$

где c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента; s — шаг хомутов; A_{sw} — площадь сечения хомутов в одной плоскости, нормальной к продольной оси элемента.

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном над наклонной трещиной, определяют по эмпирической формуле

$$Q_b = \left[\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_n + \varphi_f)\, R_{bt}\, bh_o^2\right]/c, \tag{7.7}$$

где φ_{b2} — коэффициент, учитывающий вид бетона, φ_{b2} принимают равным 2 для тяжелого ячеистого бетона; 1,7 — для мелкозернистого бетона; 1,9 — для легкого бетона при марке по плотности, равной или более D 1900; 1,75 и 1,5 — при D 1800 и менее соответственно при плотном и пористом песке; c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента (рис. 7.2). $\varphi_n = 0{,}1N/R_{bt}bh_o > >0{,}5$ — коэффициент, учитывающий предварительное обжатие продольным усилием N, а для изгибаемых элементов без предварительного напряжения $\varphi_n = 0$. В общем случае значение $1+\varphi_n+\varphi_f$ принимают не более 1,5.

Сущность расчета наклонных сечений на действие поперечной силы Q сводится к проверке достаточности бетонного сечения и продольной арматуры, определению необходимой площади и правильному размещению хомутов и отгибов. Усилия в хомутах и отгибах учитываются на длине c_o не более $2h_o$ и не более величины c в соответствии с рис. 7.3.

Длина проекции опасной наклонной трещины c_o, соответствующая условию (7.3), т. е. равенству $Q_{sw} = Q_b$, с учетом выражений (7.5) и (7.7) примет вид

$$q_{sw}\, c_o = \left[\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_n + \varphi_f)\, R_{bt}\, bh_o^2\right]/c,$$

откуда

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_n + \varphi_f)\, R_{bt}\, bh_o^2/q_{sw}}. \tag{7.8}$$

Для подбора поперечного армирования под заданную внешнюю силу Q необходимо также определять длину проекции наиболее опасной наклонной трещины c_o. Ее вычисляют через величину q_{sw}, которая тоже неизвестна. Для решения этой задачи необходимо выразить q_{sw} через известное значение Q. Поскольку для наиболее опасной наклонной трещины $Q_{sw} = Q/2$ согласно (7.5) и (7.8) при

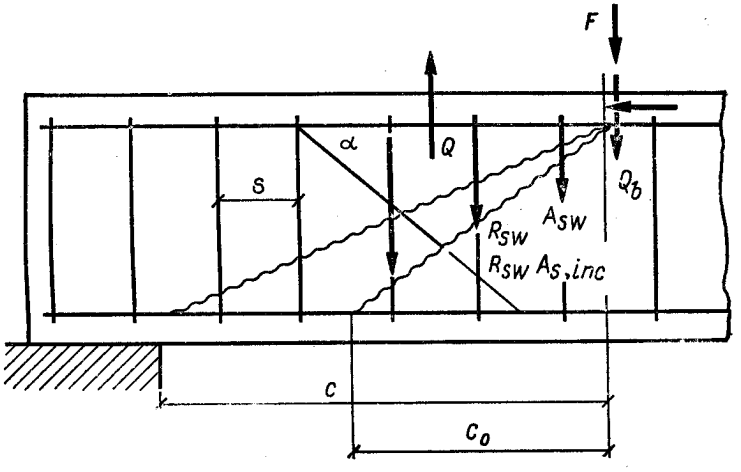


Рис. 7.2. К расчету изгибаемого элемента по наклонным сечениям

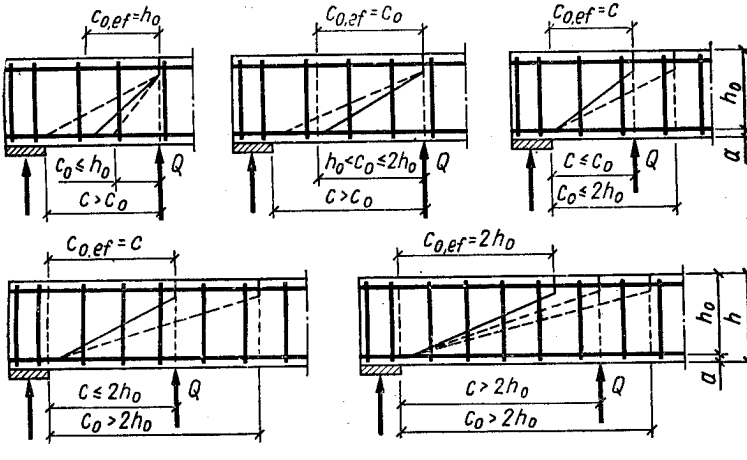


Рис. 7.3. К определению расчетной длины c_0 проекции наклонного сечения

$c = c_0$ получим

$$Q/2 = Q_{sw} = q_{sw}\, c = q_{sw} \sqrt{\varphi_{b2}\,(1+\varphi_n+\varphi_f)\,R_{bt}\,bh_0^2/q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{\varphi_{b2}\,(1+\varphi_n+\varphi_f)\,R_{bt}\,bh_0^2\,q_{sw}},$$

откуда

$$q_{sw} = (Q/2)^2 / \left[\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_n + \varphi_f)\,R_{bt}\,bh_o^2\right]. \qquad (7.9)$$

Последовательность проведения расчетов наклонных сечений приведена на блок-схемах (рис. 7.4 и 7.5). При проверке прочности наклонных сечений изгибаемых элементов постоянной высоты, загруженных сосредоточенной нагрузкой и армированных поперечной арматурой (без отгибов), на действие поперечной силы, следует пользоваться блок-схемой на рис. 7.4. При расчете выход на п. 8 (см. рис. 7.4) будет означать, что прочность сечений на действие поперечной силы Q по наклонной полосе между наклонными трещинами не обеспечена. В этом случае необходимо увеличить размеры сечения b, h ($\uparrow b \times h$) или повысить класс бетона ($\uparrow B$). В случае выхода на п. 13 это означает, что прочность сечения на действие Q по наклонной трещине не обеспечена. Тогда необходимо будет увеличить размеры сечения ($\uparrow b \times h$), повысить класс бетона ($\uparrow B$) или же изменить параметры поперечного армирования ($\uparrow R_{sw}$, или $\rightarrow R_{sw}$, или $\downarrow s$). Выход на п. 13 будет означать, что прочность сечения обеспечена.

Расчет поперечной арматуры в изгибаемых элементах постоянной высоты, загруженных сосредоточенной нагрузкой из условия прочности наклонных сечений на действие поперечной силы, следует вести в соответствие с блок-схемой на рис. 7.5. При этом нужно учитывать, что коэффициент 0,75 в п. 12 учитывает возможное отклонение размещения поперечных стержней при изготовлении сварных каркасов. При расчете выход на п. 23 означает, что прочность сечения на действие поперечной силы Q по наклонной трещине не обеспечена. Следует увеличить размеры сечения ($\uparrow b \times h$), повысить класс бетона ($\uparrow B$) или же изменить параметры поперечного армирования ($\rightarrow A_{sw}$ или $\uparrow R_{sw}$, или $\downarrow s$). Выход на п. 23 означает, что принятые размеры сечения достаточны.

Расчет прочности наклонных сечений при комбинированном поперечном армировании (отгибы, хомуты). В зонах действия больших поперечных сил, когда для усиления балок устраивают отгибы путем отвода части рабочей арматуры из растянутой зоны в сжатую (рис. 7.6), наиболее опасно наклонное сечение, начало которого совпадает с наибольшей ординатой поперечной силы, т. е. у грани опоры. В этом случае с учетом условия

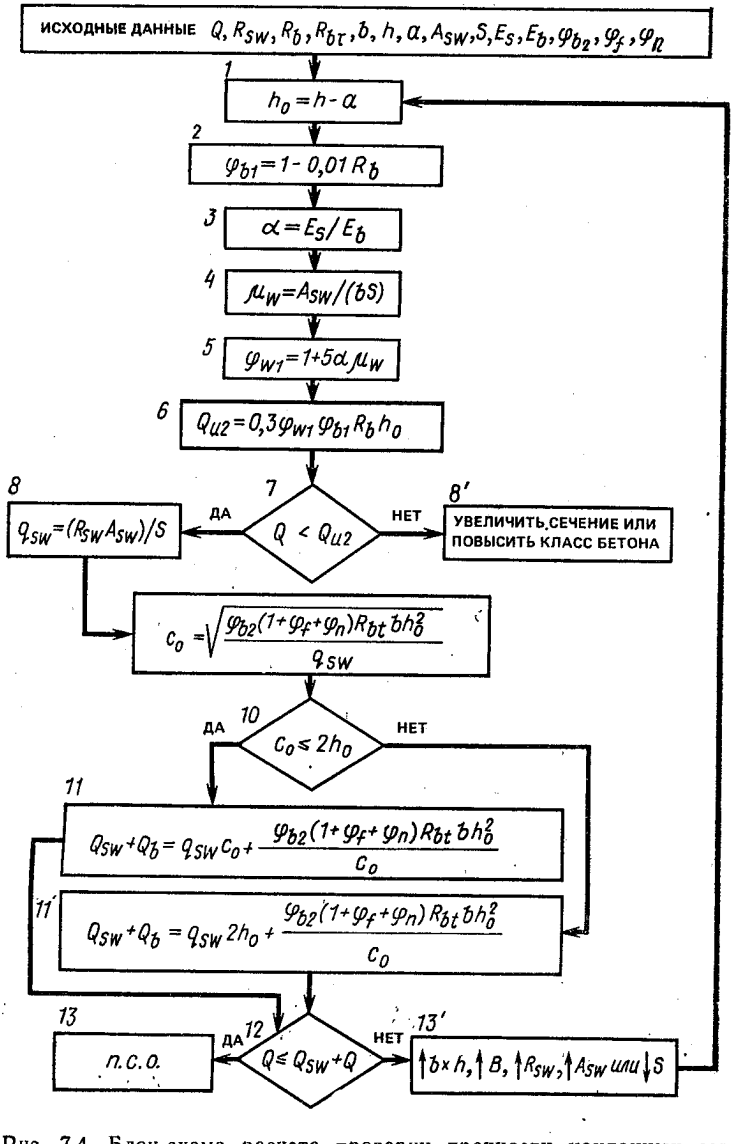


Рис. 7.4. Блок-схема расчета проверки прочности наклонных сечений изгибаемых элементов постоянной высоты, загруженных сосредоточенной нагрузкой и армированных поперечной арматурой (без отгибов), на действие поперечной силы

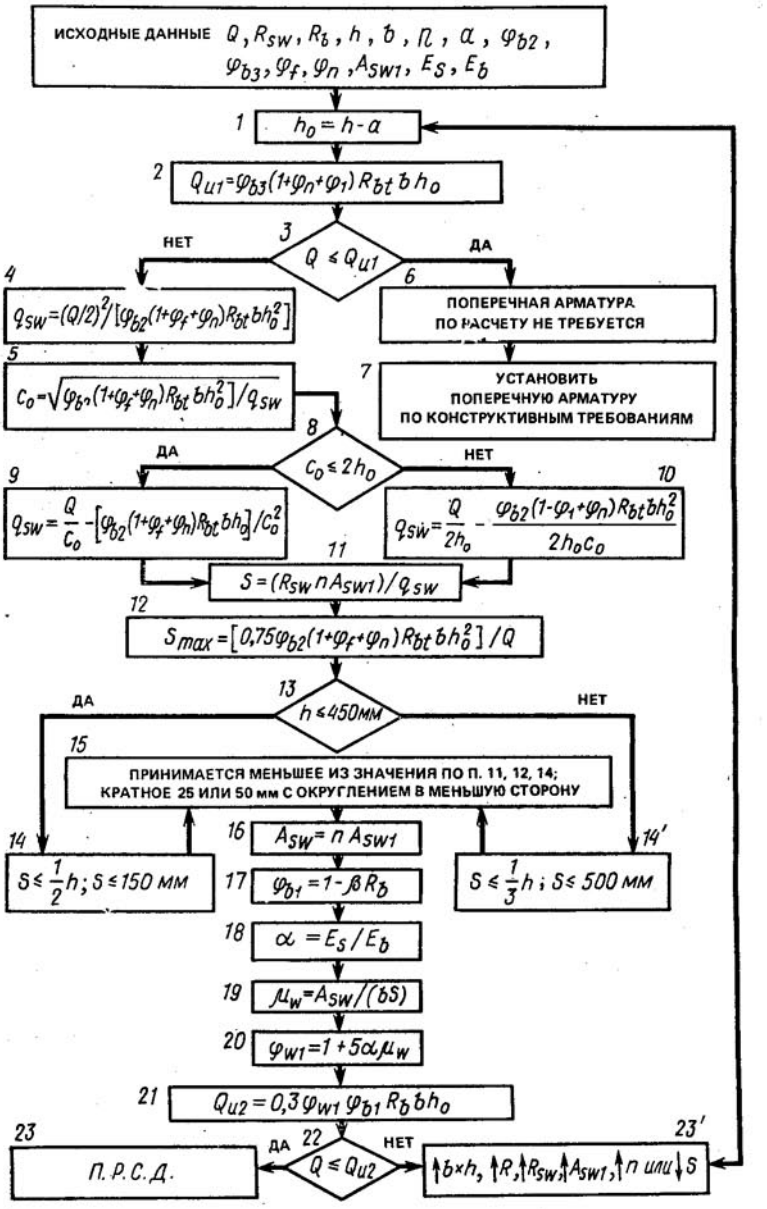


Рис. 7.5. Блок-схема расчета поперечной арматуры в изгибаемых элементах постоянной высоты, загруженных сосредоточенной нагрузкой

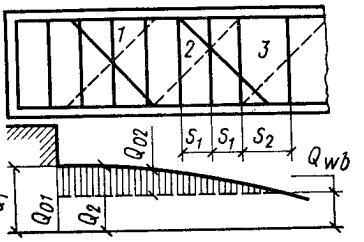


Рис. 7.6. Расположение наиболее опасных сечений при расчете на поперечную силу при армировании хомутами и отгибами

1 — сечение, проходящее через грань опоры; *2* — то же, через расположенное в растянутой зоне начало отгиба; *3* — то же, через точку изменения расстояний между поперечными стержнями (хомутами)

прочности (7.1) получим зависимость для определения необходимого сечения в одной наклонной плоскости

$$A_{s,inc} = [Q + (Q_b - Q_{sw})]/(R_{sw} \sin \alpha), \qquad (7.10)$$

Расчет по поперечной силе следует вести для наклонных сечений, проходящих через следующие точки: *1* — грань опоры; *2* — начало расположенных в растянутой зоне отгибов; *3* — точка изменения шага хомутов (см. рис. 7.6). В соответствии с этим величину Q_i в формуле (7.10) в каждой последующей плоскости принимают равной поперечной силе Q, проходящей через низкую точку предыдущего отгиба.

Стержни отгибают по дуге радиуса не менее $10d$. На концах отогнутых стержней следует устраивать прямые участки, принимаемые равными не менее $20d$ в растянутой и $10d$ в сжатой зоне. Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используют по расчету, не менее чем на $0{,}5h_0$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету.

Чтобы исключить возможность образования трещин между двумя соседними хомутами, необходимо обеспечить восприятие действующей поперечной силы только бетоном. В этом случае условие (7.7) примет следующий вид: $c = \varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2/Q$. Приняв $c = s$ и введя коэффициент 0,75, учитывающий неточности при установке хомутов, получим

$$s_{max} = [0{,}75\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} bh_0^2]/Q. \qquad (7.11)$$

Расчет элементов без поперечной арматуры. В сплошных плитах, балках и ребрах, а также часторебристых сборных плитах высотой до 300 мм поперечную арматуру не устанавливают. Расчет прочности наклонных сече-

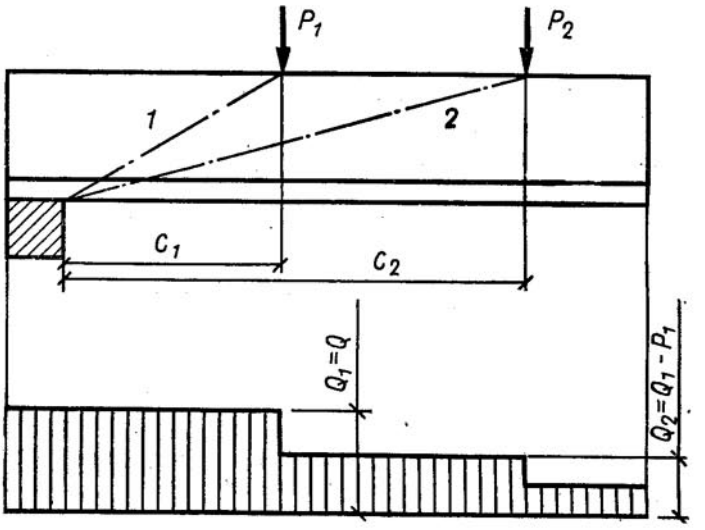


Рис. 7.7. Схема расположения наиболее опасных наклонных сечений в элементах без поперечной арматуры

P_1, P_2 — сечения, наклонные к продольной оси элемента, проверяемые по поперечным силам Q_1 и Q_2; C_1 и C_2 — длины проекций этих сечений на ось элемента

ний без поперечной арматуры производится на грани опоры, где поперечная сила достигает максимального значения. Экспериментально установлено, что прочность обеспечивается в случае соблюдения условия

$$Q \leqslant Q_{b1} = \left[\varphi_{b4}\left(1+\varphi_n\right) R_{bt}\, bh_o^2\right]/c, \qquad (7.12)$$

где Q — поперечная сила, действующая в сечении, принимается $2{,}5R_{bt}bh_o \geqslant Q > \varphi_{b3}R_{bt}bh_o$; φ_{b4} — коэффициент, принимаемый для тяжелого и ячеистого бетона 1,5; мелкозернистого — 1,2; легкого при марке средней плотности: D 1900 и более — 1,2; D 1800 и менее — 1,0; Q_{b1} — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, c — длина проекции наклонного сечения, проходящего через опору, принимается $2{,}5h_o = (\varphi_{b4}/\varphi_{b3})h_o$.

При проведении расчета обычно задаются рядом значений $c \leqslant 2{,}5h_o$, а при действии фиксированных сосредоточенных сил эти наклонные сечения направляют самым невыгодным образом, т. е. к точкам приложения сосредоточенных сил (рис. 7.7).

§ 7.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента заключается в проверке прочности сечения с известным количеством и расположением арматуры, определенными из предшествующих расчетов. Условие прочности наклонного сечения по изгибающему моменту основано на том, что сумма моментов относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в сечении над трещиной должна быть равна нулю ($\Sigma M = 0$)

$$M = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \qquad (7.13)$$

где M — момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно упомянутой точки; M_s, M_{sw}, $M_{s,inc}$ — сумма моментов относительно той же точки соответственно от усилий в продольной арматуре, в хомутах и отогнутых стержнях, пересекающих растянутую зону наклонного сечения.

Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения не производится, если выполняются конструктивные требования, обеспечивающие прочность элемента на изгиб по наклонным сечениям. К ним относятся: обеспеченность надежной анкеровки арматуры продольных стержней, доведение продольной растянутой арматуры до опоры. В этом случае прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечивается, так как $M \leqslant M_s$. При отсутствии анкеров на концах арматурных стержней расчет не делают, если наклонное сечение пересекает продольную арматуру за пределами зоны анкеровки, то есть при $l_x > l_{an}$,

где l_x — расстояние от конца арматуры до точки пересечения наклонным сечением продольной арматуры.

Длину зоны анкеровки l_{an} определяют по формуле:

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta\lambda_{an}) d \leqslant \lambda_{an} d, \qquad (7.14)$$

где для ненапрягаемой растянутой арматуры, анкеруемой в растянутом бетоне, $\omega_{an} = 0{,}7$; $\Delta\lambda_{an} = 20$; $l_{an} = 250$ мм.

В случае недостаточности анкеровки предельных стержней предусматривают специальные конструктивные меры — приварку к концам стержней анкерующих шайб, пластин, уголков, а также постановку косвенной арматуры в зоне анкеровки. Для экономии металла при

армировании изгибаемых элементов часть продольной растянутой арматуры не доводится до опоры, а обрывается в пролете, там, где она не требуется из условия прочности нормальных сечений по изгибающему моменту. Обрываемые стержни должны быть заведены за место теоретического обрыва на величину l_{p2}, которую определяют из условия, когда любое наклонное сечение, проходящее через конец обрываемого стержня, пересекает достаточное количество поперечной арматуры для компенсации части оборванной продольной арматуры и принимается равным большему из двух значений

$$l_{p2} = \frac{Q - Q_{s,inc}}{2q_{wl}} + 5d \geqslant 20d, \qquad (7.15)$$

где Q — поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня; $Q_{s,inc}$ — поперечная сила, воспринимаемая отгибами (при их наличии) в месте теоретического обрыва; q_{wl} — усилие в хомутах на единицу длины балки на участке длиной l_{pr}; d — диаметр обрываемого стержня.

Величины q_{wl} и Q_s при угле α наклона отгиба к оси элемента определяют по следующим формулам:

$$q_{wl} = R_s A_{sw}/s; \qquad (7.16)$$

$$Q_{s,inc} = A_{s,inc} R_s \cdot \sin\alpha. \qquad (7.17)$$

Места теоретического обрыва стержней устанавливают графоаналитическим способом. Для этого строят эпюру материалов, которая представляет собой совмещенную в едином масштабе эпюру изгибающих моментов от внешней нагрузки и эпюру моментов, воспринимаемых сечением элемента с учетом работы арматуры (рис. 7.8). Эпюры материалов строят в следующем порядке. Первоначально намечают арматурные стержни, подлежащие обрыву или отгибу. При этом учитывают, что до опоры доводится не менее двух стержней, расположенных в первом ряду в углах сечения. Обрывы стержней рекомендуется располагать симметрично относительно вертикальной оси сечения балки. В балках, армированных сварными каркасами, стержни обрывают парами в крайних каркасах и в отдельности каждый стержень в среднем каркасе. При армировании вязаными каркасами в каждом сечении можно обрывать (или отгибать) по одному стержню.

Для определения места теоретичесого обрыва стержней (рис. 7.8, *б*) в принятом масштабе от оси эпюры мо-

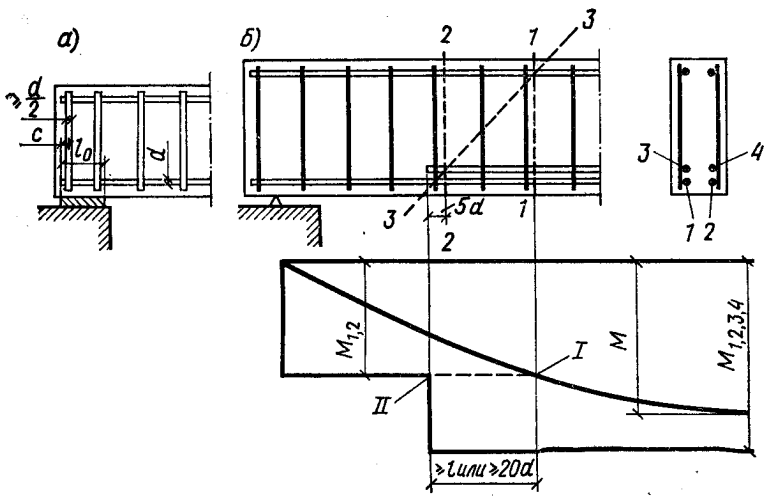


Рис. 7.8. Построение эпюры материалов

а — обеспечение анкеровки арматуры в пролете; *б* — определение мест теоретического обрыва стержней; *I* — место теоретического обрыва продольных стержней; *II* — место фактического обрыва продольных стержней

ментов откладывают момент, воспринимаемый сечением, армированным стержнями 1, 2, 3, 4, с площадью $A_{s1,2}$ по формуле

$$M_{1,2} = R_s A_{s1,2} z, \qquad (7.18)$$

где z — плечо внутренней пары сил; для прямоугольных сечений

$$z = h_0 - 0{,}5x.$$

Затем из найденной точки проводят горизонтальную линию, и точка пересечения этой линии с эпюрой изгибающих моментов (сечение *I* — *I*) и будет местом теоретического обрыва стержней. В соответствии с выражением (7.15) находят длину их заделки l_{pr} и по эпюре материалов графически определяют полную длину обрываемых стержней и начало фактического обрыва от торца элемента или арматурного каркаса.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите случаи разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению.
2. Запишите условие прочности наклонного сечения на действие поперечной силы.
3. Приведите зависимость для определения предельного значе-

ния поперечной силы, воспринимаемой бетоном над наклонной трещиной.

4. Каково условие образования наклонных трещин? Напишите формулы для расчета хомутов на поперечную силу при наличии трещин.

5. Укажите порядок расчета отгибов при действии поперечной силы.

6. Перечислите условия прочности наклонного сечения по изгибающему моменту.

7. Назовите конструктивные требования, обеспечивающие прочность сечений на действие изгибающего момента.

8. Каковы особенности расчета элементов без поперечной арматуры?

9. Как определяют места теоретического обрыва продольной арматуры?

10. Напишите формулу для определения длины заделки арматурных стержней в местах их теоретического обрыва.

Глава 8. Расчет прочности сжатых элементов

§ 8.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ И ВИДЫ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

К сжатым элементам относятся (рис. 8.1, *а, б, в, г*) колонны, перегородки и стены зданий, верхние пояса и стойки ферм, загруженные изгибающим моментом и нормальной сжимающей силой N, стены прямоугольных резервуаров, воспринимающих боковое давление грунта или жидкости, вызывающие изгибающие моменты M, поперечные силы Q и вертикальное давление от перекрытия N, элементы рамных конструкций.

Вследствие геометрических погрешностей, возникающих при изготовлении и возведении конструкций, неоднородности бетона в поперечном сечении элементов и изменчивости положения продольной арматуры центральное сжатие в элементах практически отсутствует. Неизбежно возникающий эксцентриситет из-за неучтенных в расчете факторов называют случайным эксцентриситетом e_a. Величина случайного эксцентриситета e_a принимается равной большему из значений: $^1/_{600}$ длины элемента или длины части элемента (между точками закрепления) и $^1/_{30}$ высоты сечения элемента, но не менее 1 см.

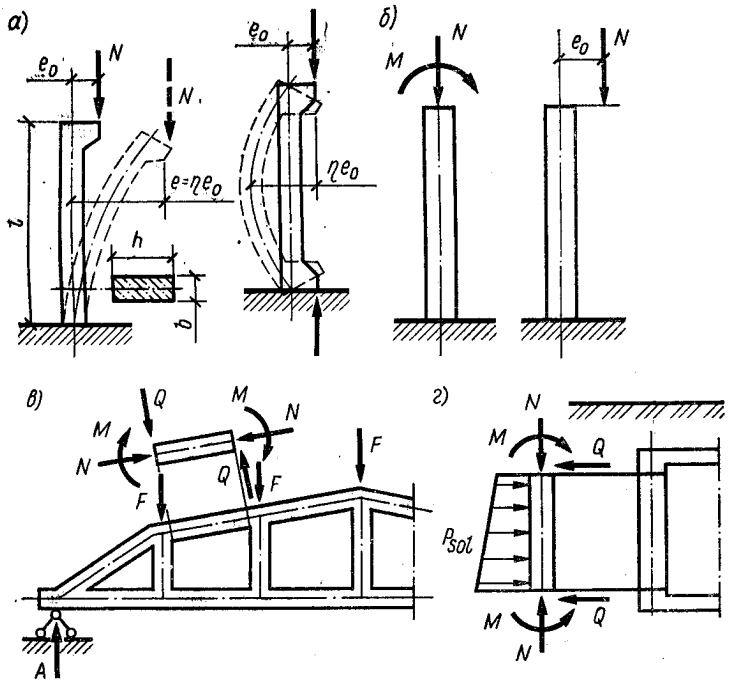


Рис. 8.1. Сжатые элементы
а — внецентренно сжатые колонны; *б* — колонны, испытывающие одновременное действие продольной сжимающей силы N и момента M; *в* — сжатые элементы ферм; *г* — стенка подземного резервуара

Для расчетов одновременное действие продольной сжимающей силы N и изгибающего момента M можно заменить силой N, действующей с начальным эксцентриситетом $e_0 = e_{0N} = M/N$ (рис. 8.1, *б*).

В зависимости от характера работы колонны назначают форму поперечных сечений и армирования (рис. 8.2). Форму поперечного сечения колонн при малых эксцентриситетах принимают квадратную, круглую или кольцевую (для экономии бетона). При больших эксцентриситетах $e_0 = e_{0N} + e_a$ принимают прямоугольную форму поперечного сечения, а при особенно больших — двухветвевую (рис. 8.2, *в*).

Размеры поперечных сечений колонн и других внецентренно сжатых элементов принимают такими, чтобы гибкость элементов l_0/i в любом направлении не превышала 200 мм (для элементов из тяжелого, мелко-

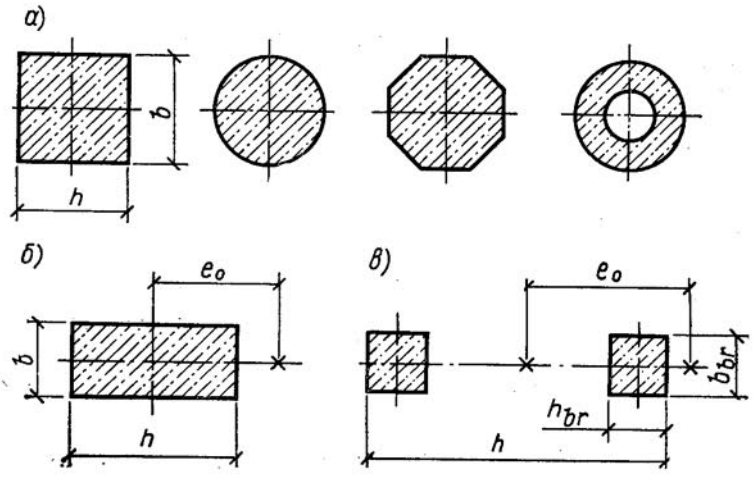


Рис. 8.2. Поперечные сечения и армирование сжатых элементов при малых (*а*), больших (*б*) и особенно больших (*в*) эксцентриситетах приложения продольной оси

зернистого и легкого бетона), а для колонн, являющихся элементами зданий, — 120 мм. Прямоугольные и квадратные сечения колонн принимают кратными 100 мм. В прямоугольных сечениях соотношение сторон назначают в пределах $h = (1{,}3...3)\,b$.

Продольная рабочая арматура служит для увеличения несущей способности элемента, уменьшения влияния случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона. Колонны армируются продольными стержнями диаметром 12...40 мм (рабочая арматура) из стали классов А-II и А-III и поперечными стержнями из стали класса А-I и $В_р$-I. Гибкую рабочую продольную арматуру в колоннах со случайными эксцентриситетами e_a размещают равномерно по периметру нормального сечения с обязательной постановкой стержней в углах. Армирование может быть симметричным и несимметричным. При симметричном армировании у противоположных граней предусматривают одинаковую арматуру. Обычно рабочие стержни располагаются на расстоянии до 400 мм один от другого. В случае если расстояние между осями рабочих стержней более 400 мм, между ними устанавливают конструктивную арматуру диаметром не менее 12 мм.

Продольную рабочую арматуру устанавливают в поперечном сечении возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая должна быть не менее диаметра стержня и не менее 20 мм. Насыщение поперечного сечения сжатых элементов продольной арматурой оценивают коэффициентом (процентом) армирования μ (μ %). При этом принимают в элементах со случайным эксцентриситетом $\mu=(A_s+A_s')\ (bh)$, а в элементах с расчетным эксцентриситетом $\mu=A_s/(bh_o)$ и $\mu'=A_s'/(bh_o)$. Оптимальный процент армирования по экономическим соображениям должен быть равен 1...2 %. Минимальный устанавливается в зависимости от гибкости элемента; он обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин. В элементах с расчетным эксцентриситетом $\mu_{min}=0{,}05...0{,}25$ %, а в элементах со случайным эксцентриситетом значение его увеличивается вдвое. Рекомендуется максимальное значение $\mu=3$ %; больший коэффициент армирования допускается лишь при соответствующем обосновании.

В сжатых железобетонных элементах важная задача обеспечить устойчивость продольных арматурных стержней, так как гибкость арматурного стержня намного больше, чем самого элемента. Потеряв устойчивость, арматурный стержень выпучивается, разрушая тонкий защитный слой бетона (рис. 8.3, *а*, *б*). Это приводит к полному разрушению сжатого железобетонного элемента до достижения напряжениями предельных значений в бетоне и арматуре. Впервые с явлением потери устойчивости арматурного стержня в сжатом бетоне столкнулся англичанин Брюннель, испытывавший в 1885 г. бетонные и железобетонные арки. Он пытался доказать, что металлические стержни (арматура), введенные в тело бетонной арки, повышают ее несущую способность. Однако «усиленная» металлическими стержнями арка разрушилась при нагрузке, составляющей лишь 60 % разрушающей для чисто бетонной арки. Из этих опытов был сделан неверный вывод о том, что арматура не повышает несущей способности конструкции. Неудачные результаты опытов объясняются ранней потерей арматурными стержнями устойчивости, выпучиванием арматуры и разрушением сначала защитного слоя бетона, а затем и всей конструкции.

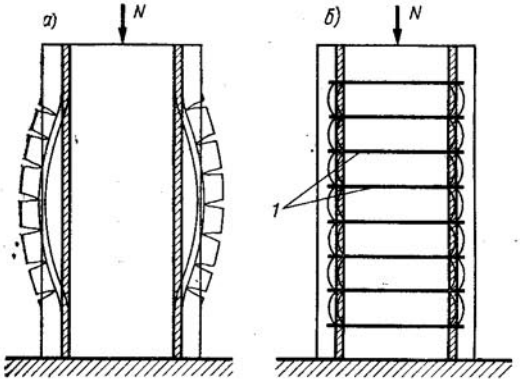


Рис. 8.3. Потеря устойчивости арматуры в сжатом железобетонном элементе

а — при отсутствии поперечной арматуры; *б* — при наличии поперечной арматуры; *1* — хомуты

Внецентренно сжатые элементы изготовляют из бетона не ниже класса В15 (в том числе и колонны), а тяжело нагруженные — не ниже В25.

Устойчивость и проектное положение продольных рабочих стержней арматуры в элементах обеспечивается с помощью поперечной арматуры (хомутов). Поперечная арматура должна способствовать надежному закреплению сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении. Шаг хомутов при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа принимают не более 500 мм и не более $20d$ при сварных каркасах или не более $15d$ — при вязаных каркасах. При $R_{sc} \geqslant 450$ МПа шаг хомутов принимают не более 400 мм и не более $15d$ в сварных каркасах или $12d$ в вязаных (где d — наименьший диаметр продольных сжатых рабочих стержней арматуры). При общем насыщении элемента продольной арматурой более 3 % шаг хомутов принимают не более 300 мм и $10d$. При назначении шага хомутов конструктивные продольные стержни диаметром 12 мм во внимание не принимаются.

§ 8.2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В зависимости от эксцентриситета приложения продольной силы N различают два характерных случая разрушения внецентренно сжатых элементов. При больших эксцентриситетах (рис. 8.4) разрушение начинается с появления трещин в бетоне со стороны растянутой арматуры, далее по мере увеличения нагрузки напряже-

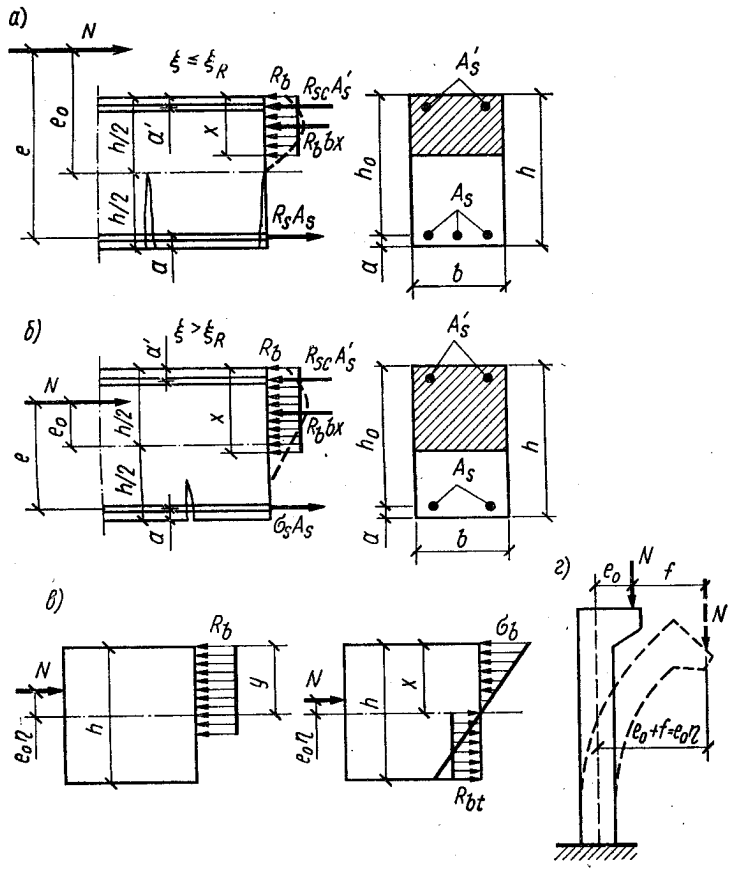


Рис. 8.4. Блок-схема определения площади сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного сечения при несимметричном армировании

ния в арматуре достигают предела текучести, затем разрушается сжатый бетон (случай 1). При относительно малых эксцентриситетах все сечение сжато или часть его сжата, а часть слабо растянута, разрушение начинается со стороны наиболее напряженного волокна сжатого бетона. Напряжения в арматуре у грани, более удаленной от продольной силы, могут быть равны нулю, сжимающими или растягивающими, но не достигают предела

текучести. Напряжение в ближайшей к продольной силе арматуре (см. рис. 8.4, *б*) достигает R_{sc} (случай 2). Случай 1 бывает при $\xi = x/h_o \leqslant \xi_R$, случай 2 — при $\xi > \xi_R$. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R определяют по формуле (6.1).

Случай 1. Расчетные зависимости получают на основе предпосылок, аналогичных принятым для изгибаемых элементов: расчет ведется по III стадии напряженно-деформированного состояния; в предельном состоянии по прочности принимают $\sigma_s = R_s$; $\sigma'_{sc} = R_{sc}$, $\sigma_b = R_b$; эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны — прямоугольная; работа растянутого бетона не учитывается.

Условие прочности получают, сопоставляя внешний момент и сумму моментов внутренних сил в сечении относительно центра тяжести растянутой арматуры *s* (см. рис. 8.4, *а*)

$$Ne \leqslant M_b + M'_s = R_b bx\,(h_o - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s\,(h_o - a'), \qquad (8.1)$$

где $e = e_0 + h/2 - a$.

Высоту сжатой зоны бетона находят, проектируя все действующие силы на горизонтальную ось

$$N = N_b + N'_s - N_s = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s. \qquad (8.2)$$

Пользуясь полученными зависимостями, можно проверить несущую способность сечения или подобрать требуемую арматуру. При определении несущей способности из формулы (8.2)

$$x = \left(N - R_{sc} A'_s + R_s A_s\right)/\left(R_b b\right). \qquad (8.3)$$

Если $x \leqslant x_R = \xi_R h_o$ (случай 1), то его подставляют в формулу (8.1) и проверяют условие прочности. При $x > x_R$ расчет следует вести по формулам для случая 2.

При подборе сечения арматуры в двух полученных уравнениях (8.1) и (8.2) оказывается три неизвестных: x, A_s, A'_s. При этих условиях наиболее экономичное сечение (как и в изгибаемых элементах с двойной арматурой) получают, приняв $x = x_R$. Тогда из формулы (8.1) площадь сжатой арматуры

$$A'_s = \left(Ne - \alpha_R R_b bh_o^2\right)/\left[R_{sc}\left(h_o - a'\right)\right], \qquad (8.4)$$

а из формулы (8.2) площадь растянутой

$$A_s = \left(R_b b\xi_R h_o + R_{sc} A'_s - N\right)/R_s. \qquad (8.5)$$

Для элементов из бетона класса В30 и ниже нормы рекомендуют формулы, в которых принято $\alpha_R=0{,}4$, $\xi_R=0{,}55$. Тогда

$$A_s' = \left(Ne - 0{,}4R_b\, bh_0^2\right)/\left[R_{sc}\left(h_0 - a'\right)\right]; \tag{8.6}$$

$$A_s = \left(0{,}55R_b\, bh_0 + R_{sc}\, A_s' - N\right)/R_s. \tag{8.7}$$

Полученные зависимости справедливы при $A_s'>0$ и $A_s'\geqslant\mu_{min}bh_0$. Если $A_s'<0$, то по расчету сжатая арматура не требуется, однако в соответствии с нормами она должна быть поставлена конструктивно в количестве $A_s'=\mu_{min}bh_0$. В этом случае из формулы (8.1) определяют момент, воспринимаемый бетоном

$$M_b = M - M_s' = Ne - R_{sc}\, A_s'\left(h_0 - a'\right). \tag{8.8}$$

и соответствующую ему высоту сжатой зоны, т. е. по

$$\alpha_m = M_b/\left(R_b\, bh_0^2\right) \tag{8.9}$$

находят ξ, после чего из формулы (5.4)

$$A_s = \left(R_b\, b\xi h_0 + R_{sc}\, A_s' - N\right)/R_s. \tag{8.10}$$

Блок-схема подбора площади сечения A_s и A_s' была приведена на рис. 8.4.

При симметричном армировании $A_s=A_s'$ и при $R_s=R_{sc}$ (для арматуры классов A-II...A-III) $x=N/(R_b b)$. Тогда из формулы (8.1)

$$A_s = A_s' = \left[Ne - R_b\, bx\left(h_0 - 0{,}5x\right)\right]/\left[R_{sc}\left(h_0 - a'\right)\right]. \tag{8.11}$$

Случай 2 ($\xi=x/h_0>\xi_R$). Расчетные предпосылки те же, что и в предыдущем случае, однако напряжения в арматуре, наиболее удаленной от продольной силы, в предельном состоянии $\sigma_s<R_s$. Условие прочности определяют по формуле (8.1), при этом условие равновесия примет вид

$$N = R_b\, bx + R_{sc}\, A_s' - \sigma_s\, A_s, \tag{8.12}$$

где σ_s для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой класса A-I, A-II, A-III определяют по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \left[2\left(1-\xi\right)/\left(1-\xi_R\right) - 1\right]R_s. \tag{8.13}$$

Из формулы видно, что при $\xi=\xi_R$ $\sigma_s=R_s$; при $\xi=1$ (все сечение сжато) $\sigma_s=-R_s=R_{sc}$.

Согласно нормам проверка прочности прямоугольного сечения с симметричной арматурой при $x>\xi_R h_0$ может также производиться из условия (8.1). При этом принимают высоту сжатой зоны $x=\xi h_0$, где значение ξ для бетона класса В30 и ниже

$$\xi = x/h_0 = [\alpha_n (1-\xi_R) + 2\alpha_s \xi_R]/(1-\xi_R+2\alpha_s), \quad (8.14)$$

здесь

$$\alpha_n = N/(R_b b h_0); \quad \alpha_s = R_s A_s/(R_b b h_0).$$

Требуемое количество симметричной арматуры в этом случае

$$A_s = A_s' = [Ne - R_b bx(h_0 - 0{,}5x)]/R_{sc}(h_0 - a'), \quad (8.15)$$

где x — высота сжатой зоны [см. формулу (8.14)].

Учет влияния гибкости элемента. Полученные формулы относятся к расчету прочности внецентренно сжатых элементов, гибкостью которых можно пренебречь. Гибкие элементы под влиянием внешней нагрузки изгибаются, вследствие чего начальный эксцентриситет увеличивается (см. рис. 8.6). При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе, чем в негибких элементах. Влияние прогиба на несущую способность сжатого элемента рекомендуется учитывать путем рассмотрения деформированного состояния конструкции. Однако расчет по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин в его растянутой зоне представляет пока значительные трудности. Поэтому нормы допускают возможность расчета внецентренно сжатых элементов по недеформированной схеме (по приведенным выше формулам) с учетом влияния прогиба f на его прочность путем умножения начального эксцентриситета e_0 на коэффициент η. Расчетный эксцентриситет при гибкости $l_0/i>14$ (для прямоугольных элементов $l_0/h>4$)

$$e_{0\eta} = e_0 + f = e_0\,\eta = e_0/(1 - N/N_{cr}), \quad (8.16)$$

где e_0 — начальный эксцентриситет, полученный из статического расчета по недеформированной схеме с учетом случайного эксцентриситета; N_{cr} — условная критическая сила, зависящая от геометрических характеристик, деформативных свойств материалов, эксцентриситета продольной силы, длительности действия нагрузки, предварительного напряжения и количества арматуры.

При небольшой гибкости элемента $l_0/i<14$ ($l_0/h<4$),

влияние продольного изгиба на увеличение эксцентриситета становится незначительным и принимают коэффициент $\eta = 1$. В целях ограничения прогибов элементов рекомендуется соблюдать $\eta \leqslant 2{,}5$. При $\eta > 2{,}5$ следует увеличить размеры поперечного сечения и, в первую очередь, его высоту.

§ 8.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СТЫКОВ СБОРНЫХ КОЛОНН

Конструкции стыков сборных колонн зависят от назначения здания, размеров колонн и действующих усилий. При больших эксцентриситетах продольной силы N, т. е. при значительных моментах, применяют жесткие стыки, выполненные путем ванной сварки выпусков продольной арматуры. При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают угловые подрезки бетона длиной 150 мм, при арматурных же выпусках по всему периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сварными сетками и заканчивают в виде пластин толщиной 8...10 мм или бетонного выступа. Полость стыка (подрезки и шов между торцами стыка элементов) замоноличивают в инвентарных формах под давлением. Такой стык рассчитывают в двух стадиях: до замоноличивания — как шарнирный — на нагрузки, действующие в этой стадии, и после замоноличивания — как жесткий.

Расчет незамоноличенных стыков ведут на местное смятие бетона центрирующей прокладки из условия расчета на местное смятие с учетом дополнительного усилия, воспринимаемого арматурными выпусками

$$N = \psi R_{b,red} A_{loc,1} + 0{,}5\varphi R_{sc} A_s, \qquad (8.17)$$

где $A_{loc,1}$ — площадь сечения, равная площади центрирующей прокладки при опирании ее на бетон; 0,5 — коэффициент условий работы; φ — коэффициент продольного изгиба для выпусков, определяемый при l_0, равной фактической длине выпусков; A_s — площадь сечения всех выпусков.

Расчет замоноличенного стыка (в стадии эксплуатации) ведут в зоне подрезки бетона. При этом учет косвенного армирования зависит от его расположения в зоне стыка. При косвенном армировании сетками как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания, рассматривают все сечение, ограниченное стержнями сеток,

расположенными у граней замоноличенного участка колонны.

При малых эксцентриситетах продольной силы $e_0 = M/N \leqslant 0{,}2h$ применяют стык колонн с торцовыми листами толщиной 10...20 мм и центрирующей прокладкой размером $b_1 = (1/3)b$, $h = (1/3)h$, $t = 3...4$ мм, где b и h — размеры сечения колонны. К торцовым листам приваривают анкерные стержни из арматуры периодического профиля диаметром d и длиной $20d$. По периметру листов имеются фаски для удобства сварки при монтаже колонны. Торцы стыкуемых колонн армируют горизонтальными сварными сетками. Продольное усилие с одного стыкуемого элемента другому передается через центрирующую прокладку и сварные швы, напряжение вне зоны контакта вследствие гибкости торцовых листов принимают равным нулю. Тогда действующая в колонне сжимающая сила N распределяется пропорционально площади контакта:

$$N_{wf} = NA_{wf}/A; \quad N_p = NA_p/A, \tag{8.18}$$

где N_{wf} — усилие, которое передается на сварные швы по контуру стыка; A_{wf} — площадь контакта по периметру сварного шва торцового листа; N_p — усилие, передаваемое через центрирующую прокладку; A_p — площадь контакта под центрирующей прокладкой; A — полная площадь контакта, $A = A_{wf} + A_p$.

Требуемая высота сварного шва

$$h_w = N/0{,}7R_{wf} + \Sigma l_w, \tag{8.19}$$

где R_{wf} — расчетное сопротивление сварного шва; Σl_w — суммарная длина сварных швов стыка с учетом непровара, равного 1 см.

Если в стыке действует изгибающий момент, то швы, перпендикулярные плоскости изгиба, рассчитывают с учетом дополнительной силы $N_{wl} = M/h$. Тогда усилие на шов равно

$$N_1 = N_{wf}\, b/2\,(b + h) + M/h. \tag{8.20}$$

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите классификацию сжатых элементов по типу армирования.
2. Как определяется эксцентриситет?
3. Перечислите принципы конструирования продольной и поперечной арматуры колонн.
4. Назовите порядок расчета сжатых элементов.
5. Охарактеризуйте два случая разрушения внецентренно сжатых элементов.

6. Каковы конструктивные особенности колонн при действии расчетных эксцентриситетов?

7. В чем заключаются особенности расчета гибких сжатых элементов (учет влияния продольного изгиба)?

8. Напишите основное условие прочности сжатого элемента.

9. Перечислите порядок расчета колонн при действии расчетного эксцентриситета.

10. Назовите особенности расчета стыков сборных колонн.

Глава 9. Центрально-растянутые элементы

§ 9.1. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ И ВИДЫ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Центрально-растянутыми элементами называют такие конструкции, в нормальном сечении которых точка приложения растягивающего усилия N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре. К центрально-растянутым элементам относятся затяжки арок, нижние пояса и растянутые элементы решетки ферм, стенки круглых резервуаров, бункеров, силосов, напорных труб и другие железобетонные элементы. Центрально-растянутые элементы армируются отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению. При большой ширине сечений (стенки цилиндрических резервуаров) используют сварные сетки, располагаемые у поверхности конструкции с соблюдением минимальной толщины защитного слоя.

Продольная арматура в центрально-растянутых элементах предназначается для восприятия растягивающей силы N, так как известно, что бетон плохо работает на растяжение, в нем быстро появляются трещины и он выключается из работы. Поперечные сечения растянутых стержневых элементов могут быть прямоугольными, двутавровыми, трубчатыми и иной формы. Из условия удобства в изготовлении и эксплуатации чаще других применяют прямоугольные сечения.

Характер армирования растянутых элементов аналогичен сжатым. Продольная рабочая арматура устанавливается по сторонам сечения, перпендикулярным плоскости растяжения, и связывается сварными или вязаными хомутами. В растянутых стержневых элементах

следует по возможности избегать стыков арматуры, а при устройстве стыков осуществлять их на сварке. Только в плитных элементах — стенах круглых резервуаров, трубах, стенах бункеров, силосов — арматуру можно стыковать внахлестку без сварки при расположении стыков вразбежку. При этом площадь сечения стержней, стыкуемых в одном сечении, должна составлять: при круглых стержнях — не более 25 %, а при стержнях периодического профиля — не более 50 % общей площади растянутой арматуры. Поперечная арматура (хомуты) обычно устанавливается конструктивно и должна охватывать всю продольную арматуру. Расстояние между хомутами должно быть не более удвоенной ширины наименьшей грани сечения.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В25. В трещиностойких конструкциях (когда недопустимо образование трещин) используют бетоны более высоких классов — В30...В40. Предварительно напряженные растянутые конструкции изготовляют из бетона класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкости, следует применять для ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А-II и А-I, а для предварительно напряженной — высокопрочную проволоку классов В-II, $В_р$-II, канаты и горячекатаную сталь классов А-V и А-VI. Минимальный процент армирования растянутых элементов установлен из условия предупреждения внезапного разрушения при образовании трещин и составляет для центрально-растянутых элементов — 0,1 %, для внецентренно-растянутых — 0,05 %.

§ 9.2. НАПРЯЖЕННЫЕ СОСТОЯНИЯ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Начальные напряжения в железобетонных элементах возникают еще до приложения нагрузки вследствие усадки бетона. Они образуют в бетоне растяжение, а в арматуре — сжатие. Несмотря на то что начальные напряжения невелики, при больших процентах армирования они могут заметно снизить прочность бетона на растяжение. В центрально-растянутых элементах при постоянном увеличении нагрузки различают три стадии напряженного состояния.

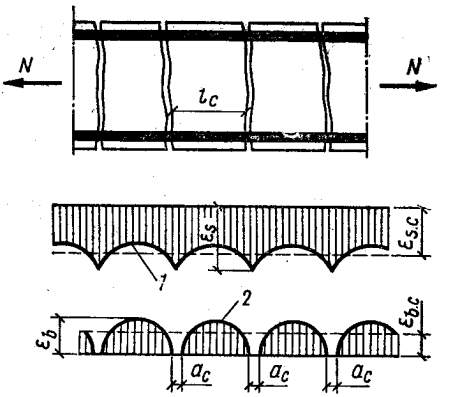


Рис. 9.1. Деформации арматуры и бетона центрально-растянутого элемента без предварительного напряжения после образования трещин в бетоне

1 — относительные деформации арматуры; *2* — то же бетона

Стадия 1-я, до образования трещин. Трещин в бетоне еще нет, деформации бетона и арматуры протекают совместно, бетон и арматура растянуты, упругие деформации бетона сменяются неупругими. К концу стадии растягивающие напряжения в бетоне достигают предельного значения.

Из условия совместности относительных деформаций арматуры и бетона $\varepsilon_s = \varepsilon_b$ находим $\sigma_s/E_s = \sigma_{bt,max}$. Отсюда с учетом соотношения, полученного экспериментально для конечного состояния стадии $E_{bt} = 0{,}5E_b$, получаем напряжение арматуры

$$\sigma_s = (2E_s/E_b)\,\sigma_{bt,max},$$

что для всех классов бетона приблизительно равно $\sigma_s = 50$ МПа.

Стадия 2-я, после образования трещин. В бетоне появляются сквозные поперечные трещины, они разделяют элемент на блоки длиной l_c (рис. 9.1). Напряжения и относительные деформации бетона в пределах трещины равны нулю; между трещинами бетон включается в работу на растяжение, при этом с приближением к середине участка между трещинами относительные деформации бетона возрастают. Напряжения в арматуре, напротив, в трещине имеют максимальное значение, а по мере удаления к середине блока уменьшаются, поскольку часть растягивающего усилия переходит на бетон. Если на участке с трещиной деформации арматуры ε_s, то средние относительные деформации арматуры между трещинами равны:

$$\varepsilon_{sc} = \psi_s\,\varepsilon_s,$$

где ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, зависящий от класса бетона, процента армирования, характера действия нагрузки и др.

Средний модуль упругости E_{sc} и среднее напряжение $\sigma_{s.c}$ растянутой в бетоне арматуры

$$E_{sc} = E_s/\psi_s; \quad \sigma_{sc} = \psi_s \sigma_s.$$

Вторая стадия завершается, когда напряжения в арматуре достигают предела упругости физического и условного.

Стадия 3-я — разрушение. При арматуре с физическим пределом текучести без практического увеличения нагрузки элемент существенно удлиняется, что и определяет его предельное состояние. При арматуре с условным пределом текучести последующее загружение элемента связано с ускоренным нарастанием удлинений — стадия завершается разрывом арматуры и разрушением элемента.

§ 9.3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Центрально-растянутые элементы. Расчет прочности центрально-растянутых элементов основан на 3-й стадии их работы под нагрузкой. В соответствии с этим в расчетном предельном состоянии по прочности работу бетона на растяжение не учитывают, а внешнее растягивающее усилие должно быть полностью воспринято только арматурой. Основное условие прочности центрально-растянутого элемента можно получить из условия равновесия $\Sigma y = 0$ (рис. 9.2). Прочность сечения считается обеспеченной, если растягивающее усилие не превосходит равнодействующую предельных растягивающих усилий во всей продольной арматуре, расположенной в сечении элемента

$$N \leqslant N_u = R_s A_s, \qquad (9.1)$$

где N — расчетное внешнее растягивающее усилие; N_u — равнодействующая растягивающих усилий в продольной арматуре; A_s — площадь ненапрягаемой арматуры.

Внецентренно растянутые элементы. Прочность внецентренно растянутых элементов рассчитывают в основном по нормальному сечению, а в необходимых случаях и по наклонному сечению. В зависимости от положения продольной силы различают два случая разрушения

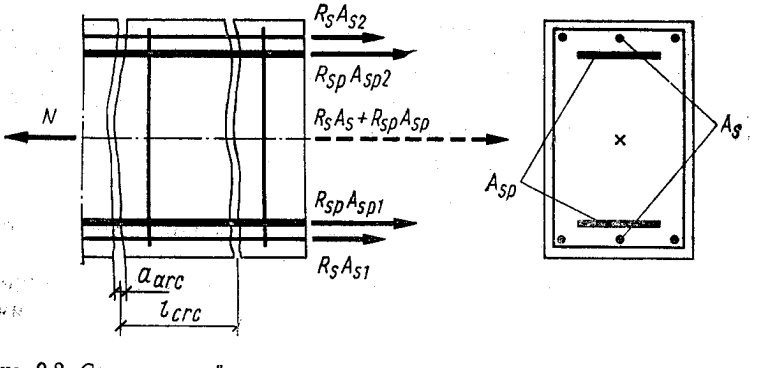


Рис. 9.2. Схема усилий в расчетном нормальном сечении центрально-растянутых элементов

нормальных сечений внецентренно растянутых элементов.

Случай 1 (случай малых эксцентриситетов) возникает, когда внешняя продольная сила приложена в пределах ядра сечения, и, следовательно, все сечение растянуто, но неравномерно. В предельном состоянии бетон выключен из работы, так как элемент на всю высоту пронизан поперечными трещинами, и разрушение наступает, когда напряжения по всей продольной арматуре достигают предельного значения (рис. 9.3, *а*). В сечении проходящем через трещину, границей ядра сечения является положение центров тяжести арматуры A_s и A'_s. Таким образом, случай 1 характеризуется условием, когда продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре, т. е. $e_0 \leqslant 0{,}5h - a$ или $e' \leqslant h_0 - a'$.

Случай 2 (случай больших эксцентриситетов) наблюдается, когда продольная сила приложена вне ядра сечения, т. е. за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматурах ($e_0 > 0{,}5h - a$ или $e' > h_0 - a'$). Предельное состояние внецентренно растянутых элементов в этом случае сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов. Часть сечения у грани, удаленной от силы N, сжата, противоположная часть сечения растянута (рис. 9.3, *б*). Разрушение наступает от исчерпания несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры). Этому случаю разрушения соответствует условие $\xi = x/h_0 \leqslant \xi_R$. Расчет прочности нормальных сечений вне-

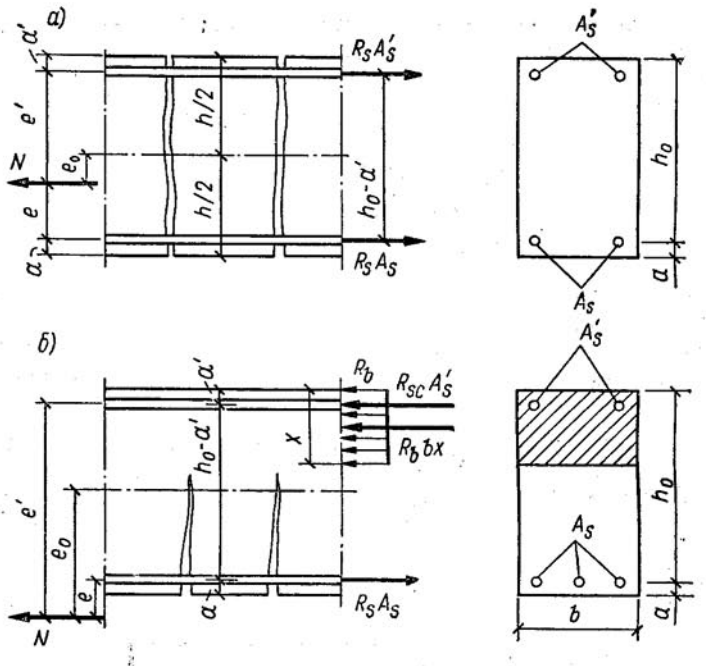


Рис. 9.3. Схемы расчетных усилий в сечениях внецентренно растянутых элементов

а — случай малых эксцентриситетов; *б* — случай больших эксцентриситетов

центренно растянутых элементов производится в зависимости от случая их работы. Случай малых эксцентриситетов ($e_0 \leqslant 0{,}5h - a$). Условия прочности получают из уравнений равновесия моментов относительно центров тяжести сечений арматуры (рис. 9.3, *а*):

$$Ne' \leqslant R_s A_s (h_0 - a'); \tag{9.2}$$

$$Ne \leqslant R_s A_s' (h_0 - a'). \tag{9.3}$$

Требуемую площадь сечения арматуры при несимметричном армировании определяют непосредственно из условия прочности

$$A_s = Ne'/[R_s (h_0 - a')]; \quad A_s' = Ne/[R_s (h_0 - a')]. \tag{9.4}$$

При симметричном армировании принимают $A_s = A_s'$, по большей из полученных величин.

Случай больших эксцентриситетов ($e_0 > 0{,}5h - a$). Расчетная схема (рис. 9.3, *б*) аналогична расчетной схе-

ме внецентренно сжатых элементов для варианта $\xi \leqslant \xi_R$. Условие прочности устанавливают из сопоставления внешнего момента и суммы моментов внутренних сил относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры

$$Ne \leqslant M_b + M_{sc} = R_b bx (h_o - x/2) + R_{sc} A' (h_o - a'). \quad (9.5)$$

Условие равновесия имеет вид

$$R_s A_s - R_{sc} A_s' - N = R_b bx. \quad (9.6)$$

При этом должно соблюдаться условие $\xi = x/h_o \leqslant \xi_R$, характеризующее случай разрушения с одновременным исчерпанием несущей способности растянутой и сжатой зон. Площадь сечения растянутой арматуры определяют из условия равновесия (9.6)

$$A_s = \left(\xi_R R_b bh_o + N + R_{sc} A_s'\right)/R_s. \quad (9.7)$$

Если сжатая арматура по расчету не требуется ($A_s' \leqslant 0$), то ее назначают конструктивно по минимальному проценту армирования ($A_s' = 0{,}01\mu\%_{min} bh_o$), и с учетом этого определяют из условия прочности высоту сжатой зоны

$$x = h_o = \sqrt{h_o^2 - \left(Ne - M_{sc}\right)/\left(0{,}5R_b b\right)}, \quad (9.8)$$

где $M_{sc} = R_{sc} A_s' (h_o - a')$.

При этом должно соблюдаться условие $\xi \leqslant \xi_R$.

Найденную высоту сжатой зоны подставляют в условие равновесия (9.6) и находят площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \left(R_b bx + N + R_{sc} A_s'\right)/R_s. \quad (9.9)$$

При расчетах предполагают, что напряжения в сжатой арматуре достигают расчетного сопротивления R_{sc}. Это возможно только в том случае, если арматура A_s' находится в сжатой зоне сечения и расположена выше точки приложения равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне, т. е. $z_b \leqslant z_s$ или $h_o - x/2 \leqslant h_o - a'$. Отсюда $x \geqslant 2a'$. Поэтому при получении по (9.8) $x < 2a'$ находят A_s по (9.9) в первом приближении и определяют высоту сжатой зоны вторично из условия (9.6), принимая $A_s' = 0$, т. е. $x_1 = (R_s A_s - N)(R_b b)$. Если $x_1 \geqslant 2a'$, то арматура находится в сжатой зоне, и подбирать сечения можно по формулам (9.8) и (9.9). При $x_1 < 2a'$ сжа-

тую арматуру в расчете не учитывают, т. е. в выражениях (9.8) и (9.9) принимают $A_s' = 0$.

Проверку прочности внецентренно растянутого сечения с несимметричной арматурой начинают с определения высоты сжатой зоны из выражения (9.6):

$$x = \left(R_s A_s - R_{sc} A_s' - N\right)/\left(R_b b\right). \qquad (9.10)$$

Затем проверяют условие прочности (9.5). При этом необходимо учитывать условие $x \geqslant 2a'$. Если окажется, что $x \leqslant 0$, то прочность сечения проверяют, как для случая малых эксцентриситетов по условию (9.2). При симметричном армировании определяют площадь сечения арматуры ($A_s = A_s'$) и проверяют прочность сечения с некоторым запасом по выражению (9.2), как для случая малых эксцентриситетов.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Дайте определение центрально-растянутого элемента.
2. Назовите область применения центрально-растянутых элементов.
3. Перечислите принципы армирования центрально-растянутых элементов.
4. Сколько стадий работы под нагрузкой центрально-растянутых элементов вы знаете? В чем их основные особенности?
5. Укажите условие прочности центрально-растянутого элемента, армированного обычной арматурой.
6. Напишите условие прочности центрально-растянутого элемента, армированного напрягаемой арматурой.
7. В чем основное отличие внецентренно растянутых элементов от центрально-растянутых?
8. Какие два случая расчета внецентренно растянутых элементов вы знаете?
9. Приведите расчетные схемы для вывода формул для расчета внецентренно растянутых элементов по двум случаям.

Глава 10. Расчет железобетонных конструкций по трещиностойкости и деформациям

§ 10.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

При работе под нагрузкой в железобетонных конструкциях могут возникать трещины, в процессе развития которых повышается деформативность элементов; происходит коррозия арматуры, снижается долговечность,

Под трещиностойкостью железобетонных конструкций понимают их сопротивление образованию и раскрытию трещин. В зависимости от условий работы конструкций, вида применяемой арматуры к трещиностойкости нормальных наклонных сечений предъявляются требования одной из трех категорий трещиностойкости (табл. 10.1).

Требования 1-й категории трещиностойкости не допускают образования трещин; 2-я категория допускает ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин шириной $a_{crc1} \leqslant 0{,}2$ мм при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия); 3-я категория допускает ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие шириной $a_{crc1} \leqslant 0{,}4$ мм и продолжительное раскрытие шириной $a_{crc2} \leqslant 0{,}3$ мм.

Под непродолжительным раскрытием трещин следует понимать их раскрытие при совместном действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, под продолжительным раскрытием — только от действия постоянных и длительных, без учета кратковременных нагрузок. Порядок расчета нагрузок при расчетах по образованию и раскрытию трещин приведен в табл. 10.2.

Расчет конструкций 1-й категории трещиностойкости проводят по расчетным нагрузкам с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (как при расчетах на прочность). Расчет конструкций 3-й категории трещиностойкости ведут на действие расчетных нагрузок с коэффициентом $\gamma_f = 1$. С целью ограничения проницаемости сооружений, воспринимающих давления жидкостей или газов при полностью растянутом сечении элементов, к ним предъявляются требования в соответствии с 1-й категорией трещиностойкости, что исключает появление трещин.

Исследования показывают, что трещины в бетоне образуются в результате исчерпания бетоном прочности на растяжение R_{bt}, при сравнительно малых деформациях $\varepsilon_{bt,u} = 0{,}15 \cdot 10^{-3}$, чему соответствуют минимальные напряжения в арматуре (30 МПа). Для повышения трещиностойкости железобетонных конструкций следует применять предварительно напрягаемую арматуру высоких классов А-IV и выше и проволочную Вр-II, К-7, К-19. Конструкции без предварительного напряжения должны отвечать требованиям 3-й категории трещиностойкости.

Во избежание раскрытия продольных трещин следу-

Таблица 10.1. **Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций или их частей и предельно допустимая ширина раскрытия трещин, мм**

Условия эксплуатации и работы конструкций	Классы арматуры		
	A-I, A-II, A-IIв, A-IV: B-I и Bp-I	A-V, A-VI, B-II, K-7 и K-19 при диаметре проволоки 3,5 мм и более	B-II, Bp-II и K-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее
1. Ограничение проницаемости конструкции			
1.1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов при сечении:			
полностью растянутом	1-я категория	$a_{crc1}=0,3$	
частично сжатом	2-я категория	$a_{crc2}=0,2$	
1.2. Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел	3-я категория	$a_{crc1}=0,3$ $a_{crc2}=0,2$	
2. Сохранность арматуры от коррозии			
2.1. В закрытом помещении	3-я категория $a_{crc1}=0,4$; $a_{crc2}=0,3$	3-я категория $a_{crc1}=0,3$ $a_{crc2}=0,2$	2-я категория $a_{crc1}=0,2$; $a_{crc2}=0,1$
2.2. На открытом воздухе, а также в грунте	3-я категория $a_{crc1}=0,4$; $a_{crc2}=0,3$	3-я категория $a_{crc1}=0,2$; $a_{crc2}=0,1$	2-я категория $a_{crc1}=0,2$;
2.3. В грунте при переменном уровне грунтовых вод	3-я категория $a_{crc1}=0,3$; $a_{crc2}=0,2$	2-я категория $a_{crc1}=0,2$;	2-я категория $a_{crc1}=0,1$

Примечание. a_{crc} — в мм.

Таблица 10.2. Порядок учета нагрузок при расчете по образованию и раскрытию трещин

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке, γ_f, принимаемые при расчете			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
1-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1$*	Расчет не делается		
2-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1$* (расчет производится для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию)	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f = 1$	Расчет не производится	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$
3-я категория	Постоянные, длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки раскрытия трещин)	То же	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$	Расчет не делается

* γ_f принимается, как при расчете на прочность.

ет устанавливать дополнительную поперечную арматуру. Смещение продольной напрягаемой арматуры от проектного положения является причиной возникновения начальных трещин на боковой поверхности элементов и снижения их трещиностойкости в нормальных сечениях. Поэтому не допускается образование трещин на боковой поверхности элементов и выгиба, превышающего $^1/_{500}$ их длины.

Условие трещиностойкости. Считается, что трещины в нормальных сечениях элемента не образуются, если соблюдается условие

$$N \leqslant N_{crc}, \tag{10.1}$$

где N — усилие в нормальном сечении элемента от внешних нагрузок (изгибающий момент, продольная сила); N_{crc} — внутреннее усилие, которое может воспринять сечение перед образованием трещин, при напряжениях в растянутой зоне сечения.

Условие для исключения образования трещин в наклонном сечении имеет следующий вид:

$$\sigma_{mt} \leqslant R_{bt,ser}. \tag{10.2}$$

Ширина раскрытия трещин в основном зависит от процента армирования и диаметра арматуры. С увеличением процента армирования и уменьшением диаметра арматуры ширина раскрытия трещин уменьшается.

§ 10.2. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

В основу расчета по образованию трещин, нормальных к продольной оси, положены следующие предпосылки: сечения элемента плоские до деформации и после деформации остаются плоскими; появление трещин в бетоне растянутой зоны происходит после того, как относительные деформации в крайнем растянутом волокне достигнут значения $\varepsilon_{bt,u} = 2R_{bt,ser}/E_b$; напряжения в напрягаемой арматуре будут равны сумме предварительного напряжения (с учетом потерь и коэффициента точности натяжения) и приращения напряжений за счет деформаций растянутого бетона после погашения его обжатия; напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов равны сумме сжимающих напряжений от усадки и ползучести бетона и приращения растягивающего напряжения за счет деформаций растянутого бетона.

Центрально-растянутые элементы. Расчет центрально-растянутых элементов проводится в соответствии с условием (10.1). Для элементов без предварительного напряжения

$$N \leqslant N_{crc} = R_{bt,ser} A_b + \sigma_s A_s = R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha_s A_s), \qquad (10.3)$$

где

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \frac{R_{bt,ser}}{\gamma_t E_b} E_s = 2\alpha R_{bt,ser}; \quad \gamma_t = 0{,}5.$$

A_s — площадь ненапрягаемой арматуры;

$$\alpha_s = E_s/E_b.$$

Для предварительно напряженных элементов

$$N \leqslant N_{crc} = R_{bt,ser} (A_b + 2\alpha_p A_{sp} + 2\alpha_s A_s) + P, \qquad (10.4)$$

где P — усилие предварительного обжатия; $\alpha_p = E_{sp}/E_b$.

Изгибаемые, внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы. Расчет этих элементов производится в соответствии с условием, чтобы момент внешних сил M был меньше или равен моменту, воспринимаемому сечением при образовании трещин в бетоне растянутой зоны M_{crc}

$$M \leqslant M_{crc}. \qquad (10.5)$$

Расчет ведут с использованием метода расчета по ядровым точкам поперечного сечения, т. е. моментов относительно оси, проходящей через точку, лежащую на границе ядра сечения и наиболее удаленную от проверяемой растянутой зоны (рис. 10.1). В соответствии с этим методом условие трещиностойкости (10.5) примет вид

$$M_r \leqslant M_{crc},$$

где M_r — ядровый момент внешних сил, принимается равным для изгибаемых элементов (рис 10.1, *а*);

$$M_r = M, \qquad (10.6)$$

где M — изгибающий момент от внешних нагрузок, определяемый по правилам строительной механики; M_r — для внецентренно сжатых элементов (рис. 10.1, *б*)

$$M_r = N (e_0 - r), \qquad (10.7)$$

где N — продольная сжимающая сила от внешних нагрузок; e_0 — эксцентриситет внешней продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верха ядровой точки 1.

Значение r для изгибаемых и внецентренно сжатых предварительно напряженных элементов принимают

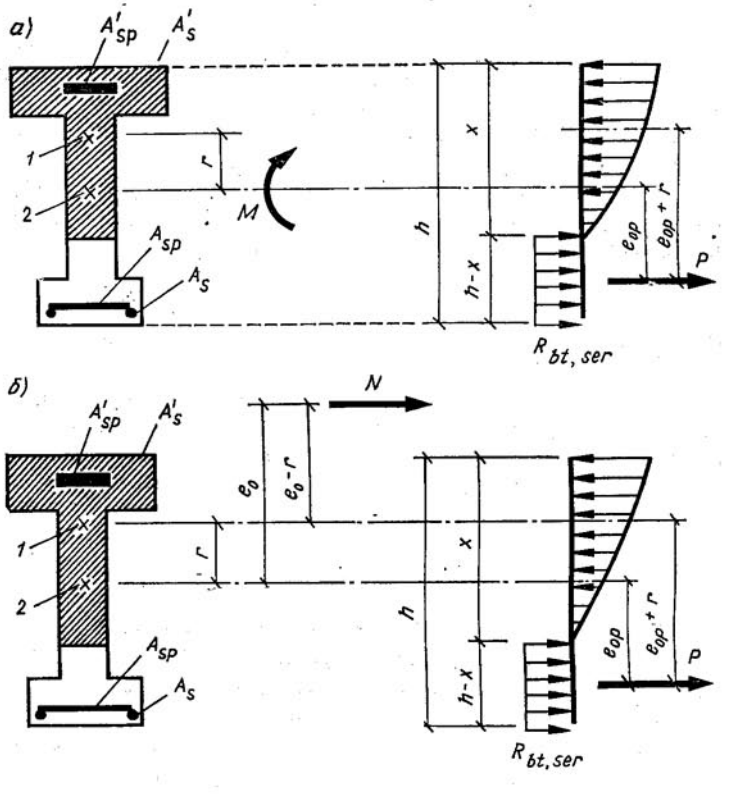


Рис. 10.1. Схема усилий и напряжений в нормальном сечении при расчете по образованию трещин

а — изгибаемый элемент; *б* — внецентренно сжатый элемент; *1* — ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения

равным

$$r = \varphi\,(W_{red}/A_{red}), \qquad (10.8)$$

где $\varphi = 1{,}6 - \sigma_{b,ser}$; $1 > \varphi > 0{,}7$ — максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисленное по приведенному сечению, как для упругого тела; $W_{red} = I_{red}/y_0$ — приведенный момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый, как для упругого тела; y_0 — расстояние от нижнего растянутого волокна сечения до центра тяжести приведенного сечения; A_{red} и I_{red} — соответственно площадь и момент инерции приведенного сечения.

Для изгибаемых элементов без предварительно напряженной арматуры расстояние r определяют по фор-

муле

$$r = W_{red}/A_{red}. \qquad (10.9)$$

Во внецентренно растянутых элементах может оказаться, что все сечение растянуто (случай малых эксцентриситетов). Это имеет место, когда растягивающая сила больше силы обжатия ($N>P$). При этом пластические деформации растянутого бетона распространяются по всему сечению, так как оно полностью растянуто и значение r определяют по выражению

$$r = W_{pl}/\left[A + 2a\left(A_s + A_s'\right)\right], \qquad (10.10)$$

где $A=A_s+A_s'$ — суммарная площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Если $N \leqslant P$, эпюра напряжений в сечении двузначна, то r определяют по формуле (10.9). Момент, воспринимаемый нормальным сечением непосредственно перед образованием трещин, определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp}, \qquad (10.11)$$

где M_{rp} — ядровый момент обжатия (от усилия обжатия P) для преднапряженных элементов, определяемый относительно той же оси, что и M_r; знак «+» ставится, когда направления моментов M_{rp} и M_r противоположны и знак «—» — когда они совпадают

$$M_{rp} = P_0 (l_{op} \pm r), \qquad (10.12)$$

где знак «+» соответствует усилию P_0, сжимающему растянутую зону, знак «—» — усилию P_0, растягивающему эту зону.

Момент сопротивления приведенного сечения W_{pl} для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \qquad (10.13)$$

где γ — коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона; для прямоугольного и таврового сечения в сжатой зоне с полкой $\gamma=1{,}75$.

§ 10.3. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Наклонные сечения железобетонных элементов находятся в условиях сложного двухосного напряженного состояния, то есть в них действуют как главные растягивающие, так и главные сжимающие напряжения. Трещиностойкость наклонных сечений проверяют в зоне действия главных растягивающих напряжений σ_{mt} на

уровне центра тяжести приведенного сечения (наиболее опасного по длине элемента).

Трещиностойкость наклонного сечения считается обеспеченной, если главные растягивающие напряжения σ_{mt} удовлетворяют условию

$$\sigma_{mt} \leqslant \gamma_{b4} R_{bt,ser}; \tag{10.14}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}}{0,2 + \alpha_b B} < 1,0, \tag{10.15}$$

где γ_{b4} — коэффициент условий работы бетона; α_b=0,01 — для тяжелого бетона, 0,02 — для мелкозернистого, легкого и ячеистого бетонов; α_b принимают не более 0,3; В — класс бетона по прочности на сжатие.

Значение главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне определяют по известной формуле (плоское напряженное состояние)

$$\sigma_{mt} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 \pm \sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y)/2]^2 + \tau_{xy}^2}, \tag{10.16}$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия бетона на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента; σ_y — нормальное сжимающее напряжение в бетоне от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил, распределенной нагрузки и усилия предварительного обжатия бетона вследствие предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней на площадке, параллельной продольной оси элемента; τ_{xy} — касательное напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия вследствие предварительного напряжения отогнутых стержней.

Напряжения σ_x и σ_y подставляют в формулу (10.16) со знаком «+», если они растягивающие, и со знаком «—», если сжимающие.

Напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} определяют по закону независимости действия сил, как для упругих материалов, за исключением касательных напряжений от действия крутящего момента, которые вычисляют по формулам для пластического состояния элемента

$$\sigma_x = P/A_{red} \pm Pl_{op}y_o/I_{red} \pm M_{yo}/I_{red}. \tag{10.17}$$

При отсутствии предварительно напряженной поперечной арматуры напряжения в бетоне от местного сжатия, возникающие вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил, определяют, как для упругого тела,

$$\sigma_y = \frac{F}{bh} \frac{\beta^2}{1,57} \left[\frac{3 - 2\beta}{(1 + \alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} \right], \tag{10.18}$$

где F — сосредоточенная сила или опорная реакция; $\alpha = x/h$; $\beta = y/h$ — относительные координаты точки, для которой определяют величины местных напряжений; в месте приложения силы F $x=0$ и $y=0$, при этом ось x направлена параллельно продольной оси элемента, ось y — нормально к ней; местные напряжения σ_y учитывают по длине участка $x=0{,}7h$ в обе стороны от точки приложения сосредоточенной силы F; при отсутствии предварительно напряженной поперечной арматуры

$$\tau_{xy} = QS_{red}/(I_{red}\, b), \qquad (10.19)$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки; S_{red} — приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения; I_{red} — приведенный момент инерции сечения; b — ширина элемента в рассматриваемом сечении на уровне рассматриваемого волокна.

§ 10.4. РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ И ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Расчет по раскрытию трещин. В большинстве железобетонных конструкций в стадии эксплуатации появляются трещины. К трещиностойкости этих конструкций предъявляются требования 2-й и 3-й категории, которые допускают образование трещин, но ограничивают ширину их раскрытия. Смысл расчета по раскрытию трещин заключается в проверке теоретической величины раскрытия трещин a_{crc} и сравнении ее с допускаемой величиной $[a_{crc}]$, при которой обеспечиваются долговечность конструкции и нормальная эксплуатация здания или сооружения.

В соответствии с требованиями по трещиностойкости конструкции допускаемая величина раскрытия трещин была приведена ранее в табл. 10.1.

Расчет по раскрытию трещин производится на действие нормативных нагрузок в нормальных и наклонных сечениях, находящихся в стадии II напряженно-деформированного состояния. Проводят его после проверки условия трещиностойкости. В случае если трещины в сечении образуются, то необходимо проверять расчетом ширину их раскрытия. Ширину раскрытия трещин, мм, нормальных к продольной оси элемента, определяют по эмпирической формуле

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta\frac{\sigma_s}{E_s}\,20\,(3{,}5 - 100\mu)^3\sqrt{d}, \qquad (10.20)$$

где δ — коэффициент, учитывающий вид силового воздействия; для

изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1,0; для растянутых элементов — 1,2; φ_l — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки: при кратковременных нагрузках, постоянных и длительных — 1,0; при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок или многократно повторяющейся нагрузке для конструкций из бетонов: тяжелого естественной влажности $\varphi_l = 1{,}6 - 15\mu$, а в водонасыщенном состоянии — 1,2; мелкозернистого группы: А — 1,75; Б — 2; В — 1,5; легкого и поризованного — не менее 1,5; ячеистого — 2,5; η — коэффициент, характеризующий напряжения сцепления арматуры с бетоном: для стержней периодического профиля — 1,0; для проволоки классов Вр-I, В-II и канатов К-7 — 1,2, а для гладкой проволоки класса В-II — 1,4; σ_s — напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры s или приращение напряжений от действия внешней нагрузки (при наличии предварительного напряжения); μ — коэффициент армирования сечения без учета сжатых свесов полок

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} \leqslant 0{,}02. \qquad (10.21)$$

Коэффициент армирования для центрально-растянутых элементов

$$\mu = \Sigma (A_{sp} + A_s)/(bh). \qquad (10.22)$$

$\Sigma (A_{sp} + A_s)$ — площадь всей продольной арматуры в поперечном сечении.

Диаметр растянутой арматуры

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \ldots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \ldots + n_k d_k}, \qquad (10.23)$$

где $d_1 \ldots d_k$ — диаметр стержней растянутой арматуры; если стережни расположены попарно, то принимают приведенный диаметр арматуры по формуле (10.23); $n_1 \ldots n_k$ — число стержней с диаметрами соответственно $d_1 \ldots d_k$.

Напряжение в растянутой арматуре определяют по формуле

$$\sigma_s = M/(A_s z), \qquad (10.24)$$

где z — плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения $z = h_0 - 0{,}5x$.

Для предварительно напряженных элементов значение σ_s равно для центрально-растянутых элементов

$$\sigma_s = (N - P_2)/\Sigma (A_{sp} + A_s), \qquad (10.25)$$

где $\Sigma (A_{sp} + A_s)$ — площадь сечения всей продольной арматуры в поперечном сечении элемента; для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов приращение напряжений в растянутой арматуре определяют из условия равновесия $\Sigma M = 0$ относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения.

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = [M - P_2(z - e_{sp})]/[A_{sp} + A_s)\, z]; \qquad (10.26)$$

для внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_s = [N(e_s - z) - P_2(z - e_{sp})]/[(A_{sp} + A_s)\, z]. \qquad (10.27)$$

Если к элементу предъявляют требования 2-й категории, то вычисляют только ширину кратковременного раскрытия трещин a_{crc1}. Ее определяют от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок и от действия кратковременных нагрузок. Если к трещиностойкости элемента предъявляют требования 3-й категории, то вычисляют ширину кратковременного a_{crc1} и длительного раскрытия трещин a_{crc2}. Значение a_{crc1} вычисляют, как сумму раскрытия от действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок. Величину a_{crc2} вычисляют от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Если найденные значения a_{crc1} и a_{crc2} меньше предельных величин по нормам (см. табл. 10.1), то расчет закончен. В противном случае необходимо увеличить сечение элемента или применить предварительное напряжение. Блок-схема расчета ширины раскрытия нормальных к продольной оси трещин в изгибаемых элементах приведена на рис. 10.2.

Расчет по закрытию трещин. В соответствии с нормами проектирования в предварительно напряженных конструкциях, отвечающих требованиям 2-й категории трещиностойкости, допускается кратковременное раскрытие трещин при условии, что они будут надежно закрываться после снятия кратковременных нагрузок. При действии только постоянных и длительных нагрузок трещины должны надежно закрываться, чтобы предотвратить возможность коррозии арматуры.

Условие обеспечения закрытия трещин считается выполненным, если при длительно действующих нагрузках в сечении элемента сохраняется обжатие бетона σ_b интенсивностью не менее 0,5 МПа, а также, если растягивающие напряжения в напрягаемой арматуре при нормативных нагрузках ограничены значениями, соответствующими пределу упругости.

Трещины считаются надежно закрытыми, если при действии постоянных и длительных нормативных нагру-

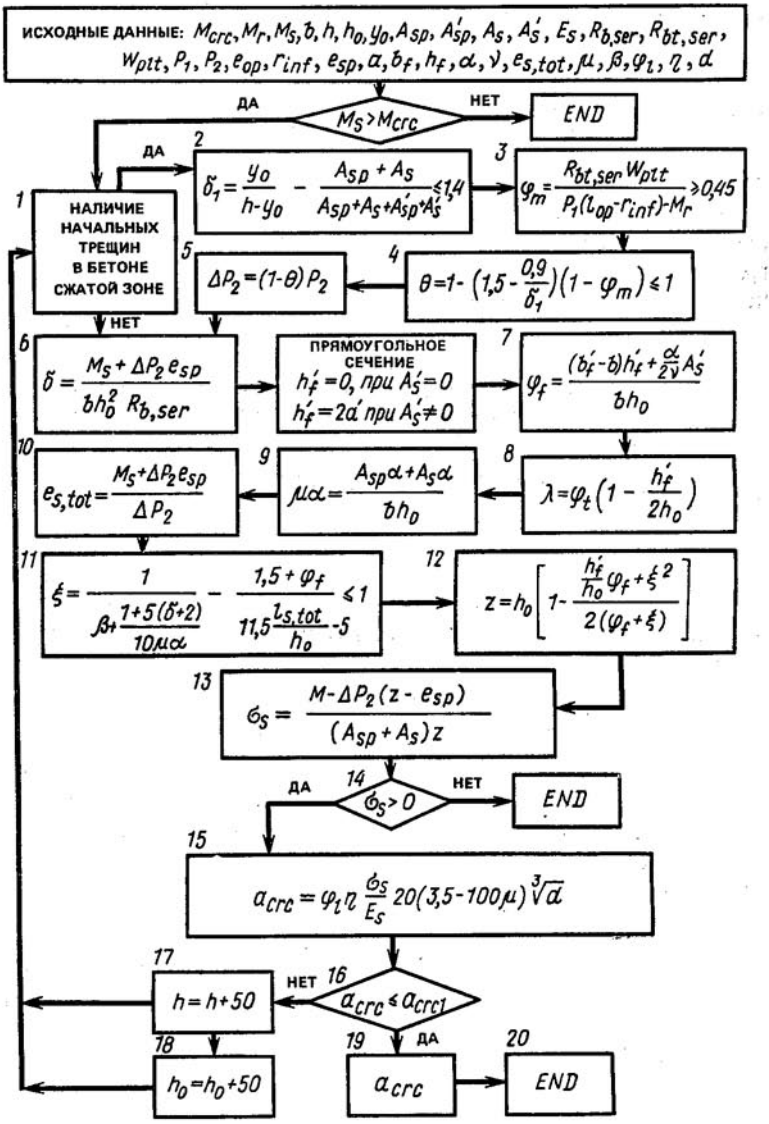


Рис. 10.2. Блок-схема расчета ширины раскрытия нормальных к продольной оси трещин в изгибаемых элементах.

зок обжатие бетона отвечает условию

$$\sigma_b = [P(e_{op} + r) - M_r]/W_{red} \geqslant 0{,}5 \text{ МПа}, \qquad (10.28)$$

где M_r — момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку r, наиболее удаленную от растянутой грани; для изгибаемых элементов $M_r = M$; для внецентренно сжатых — $M_r = N(e_0 - r)$; W_{red} — приведенный момент сопротивления, определяемый, как для упругого тела.

Кроме того, при нормативной нагрузке $\gamma_f = 1$ (от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок в напрягаемой арматуре не должно возникать необратимых деформаций, что обеспечивается условием

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leqslant 0{,}8R_{s,ser}, \qquad (10.29)$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; σ_s — приращение напряжений в арматуре от действия внешних нагрузок, определяемое по формулам (10.25)...(10.27).

§ 10.5. РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

В случае образования наклонных трещин делают расчет по определению ширины их раскрытия. Расчет производится для сечений, отстоящих от опоры на расстоянии $l \geqslant h_0$

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0{,}6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s (d_w/h_0) + 0{,}15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)}, \qquad (10.30)$$

где φ_l и η — те же величины, что и в формуле (10.20), а $\mu_w = A_w/(bs)$. Здесь s — шаг хомутов.

Ширина раскрытия наклонных трещин в большей мере зависит от насыщенности поперечной арматурой (хомуты, отгибы). Чем больше поперечной арматуры, тем значительнее ширина раскрытия наклонных трещин уменьшается. Сцепление поперечной арматуры с бетоном также влияет на ширину раскрытия наклонных трещин.

Усилие, вызывающее раскрытие наклонной трещины, выражается через напряжения σ_{sw}

$$\sigma_{sw} = S(Q - Q_{b1})/(h_0 A_{sw}), \qquad (10.31)$$

здесь Q — наибольшая поперечная сила от внешней нагрузки на рассматриваемом участке элемента; Q_{b1} — наибольшая поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры.

Для элементов, изготовляемых из легких бетонов

классов В7,5 и ниже, значение a_{crc}, определяемое по формуле (10.20), необходимо увеличивать на 30 %.

§ 10.6. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

При работе конструкций под действием эксплуатационных нагрузок в них могут возникнуть недопустимые деформации (прогибы, углы поворота). Они зависят от нагрузки, размеров и формы элементов, характеристики материалов, величины предварительного обжатия, трещин в бетоне. Цель расчета по деформациям состоит в ограничении прогибов конструкции до допустимых пределов

$$f \leqslant f_u, \qquad (10.32)$$

где f — прогиб от расчетных нагрузок при $\gamma_f=1$; f_u — допустимый нормами предельный прогиб.

Предельные прогибы f_u установлены нормами с учетом следующих требований: технологических, обеспечивающих нормальную работу кранов, технологических установок, машин и т. п.; конструктивных, обусловленных влиянием соседних элементов, ограничивающих де-

Таблица 10.3. **Предельные прогибы железобетонных элементов**

Элементы конструкции	Пролет, м	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах ручных	Любой	$l/500$
электрических	»	$l/600$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п. 4)	$l<6$ $6\leqslant l\leqslant 7{,}5$ $l>7{,}5$	$l/200$ 3 см $l/250$
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц	$l<5$ $5\leqslant l\leqslant 10$ $l>10$	$l/200$ 2,5 см $l/400$
4. Элементы покрытия зданий сельскохозяйственного и производственного назначения	$l<6$ $6\leqslant l\leqslant 10$ $l>10$	$l/150$ 4 см $l/250$

Примечание. l — пролет балок или плит.

формации, а также необходимости выдержать заданные уклоны и т. п. В табл. 10.3 приведены предельные прогибы для железобетонных элементов. Допустимые прогибы для конструкций, не предусмотренных таблицей, не должны превышать $^1/_{150}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли.

Расчет по деформациям производят, как правило, только для стадии эксплуатации (при $\gamma_f = 1$), поскольку на остальных этапах (изготовление, транспортирование, монтаж) деформативность конструкции не имеет решающего значения.

Расчет деформаций ведется по правилам строительной механики и связан с определением уравнения изогнутой оси элемента

$$d^2y/dx^2 = M_x/(EI_x) = 1/r_x. \qquad (10.33)$$

После интегрирования получим прогиб $f = \int \frac{1}{r_x} dx + Cx + D$. Таким образом расчет сводится в основном к определению кривизны оси элемента при изгибе $(1/r)$. Так как железобетонные конструкции (или их части) могут работать с трещинами и без них, существует два метода определения кривизны.

Кривизна элементов на участках без трещин. К конструкциям, работающим без трещин, обычно относятся предварительно напряженные. Для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины или они закрыты, кривизну определяют, как для сплошного упругого тела, находящегося в стадии I напряженно-деформированного состояния. Полную кривизну изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов находят по формуле

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4, \qquad (10.34)$$

где $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ — соответственно кривизны от кратковременного и длительного действия нагрузки.

При этом к длительным нагрузкам относят часть некоторых кратковременных нагрузок, а вводимая в расчет кратковременная нагрузка должна быть уменьшена на эту часть. Кривизны $(1/r)_1$ и $(1/r)_2$ определяют по формуле

$$1/r = M\Phi_{b2}/(0{,}85E_b I_{red}), \qquad (10.35)$$

где φ_{b2} — коэффициент, учитывающий увеличение деформаций за счет длительной ползучести бетона; при кратковременных нагрузках $\varphi_{b2} = 1$; при постоянных и длительных нагрузках и влажности воз-

духа 40...75 % $\varphi_{b2}=2$, а при влажности ниже 40 % $\varphi_{b2}=3$; 0,85 — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона.

Кривизна $(1/r)_3$ учитывает выгиб элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P, подсчитанного с учетом потерь напряжений, отвечающих той стадии, на которой определяется кривизна. Например, для стадии эксплуатации

$$(1/r)_3 = P_2 e_{op}/(0{,}85 E_b I_{red}), \qquad (10.36)$$

где P — усилие обжатия с учетом всех потерь.

Кривизна $(1/r)_4$ учитывает нарастание выгиба элемента вследствие усадки и ползучести бетона от предварительного обжатия. Ее определяют как тангенс угла наклона эпюры деформаций от усадки и ползучести бетона

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b')/h_0, \qquad (10.37)$$

где ε_b и ε_b' — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна.

Так как деформации бетона и арматуры одинаковы, можно принять $\varepsilon_b=\varepsilon_s=\sigma_s/E_s$ и $\varepsilon_b'=\varepsilon_s'=\sigma_s'/E_s$,

где σ_s принимается численно равной сумме потерь напряжений в арматуре от усадки и ползучести бетона, т. е. $\sigma_s=\sigma_6+\sigma_8+\sigma_9$; σ_s' — то же, для напрягаемой арматуры, если она имелась на уровне крайнего сжатого волокна.

Если в стадии изготовления в верхней зоне элемента от действия усилия обжатия P (с учетом первых потерь) образуются трещины, то в формуле (10.37) принимают $\varepsilon_b'=0$. Значения $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ увеличивают на 15 %, а $(1/r)_4$ — на 25 %. На участках элемента, где образуются нормальные трещины, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, учитывают снижение жесткости конструкции путем увеличения кривизны $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ на 20 %. В элементах с ненапрягаемой арматурой величины $(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ принимают равными нулю.

Кривизна элементов на участках с трещинами. На участках элемента, где образуются трещины, кривизну определяют, исходя из напряженно-деформированного состояния в стадии II, т. е. с учетом трещин и упругопластических свойств бетона. Переменная жесткость элемен-

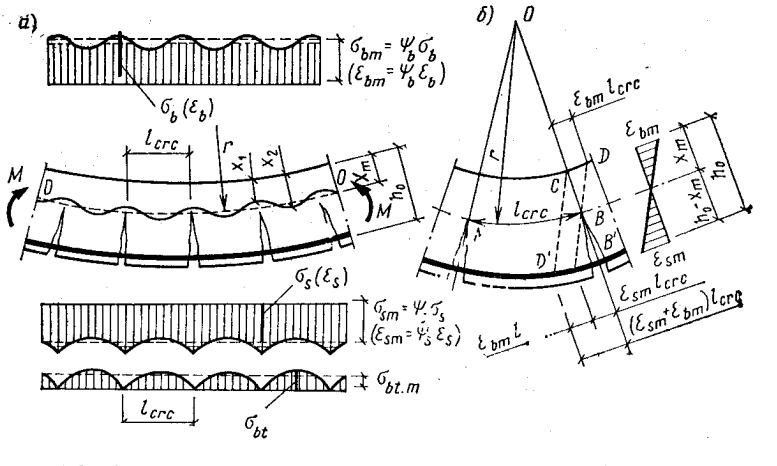


Рис. 10.3. Схемы для определения кривизны оси изгибаемого элемента

та (в сечениях с трещинами и между ними) не позволяет определять прогиб, как для сплошного упругого тела.

Рассмотрим вырезанную двумя плоскостями часть элемента, испытывающую чистый изгиб (например, средний участок балки). После появления трещин растянутая зона бетона разделяется на отдельные участки длиной l_{crc} (рис. 10.3, *а*). В сечении с трещиной все растягивающее усилие воспринимает арматура и напряжения в ней достигают наибольшей величины. По мере приближения к середине участка l_{crc} постепенно в работу вовлекается бетон и напряжения в арматуре уменьшаются. Напряжения, а следовательно, и деформация сжатого бетона на участке между трещинами также будут изменяться, так как высота сжатой зоны по длине элемента непостоянна и нейтральная ось проходит по волнообразной линии. Определять кривизну такой оси балки весьма сложно. В целях упрощения расчетов принимают следующие допущения: а) напряжения в арматуре и бетоне (соответственно и их деформации), а также высоту сжатой зоны бетона принимают равными средним значениям. Тогда нейтральная ось элемента пройдет по кривой с радиусом r (пунктирная линия $O—O$); для средних сечений, расположенных на участке между трещинами, считают справедливой гипотезу плоских сечений и закон Гука.

Рассматривая участок длиной l_{crc} (рис. 10.3, *б*) с учетом сделанных допущений можно принять, что эпюры относительных деформаций в растянутой и сжатой зонах изменяются по закону треугольника. Тогда абсолютные деформации арматуры (удлинение) и бетона в сжатой зоне (укорочение) на участке длиной l_{crc} соответственно составят $\varepsilon_{sm} l_{crc}$ и $\varepsilon_{bm} l_{crc}$. Из подобия треугольников AOB и DCB составим уравнение $l_{crc}/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{crc}/h_o$. Сокращая на l_{crc}, получим искомое уравнение средней кривизны балки (уравнение изогнутой оси)

$$1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_o \qquad (10.38)$$

Средние деформации растянутой арматуры определяют в сечении с трещиной по напряжениям σ_s с коэффициентом неравномерности деформаций арматуры между трещинами $\psi_s \leqslant 1$ (см. рис. 10.3)

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s \sigma_s / E_s. \qquad (10.39)$$

Средние деформации крайнего сжатого волокна бетона определяют по краевому сжимающему напряжению бетона σ_b. Неравномерность деформаций (напряжений) крайнего волокна сжатого бетона учитывают опытным коэффициентом $\psi_b = 0{,}9$, а влияние пластических деформаций сжатого бетона — модулем упругопластичности $E_{b,pl} = \nu E_b$. С учетом этого

$$\varepsilon_{bm} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b \sigma_b / E_{b,pl} = \psi_b \sigma_b / (\nu E_b). \qquad (10.40)$$

Напряжения в арматуре (σ_s) и бетоне (σ_b) в сечении с трещиной получим, принимая, как и ранее, прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне. Из условия равновесия внешних и внутренних моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры можно определить краевые сжимающие напряжения в бетоне

$$\sigma_b = (M + P e_{sp})/(A_{b,red}\, z), \qquad (10.41)$$

где $A_{b,\,red}$ — приведенная площадь сжатой зоны сечения.

Для изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой $\sigma_b = M/(A_{b,red} z)$, а из формулы (10.26) $\sigma_s = M/(A_{sp} + A_s) z$.

Подставив необходимые величины в формулу (10.38) и учитывая, что $A_{b,red} = (\varphi_f + \xi) b h_o$, получим уравнение кривизны изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_{oz}} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b (\varphi_f + \xi)\, b h_o} \right]. \qquad (10.42)$$

Если к элементу приложена также продольная сжимающая сила (или усилие предварительного обжатия), то формула (10.42) примет вид

$$\frac{1}{r}=\frac{M}{h_{02}}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s}+\frac{\psi_b}{\nu E_b(\varphi_f+\xi)bh_0}\right]-\frac{N_{tot}\psi_s}{E_s A_s h_0}, \qquad (10.43)$$

где M — заменяющий момент, равный моменту всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры; N_{tot} — равнодействующая продольных сил, включая силу обжатия.

Входящие в формулы (10.42) и (10.43) значения: z — плечо внутренней пары сил; $\xi=x_m/h_0$ — относительная высота сжатой зоны; φ_f — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых сечениях; φ_s — работа бетона в растянутой зоне — определяют по эмпирическим зависимостям согласно СНиП 2.03.01—84.

С течением времени кривизна элемента изменяется в зависимости от характера и длительности действия нагрузки. Поэтому полная кривизна

$$1/r=(1/r)_1-(1/r)_2+(1/r)_3-(1/rs)_4, \qquad (10.44)$$

где $(1/r)_1$ — кривизна от кратковременного действия всей нагрузки; $(1/r)_2$ — то же, от постоянных и длительных нагрузок; $(1/r)_3$ — кривизна от длительного действия длительных нагрузок; $(1/r)_4$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия, определяется по формуле (10.37). В элементах с ненапрягаемой арматурой $(1/r)_1=0$.

Определение прогибов. Прогибы элементов железобетонных конструкций определяют по правилам строительной механики, используя значения кривизны. Для этого наиболее удобной зависимостью является интеграл Мора

$$f=\int_0^l \overline{M}_x(1/r_x)\,d_x, \qquad (10.45)$$

где $\overline{M}_x$ — наибольший изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в точке и по направлению искомого прогиба; $1/r_x$ — полная кривизна в сечении от нагрузки, при которой определяется прогиб.

В свободно опертых и консольных балках с однозначной эпюрой моментов участки с повышенной жесткостью (без трещин) невелики, поскольку они расположены в зоне малых моментов. Исследования показали, что влияние этих участков на величину наибольшего прогиба незначительно (в пределах 5...15 %) и ими можно пренебречь. В результате этого допущения прогиб таких

элементов определяют по минимальной жесткости (максимальной кривизне), которая принимается постоянной по длине пролета. В этом случае можно использовать формулы для упругих материалов. Для балок постоянного сечения с ненапрягаемой арматурой прогиб

$$f = \varphi_m (1/r)\, l^2, \qquad (10.46)$$

где φ_m — коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузок; для свободно опертой балки при равномерно распределенной нагрузке $\varphi_m = 5/48$, при сосредоточенном грузе в середине пролета $\varphi_m = 1/12$, при двух равных грузах, отстоящих от опор на расстоянии d, $\varphi_m = 1/8 - d^2/(16l^2)$, для консольных балок при равномерно распределенной нагрузке $\varphi_m = 1/4$, при сосредоточенном грузе на свободном конце $\varphi_m = 1/3$; $[1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3]$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите основные требования к трещиностойкости железобетонных конструкций.
2. Сколько категорий трещиностойкости Вы знаете и в чем их отличие?
3. Каков порядок учета внешних нагрузок при расчете по трещиностойкости?
4. В чем сущность расчета по образованию трещин?
5. Напишите условие, обеспечивающее отсутствие трещин в центрально-растянутом элементе.
6. В чем заключается смысл расчета сечений методом ядровых точек?
7. Назовите отличия в расчете на трещиностойкость изгибаемого и внецентренно сжатого элемента.
8. Напишите формулу для определения упругопластического момента сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона.
9. От чего зависит трещиностойкость сечений, наклонных к продольной оси?
10. Напишите условие трещиностойкости сечения, наклонного к продольной оси элемента.
11. В каких элементах допускается образование трещин?
12. В чем заключается смысл расчета по раскрытию трещин?
13. Напишите формулу для определения ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента.
14. Напишите зависимость для определения ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента.
15. Какие два основных условия обеспечивают надежное закрытие трещин?
16. Напишите формулы двух основных условий, обеспечивающих надежное закрытие трещин.
17. Назовите цепь расчета по деформациям. Какие факторы влияют на прогиб конструкций?
18. Назовите составляющие прогиба и кривизны элементов, работающих без трещин в растянутой зоне.

19. Напишите зависимость для определения средней кривизны элемента, работающего без трещин в растянутой зоне.

20. Приведите формулу для расчета полного прогиба элемента, работающего без трещин в растянутой зоне.

21. Из каких составляющих складывается полный прогиб элемента с трещинами в растянутой зоне?

Глава 11. Перспективные методы расчета железобетонных конструкций с учетом нелинейности и реологии деформирования

§ 11.1. ИСХОДНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

В соответствии с молекулярной теорией строения твердых тел между напряжениями и деформированиями существует только нелинейная связь, а линейная зависимость является своеобразным математическим допущением. Нелинейность деформирования заключается в отсутствии пропорциональной связи между напряжениями и деформациями. Это относится как к деформациям ползучести, так и к упругомгновенным деформациям. В течение времени или по мере увеличения нагрузок перечисленные свойства деформаций бетона и арматуры при совместной работе вызывают перераспределение напряжений между ними, уменьшают жесткость сечений вплоть до появления пластических шарниров и изменение статической схемы конструкций, увеличивают прочность и обусловливают перераспределение усилий в статически неопределимых системах, влияют на режим колебаний, устойчивость конструкций. Необратимость деформаций бетона связана со структурными и возрастными изменениями материала, что обусловливает нестационарность напряженно-деформированного состояния железобетона, сложный характер перераспределения напряжений между арматурой и бетоном по мере роста усилий и во времени, существенно затрудняет исследование и расчет железобетонных конструкций.

Необходимость создания максимально приближенных к действительной работе железобетонных конструкций методом расчета привела к возникновению двух основных направлений современной теории железобетона. Первое предусматривает частичный учет нелинейности деформирования бетона и арматурной стали без учета

реологических свойств деформаций и влияния режима и длительности загружения. Второе — создание теории расчета железобетонных конструкций в нелинейной и неравновесной постановке с учетом запаздывания деформаций и влияния режима и времени загружения.

Теория расчета по первому направлению основана на допущении максимальной нелинейности связи между напряжениями и деформациями при расчете прочности на основании прямоугольной формы эпюры нормальных напряжений в бетоне в момент разрушения. На основании этого метода невозможно оценить перераспределение напряжений между компонентами и слоями сечения в зависимости от уровня напряжений.

Способность железобетона сохранять основные эксплуатационные качества конструкций в условиях появления, наличия и развития во времени микротрещин является его отличительной особенностью от других композитных материалов. Учет трещинообразования, как и учет собственных напряжений, специфичен для теории железобетона.

Реологический характер деформирования предопределяет зависимость величины деформаций от режима нагружения. При феноменологическом подходе к составлению уравнений механического состояния материалов он требует методологического единства режимов лабораторных испытаний образцов, т. е. принятия некоторого эталонного режима нагружения. В качестве такого режима нагружения, как правило, принимается условно-мгновенное статическое загружение до некоторой, наперед заданной величины с последующей стабилизацией напряжений во времени. Ползучесть, проявленная при таком режиме нагружения, называется простой ползучестью.

Деформации ползучести так же, как и мгновенные деформации, складываются из обратимой и необратимой частей. Обратимая часть называется упругим последействием, необратимая — ползучестью первого рода. Первая обусловлена эффектом запаздывания обратного перераспределения внутренних напряжений на упругие компоненты материала, вторая — необратимыми качественными изменениями микроструктуры материалов.

Система определений, гипотез и уравнений между характеристиками ползучести и простой ползучести составляет содержание теорий ползучести.

Для бетонов были разработаны две теории ползуче-

сти, основанные на основных свойствах деформирования бетонов: теория старения и теория наследственности. Общими для всех современных теорий ползучести бетонов являются гипотеза о синхронности развития во времени продольных и поперечных деформаций, допущение о взаимонезависимости и малости частных деформаций и гипотеза о суперпозиции деформации ползучести.

В качестве основной гипотезы теории старения, а также вариантов (модифицированной теории старения) положена предпосылка, что меры деформаций ползучести при любом монотонном режиме загружения равны приращениям меры деформаций простой ползучести или, что то же самое, допущение о параллельности кривых ползучести и кривых простой ползучести:

$$C(t,\tau) = C_0(t, t_0) - C_0(\tau, t_0), \qquad (11.1)$$

где τ — текущая координата времени; t — момент конечного наблюдения деформаций; t_0 — момент начала нагружения.

Как показывают эксперименты, теория старения преувеличивает влияние старения материала и преуменьшает расчетные значения деформаций ползучести. В качестве основной гипотезы теории наследственности положена предпосылка, что меры деформации ползучести при любом монотонном режиме загружения равны мере деформации простой ползучести

$$C(t, \tau) = C_0(t, \tau). \qquad (11.2)$$

Исследования, осуществленные с целью проверки теории наследственности, привели к выводу о том, что она не только исключает учет старения, но и преувеличивает расчетные значения деформации ползучести. Обе указанные теории дают некоторые предельные значения деформации ползучести: наименьшие и наибольшие.

Кроме того, как показал анализ, в ряде случаев их использование может привести к качественно неверным результатам. Основной причиной их существования и дальнейшего применения является относительная математическая простота, состоящая в элементарном переходе от интегральных к дифференциальным уравнениям состояния.

Желание устранить недостатки указанных теорий и сгладить их крайности побудило ряд исследователей дать разные предложения по их усовершенствованию. Наибольшее признание и распространение в теории железобетона получила теория упругоползучего тела, раз-

работанная советскими учеными Н. Г. Масловым и Н. Х. Арутюняном. Теория упругоползучего тела учитывает как свойство старения бетона, так и свойство наследственности. По мере старения бетона и стабилизации его возрастных изменений теория упругоползучего тела приближается к теории наследственности; основные ее исходные предпосылки

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau)\, C_0(t, \tau), \tag{11.3}$$

где $\varphi(\tau)$ — некоторая функция старения.

Взаимосвязь и взаимопреемственность различных теорий ползучести по предложению проф. В. М. Бондаренко можно отразить в единой записи реологического уравнения механического состояния материалов

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{S_{imp}[\sigma(t), R(t)]}{E_{imp}(t)} - \int_{t_0}^{t} S_{cr}[\sigma(\tau), R(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) d\tau, \tag{11.4}$$

где S_{imp} и S_{cr} — функции напряжений, отражающие влияние нелинейности деформирования, уровня и режима нагружения. Из него как частные получают физические уравнения перечисленных теорий ползучести.

Уравнение механического состояния материалов (11.4) при неизменных во времени напряжениях примет вид:

а) полные относительные единичные деформации

$$\delta(t, t_0) = \delta_y(t, t_0) + \frac{S^0_{\text{м}}\left[\frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}\right]}{E^0_{\text{м}}(t)} + S^0_{\text{п}}\left[\frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}\right] C^*(t, t_0); \tag{11.5}$$

б) полные относительные деформации

$$\varepsilon_{\text{пр}}(t, t_0) = \varepsilon_y(t, t_0) + \frac{S_{\text{м}}\left[\frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}\right]}{E^0_{\text{м}}(t)} + S_{\text{п}}\left[\frac{\sigma(t_0)}{R(t_0)}\right] C^*(t, t_0), \tag{11.6}$$

где $S^0_{\text{м}}$, $S^0_{\text{п}}$, $S_{\text{м}}$, $S_{\text{п}}$ — функции нелинейности и напряжений соответствующих частных деформаций

$$\varepsilon_y(t, t_0) = a_y F_y(t, t_0); \qquad \frac{1}{E^0_{\text{м}}(t)} = \frac{F_{\text{м}}(t)}{E^0_{\text{м}}(\infty)}; \tag{11.7}$$

$$C^*(t, t_0) = \frac{1}{E^0_{\text{м}}(t_0)} - \frac{1}{E^0_{\text{м}}(t)} + F_{\text{м}}(t) f(t, t_0) C_\infty; \tag{11.8}$$

$$R(t_0) = F_R(t_0)\, \beta_R \eta_R R^c; \tag{11.9}$$

$$a_y = \eta_1 \eta_2 \eta_3 a_y^c; \qquad (11.10)$$

$$E_м^0(\infty) = \beta_E E_м^{oc}(\infty); \quad C_\infty^c = k_в \eta_1. \qquad (11.11)$$

Здесь F_R; F_y; $F_м$; $F_п$ — соответственно функции возраста для прочности, деформаций, усадки, упругомгновенных деформаций и деформаций ползучести; β_R; β_E; β_c — температурные коэффициенты прочности, упругости и ползучести; η_1 и η_2—соответственно коэффициент влажности среды и масштабный коэффициент; η_R—коэффициент длительности и режима загружения по прочности; $k_в$ — коэффициент виброползучести; $f(t, t_0)$ — функция роста деформаций ползучести в зависимости от длительности загружения R_∞^c ; a_y^c; $E_м^o(\infty)$; C_∞^c — соответственно прочность и предельные меры для частных деформаций для определенного вида нагруженного состояния при некоторых условиях, принятых за средние.

В случае отсутствия индивидуальных опытных данных для a_y^c; $E_м^{oc}(\infty)$ и C_∞^c их можно принимать в зависимости от прочности бетона и других факторов.

Используя системы независимых друг от друга функций и коэффициентов, позволяющих дифференцированно и гибко учитывать влияние основных факторов, размеров и среды на развитие деформаций бетона, можно получать решения достаточной точности. Данный подход удобен для практических расчетов напряженного и деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций и сооружений.

§ 11.2. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Совершенствование методов расчета железобетонных конструкций является важной задачей при проектировании. Дальнейшее развитие этих методов основывается на более полном учете свойств материалов в условиях внешнего деформирования, что позволит получать более экономичные конструкции. Из экспериментальных данных известно, что бетон обладает ярко выраженными нелинейными и реологическими свойствами. Первые выражаются в нелинейных зависимостях между деформациями и напряжениями, вторые — в увеличивающихся с течением времени деформациях.

Нелинейные и неравновесные свойства материалов обусловливают перераспределение усилий с более нагруженных на менее нагруженные участки оболочек и компоненты их поперечных сечений, а также между бетоном и арматурой. Причем эти усилия и закон их распреде-

ления зависят от принятого способа армирования, т. е. возможен процесс регулирования напряженно-деформированного состояния. Учет реологии деформирования позволяет выявлять особенности работы конструкций под действием внешних нагрузок (которые не являются постоянными) как во время монтажа, так и в период эксплуатации конструкций. Особенно важна возможность учета действительной работы конструкций в условиях реконструкции. Применительно к тонкостенным железобетонным оболочкам большинство методов, используемых для описания напряженно-деформированного состояния конструкций, предусматривают геометрически линейные зависимости между деформациями и перемещениями на базе гипотезы Коши о малости деформаций. Однако основной особенностью пологих тонкостенных оболочек является тот факт, что их перемещения под поперечной нагрузкой могут быть соизмеримы с толщиной конструкции при сохранении малости перемещений по отношению к габаритам конструкции. Если не учитывать это явление, а также физическую нелинейность и реологию деформирования, то в оценке напряженно-деформированного состояния могут быть существенные погрешности, причем не повышающие надежность конструкции, поскольку при значительных перемещениях возрастает пологость оболочки, что ведет к росту внутренних напряжений.

В основу метода расчета железобетонной оболочки положены следующие исходные предпосылки: физическая нелинейность деформирования учитывается на основе феноменологической модели упругоползучего тела, предложенной профессором Бондаренко В. М.; справедливы гипотезы о прямых нормалях и малости деформации при конечной величине перемещений; внешняя нагрузка способна монотонно изменяться с течением времени, однако характер изменения статичен (силы инерции не учитываются).

Зависимость между деформациями и перемещениями с учетом геометрической нелинейности примем в следующем виде:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} - k_x w + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2, \quad \chi_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{w}{\rho^2 x};$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} - k_y w + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2, \quad \chi_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \frac{w}{\rho^2 y}; \quad (11.1a)$$

$$\Gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial y}; \quad \mathrm{X} = \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial},$$

где ε_x, ε_y — относительные линейные деформации вдоль осей, Γ_{xy} — угловая деформация; χ_x, χ_y — кривизна оболочки в направлении осей x, y после деформации; X — относительное кручение срединной поверхности оболочки; u, v, w — перемещения вдоль осей x, y, z; k_x — кривизна оболочки вдоль оси x; k_y — то же вдоль оси y; ρ_x, ρ_y — радиусы кривизны по осям x, y.

Физические соотношения, записанные относительно напряжений

$$\sigma_x(t) = \frac{E_0(t)}{1+\nu(t)}\,\varepsilon_x(t)\,F_{(\varepsilon)} + \frac{E_0(t)\,\nu(t)\,\theta(t)\,F(\theta)}{[1+\nu(t)]\,[1-2\nu(t)]} -$$

$$-\int_{t_0}^{t}\left\{\frac{\varepsilon_x(\tau)\,F(\varepsilon)}{1+\nu(\tau)} + \frac{\nu(t)\,\theta(\tau)\,F(\theta)}{[1+\nu(\tau)]\,[1-2\nu(\tau)]}\right\}R(t,\tau)\,d\tau; \quad (11.2a)$$

. . . . . .

$$\tau_{xy}(t) = \frac{E_0(t)}{2[1+\nu(t)]}\,\nu_{xy}(t)\,F(\nu) - \int_{t_0}^{t}\frac{\nu_{xy}(\tau)\,F(\nu)}{2[1+\nu(\tau)]}\,R(t,\tau)\,d\tau.$$

Здесь $\sigma_x(t)$, $\sigma_y(t)$ — нормальные напряжения вдоль осей x, y; $\tau_{xy}(t)$ — касательные напряжения; E_0 — начальный модуль упругомгновенных деформаций; θ — суммарная относительная деформация; t — время наблюдения; t_0 — время начала наблюдения; F — единая функция нелинейности, определяемая по экспериментальным данным в виде

$$F(\varepsilon) = \{1 + \eta\,[\varepsilon(t)]^m\}, \quad (11.3a)$$

где ηm — параметры нелинейности; $R(t,\tau)$ — резольвента меры ползучести, получаемая из уравнения

$$L(t,\tau) - R(t,\tau) = \int_{t_0}^{\tau} L(\xi,\tau)\,R(t,\xi)\,d\xi. \quad (11.4a)$$

В этом уравнении

$$L(t,\tau) = -E(\tau)\,\frac{\partial}{\partial\tau}\left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t,\tau)\right]; \quad (11.5a)$$

$$C(t,\tau) = \frac{1}{E_0(t_0)} - \frac{1}{E(t)} + C_0\,[1 - e^{-\delta(t-t_0)}] + A\,[e^{-\delta_1 t_0} - e^{-\delta_2 t}]; \quad (11.6a)$$

$$E(\tau) = E(\infty)\,(1 - \beta e^{-\alpha t}). \quad (11.7a)$$

Значения внутренних усилий в поперечных сечениях железобетонной оболочки получим обычным способом

с помощью суммирования:

$$N_x(t) = \widetilde{\Delta}_1(t, \sigma, s)[\varepsilon_x(t) + f(\nu, t)\,\varepsilon_y(t)],$$

$$N_y(t) = \widetilde{\Delta}_1(t, \sigma, s)[\varepsilon_y(t) + f(\nu, t)\,\varepsilon_x(t)],$$

$$T_{xy}(t) = \frac{\widetilde{\Delta}_1(t, \tau, s)}{2(1 + f(\nu, t)}\,\gamma_{xy}(t),$$

$$M_x(t) = \widetilde{\Delta}_2(t, \sigma, I)[\chi_x(t) + f(t, \nu)\,\chi_y(t)],$$

$$M_y(t) = \widetilde{\Delta}_2(t, \sigma, I)[\chi_y(t) + f(t, \nu)\,\chi_x(t)],$$

$$H(t) = \widetilde{\Delta}_2(t, \tau, I)\,X(t)\,][1 - f(\nu, t)], \qquad (11.8a)$$

где $N_x(t)$, $N_y(t)$ — погонные нормальные усилия соответственно вдоль осей x, y; $T_{xy}(t)$ — погонное сдвигающее усилие; $M_x(t)$, $M_y(t)$ — погонные изгибающие моменты по осям x, y; $H(t)$ — погонный крутящий момент; $\widetilde{\Delta}_1$; $\widetilde{\Delta}_2$ — нелинейные интегральные операторы, зависящие от режима изменения внешней нагрузки, уровня напряженного состояния и учитывающие работу арматуры в поперечном сечении.

Принимая внешнюю нагрузку нормальной к средней поверхности оболочки, рассмотрим совместно с уравнениями (11.1), (11.8) уравнение равновесия оболочки

$$\frac{\partial^2 M_x(t)}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 H(t)}{\partial x\,\partial y} + \frac{\partial^2 M_y(t)}{\partial y^2} + k_x N_x(t) + k_y N_y(t) - q(t) = 0, \qquad (11.9a)$$

где $q(t)$ — внешняя нагрузка и, вводя общепринятую функцию напряжений φ, получим первое уравнение разрешающей системы относительно двух неизвестных функций $\varphi(x, y)$ и $w(x, y)$. Второе разрешающее уравнение запишем с помощью общепринятого метода, исключив в первых трех соотношениях (11.1) составляющие перемещений. Далее в полученном выражении заменим с помощью формулы (11.8) деформации усилиями, а затем преобразуем последние через функцию напряжений.

Окончательно разрешающая система нелинейных интегродифференциальных уравнений примет следующий вид:

$$\hat{B}_1(t, w) + \hat{B}_2(t, w) + \hat{B}_3(t, w) + \hat{B}_4(t, \varphi) + \hat{B}_5(t, \varphi, w) = q(t);$$

$$\hat{P}_6(t, \varphi) + \hat{B}_7(t, \varphi) + \hat{B}_8(t, \varphi) + \hat{B}_9(t, \varphi) + \hat{B}_{10}(t, w) = 0. \qquad (11.10a)$$

Здесь

$$\hat{B}_1(t, w) = \widetilde{\Delta}_2(t, \sigma, I)\,\nabla^2\nabla^2 w\,[1 - f(\nu)\,t)]; \qquad (11.11a)$$

$$\hat{B}_2(t, \overline{w}) = 2[1 - f(\nu, t)]\left[\frac{\partial \widetilde{\Delta}_2(t, \sigma, I)}{\partial x}\frac{\partial}{\partial x}\Delta^2 w + \right.$$

$$\left. + \frac{\partial \widetilde{\Delta}_2(t\sigma I)}{\partial y}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2 w\right]; \qquad (11.12)$$

$$\hat{B}_3(t, w) = \Delta_2(t, \sigma, I)\left\{\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\left[\frac{\partial^2 \Delta_2(t, \delta, I)}{\partial x^2} + \right.\right.$$

$$+ f(\nu, t)\frac{\partial \Delta_2(t, \sigma, I)}{\partial y^2} + f(\nu, t)\frac{\partial^2 \Delta_2(t, \sigma, I)}{\partial x\,\partial y} + \frac{\partial^2 \Delta_2(t, \sigma, I)}{\partial x\,\partial y} \times$$

$$\left.\times \frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right] + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\left[\frac{\partial^2 \Delta_2(t, \sigma, I)}{\partial y^2} + f(\nu t)\frac{\partial^2 \Delta_2(t, \delta, I)}{\partial x^2}\right]\Big\}; \qquad (11.13)$$

$$\hat{B}_4(t, \varphi) = -\left[\bar{k}_x \frac{\partial^2 \widetilde{\Delta}_1(t, \sigma, \bar{s})}{\partial y^2} + k_y \frac{\partial^2 \widetilde{\Delta}_1(t, \sigma, s)}{\partial x^2}\right]; \qquad (11.14)$$

$$\hat{B}_5(t, \varphi, w) = 2\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x\,\partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \qquad (11.15)$$

$$\hat{B}_6(t, \varphi) = \frac{1}{h\widetilde{\Delta}_1^2(t, \delta, s)}\left\{\left[\frac{\partial \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial x}\right]^2\left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - f(\nu, t)\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}\right] + \right.$$

$$+ \frac{\partial^2 \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial x}\frac{\partial \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial y} + \left[\frac{\partial \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial y}\right]^2 \times$$

$$\left.\times\left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - f(\nu, t)\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}\right]\right\}; \qquad (11.16)$$

$$\hat{B}_7(t, \varphi) = \frac{1}{h\widetilde{\Delta}_1^2(t, \delta, s)}\left\{\frac{\partial^2 \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial x^2}\left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - f(\nu, t)\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}\right] + \right.$$

$$\left. + \frac{\partial^2 \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial x\,\partial y}\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x\,\partial y} + \frac{\partial^2 \Delta_1(t, \delta, s)}{\partial y^2}\left[\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - f(\nu, t)\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x}\right]\right\}; \qquad (11.17)$$

$$\hat{B}_8(t, \varphi) = -\frac{2}{5}\frac{1}{\widetilde{\Delta}_1^2(t, \delta, s)}\left[\frac{\partial \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial x}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2 \varphi + \right.$$

$$\left. + \frac{\partial \widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}{\partial y}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2 \varphi\right]; \qquad (11.18)$$

$$\hat{B}_9(t, \varphi) = \frac{1}{h\widetilde{\Delta}_1(t, \delta, s)}\nabla^2\nabla^2\varphi; \qquad (11.19)$$

$$\hat{B}_{10}(t, w) = -\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2 + k_x\frac{\partial^2 w}{\partial y} + k_y\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}. \qquad (11.20)$$

Очевидно, что игнорирование нелинейности и реологии деформирования превратит систему уравнений (11.10) в обычную систему теории упругих пологих оболочек. Замкнутое интегрирование уравнений (11.10) встретит непреодолимые математические трудности, поэтому для получения численных результатов можно воспользоваться методом интегральных оценок, позволяющим линеаризировать задачу. Сущность метода заключается в фиксации реологических процессов и изменяющегося режима внешнего воздействия в рассматриваемый период времени.

Такой подход обращает нелинейную интегродифференциальную систему (11.10) в нелинейную дифференциальную. Решение для интервала загружения отыскиваем с помощью конечных разностей, записанных для плоского элемента относительно двух неизвестных функций, применяя метод последовательных приближений, позволяющих заменить нелинейную задачу многократным решением системы алгебраических уравнений второго порядка. Результат считается полученным, если разница между двумя соседними итерациями (значениями внутренних усилий или перемещений) совпадает с заранее заданной точностью расчета. Для улучшения сходимости итерационного процесса необходимо использовать специальные математические методы.

Проследить весь процесс изменения напряженно-деформированного состояния оболочки можно с помощью просмотра всего временного интервала внешнего загружения. Расчет дополнительно осложняется тем, что материал конструкции является анизотропным, в котором часть напряжений воспринимается арматурой. Поэтому при определении внутренних усилий необходимо учитывать и долю напряжений, воспринимаемую арматурой. В сечении с трещиной считается, что часть усилия воспринимается арматурой, а в сечении без трещины его находят из условия совместности деформаций, причем критерием начала трещинообразования является выход какой-либо из компонент нормальных напряжений за границу прочности. Получение численного решения данным методом возможно только с помощью современных ЭВМ. Для иллюстраций возможностей предлагаемой методики приведем результат расчета пологой тонкостенной оболочки положительной кривизны, изготовленной из бетона класса В30 при начальном модуле

упругости $E_0(t) = 24{,}5 \cdot 10^3$ МПа, призменной прочности $R_b = 17$ МПа, коэффициент Пуассона $\gamma = 0{,}2$. Арматура класса А-III, $E_s = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа, $\gamma = 0{,}3$, $R_s = 365$ МПа. Функции нелинейности, ползучести, а также другие характеристики физико-механических свойств материалов определялись на основе феноменологических данных по методике, разработанной профессором В. М. Бондаренко.

Возраст бетона $t_0 = 50$ сут, время наблюдения — 100 сут. Анализируя результаты численного расчета можно сделать следующие выводы: нелинейность и неравновесность деформирования, обусловливая процесс перераспределения усилий, приводят к уменьшению максимального изгибающего момента на 31 % и увеличению минимального на 28 % по сравнению с общепринятым методом расчета. Применение предлагаемого метода расчета в практике современного проектирования позволяет не только более полно учитывать реальные свойства железобетона, но и определять характер изменения напряженно-деформированного состояния при различных режимах нагружения — стационарном (неизменяемом) и нестационарном (изменяющемся по заранее известному закону). Это дает возможность изыскать дополнительные резервы несущей способности конструкций, обеспечивая экономию материальных средств при строительстве и эксплуатации плоских железобетонных оболочек.

§ 11.3. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ ПРИ РАСЧЕТАХ КОНСТРУКЦИЙ (В УСЛОВИЯХ ОПТИМИЗАЦИОННОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ)

Проектирование железобетонных конструкций в условиях оптимизационного проектирования целесообразно осуществлять на основе современных ЭВМ. Рассмотрим предлагаемую методику построения расчетных моделей, на примере расчета наиболее сложных инженерных конструкций — тонкостенных железобетонных оболочек. В качестве рабочих приняты следующие исходные предпосылки: учитывается физическая нелинейность деформирования на основе феноменологической модели упругоползучего тела (предложенной профессором Бондаренко В. М.), справедливы гипотезы о прямых

нормалях и малости деформаций; внешняя нагрузка монотонно изменяется с течением времени, причем закон ее изменения статичен, т. е. силы инерции учитываются.

В соответствии с упомянутыми предпосылками зависимости между напряжениями и деформациями будут иметь следующий вид:

$$\sigma_x(t) = \frac{E_0(t)}{1+\nu}\,\varepsilon_x(t)\,F(\varepsilon) + \frac{E_0(t)\,\nu\theta F(\theta)}{(1+\nu)(1-2\nu)} - \\ - \int_{t_0}^{t}\left[\frac{\varepsilon_x(\tau)\,F(\varepsilon)}{1+\nu} + \frac{\nu\theta(\tau)\,F(\theta)}{(1+\nu)(1-2\nu)}\right] R(t,\tau)\,d\tau; \qquad (11.21)$$

$$\sigma_y(t) = \frac{E_0(t)}{1+\nu}\,\varepsilon_y(t)\,F(\varepsilon) + \frac{E_0(t)\,\nu\theta(t)\,F(\theta)}{(1+\nu)(1-2\nu)} - \\ - \int_{t_0}^{t}\left[\frac{\varepsilon_y(\tau)\,F(\varepsilon)}{1+\nu} + \frac{\nu\theta(\tau)\,F(\theta)}{(1+\nu)(1-2\nu)}\right] R(t,\tau)\,d\tau; \qquad (11.22)$$

$$\tau_{xy}(t) = \frac{E_0(t)}{2(1+\nu)}\,\Gamma_{xy}(t)\,F(\Gamma) - \int_{t_0}^{t}\frac{\nu_{xy}(\tau)\,F(\nu)}{2(1+\nu)}\,R(t,\tau)\,d\tau, \qquad (11.23)$$

где σ_x, σ_y — нормальные напряжения, действующие вдоль осей x и y; τ_{xy} — касательные напряжения; ε_x, ε_y — относительные линейные деформации вдоль осей x и y; Γ_{xy} — упругая деформация; $E_0(t)$ — начальный модуль мгновенных деформаций; t — время наблюдения; t_0 — время начала наблюдения; F — единая функция нелинейности деформирования, определяемая по экспериментальным зависимостям; θ — суммарная относительная деформация; F — коэффициент относительной поперечной деформации, принимаемый одинаковым для упругих и пластических деформаций; $R(t,\tau)$ — резольвента меры ползучести, определяемая из уравнения

$$L(t,\tau) - R(t,\tau) = \int_{t_0}^{t} L(\xi(\tau)\,R(t,\xi)\,d\xi, \qquad (11.24)$$

где $L(t,\tau)$ — наследственная функция.

Геометрическими уравнениями между деформациями и перемещениями пологой оболочки воспользуемся в общепринятой форме:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} - k_x w; \quad \chi_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2};$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} - k_y w; \quad \chi_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2};$$

$$\Gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \qquad \chi = \frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}. \qquad (11.25)$$

Здесь u, v, w — перемещения соответственно вдоль осей x, y, z; k_x — кривизна оболочки вдоль оси x; k_y — то же вдоль оси y; χ_x, χ_y — кривизна оболочки в направлении осей x и y после деформации; χ — относительное кручение срединной поверхности оболочки.

Суммируя значения напряжений в поперечных сечениях оболочек с учетом выражений (11.21—11.23), получим значения внутренних усилий:

$$\left.\begin{aligned} N_x(t) &= \Delta(t,\sigma)\,[\varepsilon_x(t) + \nu\varepsilon_y(t)];\\ N_y(t) &= \widetilde{\Delta}(t,\sigma)\,[\varepsilon_y(t) + \nu\varepsilon_x(t)];\\ T_{xy}(t) &= \frac{\widetilde{\Delta}(t,\tau)}{2(1+\nu)}\,\nu_{xy}(t);\\ M_x(t) &= \widetilde{\Delta}(t,\sigma)\,[\chi_x(t) + \nu\chi_y(t)];\\ M_y(t) &= \widetilde{\Delta}(t,\sigma)\,[\chi_y(t) + \nu\chi_x(t)];\\ H_{xy}(t) &= \widetilde{\Delta}(t,\tau)(1-\nu)\,\mathrm{X}(t), \end{aligned}\right\} \qquad (11.26)$$

где $N_x(t)$; $N_y(t)$ — погонные нормальные усилия соответственно вдоль осей x и y; $T_{xy}(t)$ — погонное сдвигающее усилие; $M_x(t)$; $M_y(t)$ — погонные изгибающие моменты по осям x и y; $H_{xy}(t)$ — погонный крутящий момент; Δ — нелинейные интегральные операторы, зависящие от режима изменения внешней нагрузки, уровня действующих напряжений и учитывающие работу арматуры в поперечном сечении железобетонной оболочки.

Предполагая, что внешняя нагрузка действует перпендикулярно к средней поверхности оболочки, уравнение равновесия можно выразить следующим образом:

$$\frac{\partial^2 M_x(x)}{\partial x^2} + 2\frac{\partial^2 H_{xy}(t)}{\partial x\,\partial y} + \frac{\partial^2 M_y(t)}{\partial y^2} + k_x N_x(t) + k_y N_y(t) - q(t) = 0, \qquad (11.27)$$

где $q(t)$ — внешняя нагрузка.

Для получения второго разрешающего уровня расчета пологой железобетонной оболочки исключим из первых трех уравнений (11.25) составляющие перемещений, тогда

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x\,\partial y} - k_x\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - k_y\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}. \qquad (11.28)$$

Рассматривая уравнение (11.27) совместно с выражениями (11.26) и (11.25), а уравнение (11.28) с (11.25) и вводя по общепринятой методике функцию напряжений, получим систему разрешающих уравнений пологой обо-

лочки:

$$\widetilde{B}_x(t,\sigma)\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\widetilde{B}_{xy}(t,\tau)\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2}+\widetilde{B}_y(t,\sigma)\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}+$$
$$+k_x\frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2}+k_y\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-q(t)=0;$$
$$\widetilde{E}_x(t,\sigma)\frac{\partial^4\varphi}{\partial x^4}+2\widetilde{E}_{xy}(t,\tau)\frac{\partial^4\varphi}{\partial x^2\,\partial y^2}+\widetilde{E}_y(t,\sigma)\frac{\partial^4\varphi}{\partial y^4}+$$
$$+k_x\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+k_y\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}=0. \qquad (11.29)$$

здесь $\widetilde{B}$ и $\widetilde{E}$ — нелинейные операторы, зависящие от уровня напряженного состояния, геометрических характеристик сечения, количества и типа арматуры.

Решение системы интегродифференциальных уравнений (11.29) в замкнутом виде очень затруднительно, поэтому для получения численного результата следует линеаризировать задачу в физической области с помощью метода интегральных оценок профессора Бондаренко В. М. Суть метода заключается в фиксации процессов ползучести на каждом рассматриваемом этапе нагружения при переменном во времени режиме изменения внешней нагрузки с привлечением пошагового метода. Последний позволяет проследить влияние на работу оболочки режима внешнего нагружения.

Решение системы (11.29) производится с помощью метода конечных разностей, записанных для квадратного элемента. В этом случае первое уравнение системы (11.29) примет следующий вид:

$$\frac{\widetilde{B}_x(t,\sigma)}{b^4}(w_{i+2,j}-4w_{i+1,j}-6w_{i,j}-4w_{i+1,j}-w_{i-2,j})+$$
$$+\frac{2\widetilde{B}_{xy}(\sigma,t)}{b^4}(w_{i+1,j+1}-2w_{i,j+1}+w_{i-1,j-1}-2w_{i+1,j}+$$
$$+4w_{i+1,j}-2w_{i-1,j}+w_{i+1,j-1}-2w_{i,j-1}+w_{i-1,j-1})+$$
$$+\frac{\widetilde{B}_y(t,\sigma)}{b^4}(w_{i,j+2}+4w_{i,j+1}+6w_{i,j}-4w_{i,j-1}+w_{i,j-2})+$$
$$+\frac{k_x}{b^2}(\varphi_{i,j+1}-2\varphi_{i,j}+\varphi_{i,j-1}+\frac{k_y}{b^2}(\varphi_{i-1,j}-2\varphi_{i,j}+$$
$$+\varphi_{i+1,j}-q_{ij}(t)=0. \qquad (11.30)$$

Второе уравнение системы (11.29) будет выглядеть аналогично, достаточно заменить в уравнении (11.30)

значение функции w на φ, φ на w, а $\widetilde{B}$ на $\widetilde{E}$ и исключить нагрузку $q(t)$.

В общем случае уравнения (11.30) обращаются в нелинейные алгебраические уравнения. Для определения напряженно-деформированного состояния оболочки на каждом этапе нагружения прибегают к последовательным приближениям, уточняя значения операторов $\widetilde{B}(t, \sigma)$ и $\widetilde{E}(t, \sigma)$, т. е. заменяют решение нелинейной системы уравнений многократным уточнением системы линейных уравнений, просматривая таким образом весь временной интервал изменения внешней нагрузки.

Расчет осложняется тем, что материал оболочки является анизотропным, в котором часть напряжений воспринимается арматурой. Поэтому при вычислении операторов $\widetilde{B}(t, \sigma)$ и $\widetilde{E}(t, \sigma)$ учитывается и часть напряжений, воспринимаемых арматурой, которые в сечении без трещин определяются из условий совместности деформаций. Если в сечениях имеются трещины, вводится специальный поправочный коэффициент, учитывающий работу арматуры, причем критерием начала трещинообразования считается выход какой-либо из компонент напряжений за границу поверхности прочности. Поиск решения нелинейных задач рационально вести в условиях оптимизационного проектирования. Постановка задачи основывается на минимизации целевой функции стоимости бетона и арматуры в деле. Для железобетонной оболочки ее можно принять в следующем виде:

$$C_x = C_b V_b + C_s V_s, \tag{11.31}$$

где C_b и C_s — стоимость бетона и арматуры в деле; V_b и V_s — объемы бетона и арматуры.

Для пологой оболочки объем бетона будет некоторой функцией координат x и y

$$V_b = x_1 f(xy), \tag{11.32}$$

где $x_1 = h$ — толщина оболочки F (управляемая переменная); x, y — текущие координаты, входящие в математическое уравнение, образующие оболочку заданной формы.

Тогда объем арматуры можно определить по формуле

$$V_s = \mu V_b = \mu x_1 f(x, y), \tag{11.33}$$

где μ — коэффициент армирования оболочки.

Полагая, что коэффициент армирования оболочки,

стоимость бетона и арматуры также являются варьируемыми параметрами, т. е. $C_b = x_2$, $C_s = x_3$, $\mu = x_4$, окончательно получим целевую функцию стоимости в виде

$$C_x = x_1 (x_2 + x_3 x_4) f(x, y). \tag{11.34}$$

При решении задачи оптимизации оболочки необходимо учитывать следующую систему ограничений:

$$h_{min} \leqslant x_1 \leqslant h_{max}, \tag{11.35}$$

$$C_{bmin} \leqslant x_2 \leqslant C_{bmax}, \tag{11.36}$$

$$C_{smin} \leqslant x_3 \leqslant C_{smax} \tag{11.37}$$

$$\mu_{min} \leqslant \mu \leqslant \mu_{max} \tag{11.38}$$

$$w(x, y) \leqslant f, \tag{11.39}$$

$$\sigma_b (xy) \leqslant R_b, \tag{11.40}$$

$$\sigma_s (x, y) R_s, \tag{11.41}$$

где h_{min}, h_{max} — минимальная и максимальная толщина оболочки, определяемая технологическими и конструктивными требованиями; C_{bmin}, C_{bmax} — минимальная и максимальная стоимость бетона в деле, зависящая от варьируемых классов бетона; C_{smin}, C_{smax} — то же арматуры; μ_{min}, μ_{max} — минимальный и максимальный проценты армирования, определяемые требованиями СНиПа; f — максимально допустимый прогиб оболочки; R_b — призменная прочность бетона; R_s — прочность арматуры

Ограничение (11.35) отражает конструктивные требования к толщине оболочки; (11.36, 11.37) — ограничения по стоимости арматуры и бетона; (11.38) — по максимальному и минимальному армированию; (11.39) — по допустимому прогибу; (11.40) и (11.41) — по максимальным напряжениям в бетоне и арматуре. Решение оптимизационной задачи в данном случае удобно искать с помощью процедуры, реализующей метод множителей. Получение искомого результата будет значительно осложнено тем, что на каждом шаге минимизации в условиях заданного временно́го интервала необходимо выполнять расчет оболочки в нелинейной и реологической постановке с помощью метода интегральных оценок. Предлагаемая методика несмотря на большие затраты машинного времени ЭВМ позволяет получить максимально экономичные конструкции железобетонных оболочек. Поскольку нелинейные и неравновесные методы расчета в сочетании с оптимальными методами проектирования позволяют более полно учитывать реальные свойства материалов, это дает возможность выявлять дополнительные резервы несущей способности конструкций.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите основные пути повышения точности расчета железобетонных конструкций.
2. Из каких составных частей складываются деформации ползучести?
3. Перечислите известные Вам теории ползучести.
4. Назовите составные части реологических уравнений механического состояния материалов.
5. Назовите основные положения расчета железобетонных конструкций на основе учета нелинейных реологических свойств материалов.

Глава 12. Особенности проектирования и принципы расчета железобетонных конструкций гражданских и промышленных зданий и сооружений

§ 12.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Проекты гражданских и промышленных зданий и сооружений разрабатывают на основании задания на проектирование, в котором излагаются требования, предъявляемые к проектируемому объекту. Основные размеры ограждающих и несущих конструкций сооружений должны соответствовать условиям прочности, деформативности и трещиностойкости. Следует предусматривать также обеспечение пространственной жесткости всего здания в целом и учитывать условия района строительства. Проектировать железобетонные конструкции следует на основе таких конструктивных решений, которые максимально отвечали бы требованиям индустриализации и экономичности строительства. Принятое проектное решение должно быть таким, при котором конструкции будут иметь наименьшую стоимость и удовлетворять требованиям экономии материалов, унификации и типизации.

Здания и сооружения должны монтироваться из конструкций ограниченной номенклатуры, поэтому основные размеры самих сооружений и составляющих их конструкций должны быть унифицированы. Поскольку размеры зданий и сооружений определяются их функциональным назначением, то унификация объемно-планировочных решений — задача довольно сложная. На основании

накопленного опыта проектирования и эксплуатации разработаны габаритные схемы зданий и сооружений, которыми и руководствуются при проектировании. Помимо габаритных схем унифицированы и полезные нагрузки на несущие конструкции, регламентированные нормами по нагрузкам и воздействиям. Применение унифицированных габаритных схем и нагрузок дает возможность уменьшать число типоразмеров, ограничивая парк металлических опалубочных форм и улучшая их оборачиваемость на заводах железобетонных конструкций.

Ограничение типов элементов в сооружениях возможно в том случае, если унифицируются как размеры здания в плане (сетка колонн или шаг несущих конструкций), так и высота этажей. В одноэтажных промышленных и сельскохозяйственных производственных зданиях приняты унифицированные пролеты 6, 12, 18, 24, 30, 36 м. В многоэтажных производственных зданиях унифицированная сетка колонн составляет 6×6 и 6×9 м. В многоэтажных гражданских зданиях сетка колонн 6×6 м, шаг в продольном или поперечном направлении в бескаркасных зданиях назначают равным 2...6 м, высоту этажей жилых зданий 2,7...2,8, административных зданий — 3,3; 3,6 м и т. д.

Различают три категории размеров конструкций: номинальные, конструктивные и натурные. Номинальными считаются размеры конструкции между разбивочными осями в плане или по высоте. Например, балка перекрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину в 6 м. Конструктивные размеры отличаются от номинальных на величину стыков, зазоров и швов. Балка покрытия, например, будет иметь конструктивный размер 5670 мм при номинальной длине 6000 мм, поскольку в данном случае ширина колонны составляет 300 мм, а ширина зазора 30 мм. Зазор определяется условиями монтажа, он должен обеспечивать удобную сборку и омоноличивание стыков. Натурными размерами называют фактические размеры элемента, которые отличаются от конструктивных на величину допусков (3...10 мм), зависящих от точности изготовления на заводах строительных конструкций. Поэтому при проектировании конструктивные размеры следует назначать с учетом нормированных допусков, чтобы обеспечить необходимую надежность стыков.

В современном строительстве не следует ограничиваться только решением вопросов унификации конструктивных схем зданий и нагрузок, так как различные условия эксплуатации сооружений позволяют использовать значительное разнообразие форм сечений конструкций, их отдельных элементов и стыков. Поэтому помимо унификации следует предусматривать типизацию конструкций, при которой применяют наиболее рациональные однотипные формы элементов, способы армирования и соединения элементов. Итак, разработаны типовые рабочие чертежи конструкций, рекомендуемые для применения в проектах зданий и сооружений. Имеются, например, рабочие чертежи колонн, балок, ферм, рам, плит покрытий и перекрытий гражданских и сельскохозяйственных зданий при заданных пролетах и сетках каркаса.

Проекты полносборных зданий разрабатывают на основе общесоюзного каталога индустриальных железобетонных и бетонных изделий. Типовые чертежи допускают возможность внесения изменений в соответствии с техническим прогрессом. Опыт типизации показывает, что для конструкций, пролет или длина которых меняются незначительно, целесообразно сохранять постоянные размеры поперечного сечения, изменяя сечение арматуры, ее класс и класс бетона. Это позволяет снижать общую стоимость конструкций за счет многократного применения опалубочных форм и единой технологии.

§ 12.2. ВЫБОР ТИПА КОНСТРУКЦИЙ

Окончательный выбор того или иного конструктивного решения при проектировании зданий и сооружений производится на основании сравнения технико-экономических показателей различных вариантов.

Оценка при вариантном проектировании, в общем случае, может производиться по различным критериям, которые зависят в основном от условий возведения и эксплуатации здания.

При проектировании на всех его этапах следует иметь четкое представление о технологии производства работ с учетом местных условий, поскольку нельзя правильно запроектировать конструкцию без учета особенностей ее возведения. Необходимо учитывать также и эксплуатационные расходы, куда входит стоимость рас-

ходов на отопление, освещение, санитарно-техническое обслуживание, текущий ремонт и т. д. Основная проблема — выбор конструктивной схемы и материала, из которого будет возводиться будущее здание. Если при вариантном проектировании окажется, что для сооружения следует применить железобетон, нужно решить, какой тип конструкций избрать — из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона.

Сборные конструкции создаются членением сооружения на отдельные конструктивные элементы, которые допускают их заводское изготовление. Для простоты соединения и восстановления расчетной схемы после монтажа стыки элементов следует располагать в сечениях с наименьшими изгибающими моментами. Шарнирные стыки наиболее просты в изготовлении, но их разрешается устанавливать в сечениях, где изгибающие моменты равны нулю. Устройство жестких стыков, воспринимающих изгибающие моменты, более трудоемко. Однако следует иметь в виду, что при неразрезных конструкциях снижаются максимальные пролетные моменты в изгибаемых конструкциях. Для сокращения числа стыков в целях упрощения монтажа необходимо предусматривать применение максимально крупноразмерных конструкций. Причем размеры и масса последних, как правило, ограничиваются условиями транспортирования и грузоподъемностью кранов.

Сборные конструкции получили широкое распространение, так как они позволяют максимально снижать затраты при возведении сооружений, а номенклатура сборных элементов, выпускаемая промышленностью, дает возможность получать практически любое проектное решение.

Монолитные конструкции применяют при индивидуальном проектировании, когда по каким-либо причинам они оказываются экономически выгоднее сборных. Это возможно в условиях индустриализации при применении скользящей или сборно-переставных металлических опалубок с высокой степенью оборачиваемости, использовании пластификаторов, облегчающих удобоукладываемость бетонной смеси, применении местных материалов, что существенно снижает транспортные расходы на перевозку сборных конструкций, использовании каркасов, изготовленных арматурными заводами. В последнее время все шире используют пневматические опалубки,

позволяющие получать уникальные проектные решения, чего невозможно добиться, располагая лишь имеющейся номенклатурой сборных конструкций. Рациональное техническое решение может быть получено благодаря многократной степени статической неопределимости монолитных железобетонных конструкций, что приводит к снижению расчетных усилий и обеспечивает высокую степень жесткости всего сооружения. Кроме того, тяжелое крановое оборудование на строительной площадке можно заменить легкими кранами и подъемниками.

Сборно-монолитные конструкции целесообразно применять в тех случаях, когда возможно сочетание положительных свойств монолитных и сборных конструкций. Этого удается добиться при использовании сборных элементов в качестве опалубки будущей конструкции, которая после бетонирования остается в составе конструкции. В некоторых случаях стыки элементов выполняются в монолитном варианте, что обеспечивает высокую жесткость соединения, а сами конструкции (пролетная часть балки или плиты и средняя часть колонны) — в сборном. Сборно-монолитные конструкции получили широкое распространение в южных климатических зонах, где монолитные работы можно вести круглогодично.

§ 12.3. УЧЕТ ОСОБЕННОСТЕЙ ТРАНСПОРТИРОВАНИЯ И МОНТАЖА

При изготовлении, перевозке и на монтаже сборные железобетонные конструкции могут испытывать силовые воздействия, которые иногда существенно отличаются от нагрузок, действующих на стадии эксплуатации, как по величине, так и по схеме приложения. Другими словами, в этих условиях изменится статическая схема работы элемента, по сравнению со схемой, принятой на стадии проектирования сооружения. Например, колонны зданий, работающие в проектном положении на внецентренное сжатие, при подъеме из опалубочных форм и на монтаже будут работать на изгиб от действия собственного веса по схеме статически определимой балки (рис. 12.1, *а, б*). Сборные железобетонные плиты, которые при эксплуатации работают на изгиб по однопролетной схеме, при подъеме в процессе перевозки и монтажа будут работать по схеме двухконсольной балки, поскольку

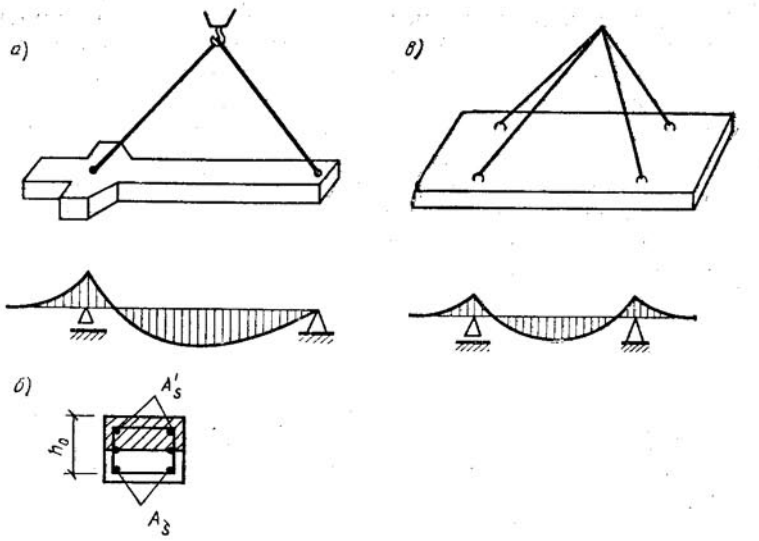


Рис. 12.1. Схемы усилий в сборных железобетонных конструкциях, возникающих при транспортировании и монтаже
а, б — колонны; *в* — плиты перекрытия

подъемные петли для строповки размещаются на расстояниях $^1/_4$—$^1/_5$ пролета, а не по крайним граням плит (рис. 12.1, *в*). Поэтому необходимо еще на стадии проектирования рассчитывать сборные железобетонные конструкции для всех стадий изготовления, перевозки и монтажа, так как пренебрежение этими расчетами может привести к повреждению и даже разрушению конструкций еще до их установки в проектное положение.

Элементы сборных конструкций следует рассчитывать в соответствии с требованиями первой и второй групп предельных состояний, при этом вводятся дополнительные коэффициенты динамичности, учитывающие возможные инерционные воздействия, возникающие при работе погрузочно-разгрузочных, подъемных и монтажных механизмов. При подъеме и монтаже значение этого коэффициента принимается равным 1,4, при перевозке — 1,6. В некоторых случаях при применении типовых конструкций коэффициенты разрешается снижать до 1,25.

В некоторых случаях сборные конструкции распалуб-

ливают и перевозят до того, как бетон наберет проектную прочность, поэтому несущую способность и трещиностойкость этих элементов при транспортировании и монтаже следует рассчитывать с учетом снижения расчетного сопротивления бетона, соответствующего его кубиковой прочности для данной стадии работы. Расчетная схема сборных элементов при перевозке и монтаже зависит от расположения монтажных петель или других подъемных приспособлений, условий строповки и монтажа, схемы транспортирования и складирования.

§ 12.4. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Реконструкцией здания или сооружения называют частичную или полную перестройку, предпринятую на существующих производственных или жилых площадях с целью модернизации технологического процесса или в связи с необходимостью повышения функциональных или эстетических качеств объекта в процессе его эксплуатации. Реконструкцию следует отличать от расширения предприятия, которое представляет собой строительство на новых, примыкающих к существующим, производственных площадях.

Проблема реконструкции промышленных предприятий приобретает в настоящее время особую актуальность. Практика показывает, что при реконструкции предприятий капиталовложения окупаются в 2...3 раза быстрее, чем при новом строительстве. Сами же капиталовложения могут быть существенно снижены. Выбор способа реконструкции — сложная инженерная задача, поскольку проектировщик ограничен существующими условиями строительства, объемно-планировочными и конструктивными решениями, условиями производства работ и другими факторами. Мероприятия по реконструкции здания в зависимости от объема материальных и трудовых затрат могут быть разделены на три категории: 1) малая реконструкция, которая заключается в восстановлении или повышении несущей способности конструкций путем их усиления без изменения объемно-планировочного решения и без остановки или с частичной остановкой технологического процесса; 2) средняя реконструкция, предусматривающая замену отдельных конструкций, повышение отметок покрытия и т. п., т. е. с частич-

ным изменением объемно-планировочного решения и возможной полной остановкой технологического процесса; 3) полная реконструкция, при которой должно быть снесено существующее и возведено новое здание, соответствующее принятому объемно-планировочному решению и проекту размещения нового оборудования. Остановка технологического процесса в этом случае обязательна.

Усиление железобетонных конструктивных элементов здания или сооружения производится двумя основными способами: 1) наращиванием размеров элементов и 2) изменением конструктивной схемы. Наращиванием усиливают монолитные и сборные плиты перекрытий и покрытий, балки, колонны и другие конструкции. Наращивание плит заключается в укладке дополнительного слоя бетона толщиной не менее 3 см. Новый бетон укладывают после разборки пола и тщательной очистки поверхности существующей плиты, чтобы обеспечить сцепление старого и нового бетона. Усиленную таким образом плиту рассматривают как монолитную. При слабом сцеплении старого и нового бетона (сильное загрязнение, промасливание поверхности существующей плиты) вновь уложенный бетон толщиной не менее 5 см армируют сетками, как неразрезную плиту (рис. 12.2, *а*), а перекрытие рассматривают как состоящее из двух плит, уложенных одна на другую. Для усиления балок обычно отбивают защитный слой бетона у продольной арматуры и приваривают дополнительные стержни, после чего восстанавливают защитный слой торкрет-бетоном (рис. 12.2, *б*). Возможны и другие решения. Колонны усиливают сварными каркасами или спиральным косвенным армированием, схватывающими сечение колонны по периметру и размещаемыми в слое бетона толщиной не менее 5 см или торкрет-бетона толщиной не менее 3 см.

Цель изменения конструктивной схемы — создать для конструкции более благоприятные (с точки зрения действующих в ней усилий) условия работы и повысить таким образом ее несущую способность. Несущая способность монолитных балочных плит может быть увеличена дополнительными опорами в виде системы стальных балок. Усиление железобетонных балок может быть достигнуто путем устройства металлических затяжек. Повышение несущей способности колонн возможно за

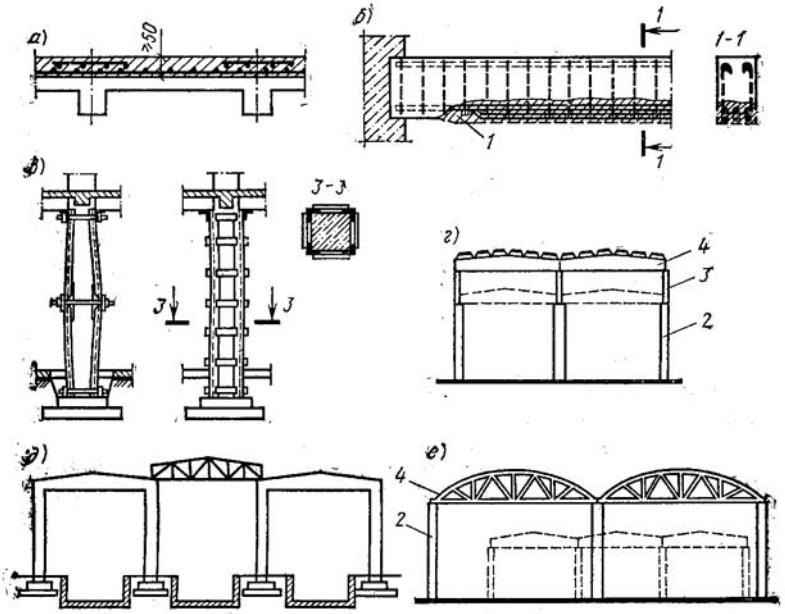


Рис. 12.2. Способы усиления элементов и реконструкции сооружений
1 — торкрет-бетон; *2* — железобетонная колонна; *3* — металлическая стойка; *4* — железобетонная стропильная конструкция

счет устройства предварительно напряженных распорок из уголков ломаного очертания, расположенных с одной или с двух сторон. Односторонние распорки целесообразно устраивать при больших эксцентриситетах продольной силы. Распорки болтами притягиваются к колонне, в результате чего они подпирают перекрытие, разгружая колонну (рис. 12.2, *в*). При расчете усиления железобетонных конструкций необходимо учитывать их возраст, условия эксплуатации, а также возможные резервы, связанные с различиями в применявшихся в период проектирования и действующих в настоящее время методах расчета.

Частичную или полную замену конструкций обычно проводят в два этапа: 1) разборка или демонтаж конструкций, подлежащих замене или сносу; 2) возведение

на месте с существовавших новых конструкций и сооружений. При этом могут преследоваться следующие цели: повышение высоты одноэтажных зданий; увеличение размеров сетки колонн, замена подъемно-транспортного оборудования на более тяжелое и большей грузоподъемности и т. п. Увеличение высоты одноэтажных промышленных зданий может быть достигнуто наращиванием железобетонных колонн металлическими стойками с последующей установкой ферм и плит покрытия (рис. 12.2, *г*). При пролетах, отвечающих единой модульной системе, могут быть использованы типовые железобетонные стропильные конструкции, в противном случае предпочтительнее металлические фермы. В ряде случаев возможно заглубление пола с устройством бетонных или железобетонных подпорных стен (рис. 12.2, *д*). Увеличение размеров сетки колонн в большинстве случаев требует сноса здания и нового строительства из типовых конструкций. Однако иногда, когда позволяет технологический процесс, оно может быть осуществлено без предварительного сноса путем устройства фундаментов и установки колонн в узлах новой сетки с последующим монтажом покрытия (с увеличением или без увеличения высоты здания) (рис. 12.2, *е*). Лишь после этого разбирают существующие конструкции. Такой способ позволяет сократить сроки реконструкции предприятия.

При замене кранового оборудования оборудованием большей грузоподъемности усиливают колонны и подкрановые консоли или устанавливают дополнительные стойки, несущие только крановую нагрузку. Подкрановые балки обычно подлежат замене. В тех случаях, когда грузоподъемность кранов увеличивается незначительно, это может быть компенсировано заменой стальных мостов кранов более легкими алюминиевыми. Во всех случаях реконструкции зданий, связанных с повышением полезных нагрузок или нагрузок от собственного веса конструкций, необходимо самое серьезное внимание уделять обеспечению несущей способности оснований и существующих фундаментов и, если требуется, осуществлять их усиление.

Реконструкция промышленных зданий осуществляется в среднем через 10...20 лет. Срок же службы промышленных зданий и сооружений из железобетона при нормальной эксплуатации обычно составляет 50..100 лет, т. е. моральный износ сооружения наступает значительно

раньше физического. Для сближения этих двух показателей необходимо еще на стадии проектирования предусматривать основанные на научном прогнозе возможности развития той или иной технологии. Поэтому необходимо стремиться к проектированию зданий с гибкой конструктивной схемой, возможно меньшим числом промежуточных опор и т. п. Это открывает перед инженерами возможность широкого применения прогрессивных конструкций (тонкостенных пространственных покрытий и т. п.).

§ 12.5. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Основная задача, которая решается при расчете и проектировании строительных конструкций, заключается в получении проекта, удовлетворяющего всем требованиям действующих норм с технико-экономическими показателями, значение которых не ниже показателей других конструкций того же типа. Степень эффективности того или иного решения конструкции может быть подсчитана с помощью сравнения принятого критерия эффективности запроектированной конструкции с его значением для аналогичных существующих конструкций.

Критериями эффективности могут служить различные показатели. К наиболее простым относятся: расход бетона или арматуры на единицу типовой конструкции, на единицу объема или единицу площади. Выбор критерия эффективности — сложная экономическая задача, которую в каждом конкретном случае следует решать по-разному. Вариант конструкции, обладающий наилучшим значением критерия эффективности, принято называть оптимальным. Наиболее общим критерием эффективности являются приведенные затраты, которые находят по формуле

$$З = C + E_{н} k, \qquad (12.1)$$

где C — текущие издержки (эксплуатационные расходы и себестоимость в деле); $E_{н}$ — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений; k — единовременные затраты (капитальные вложения в строительную базу).

Однако было установлено, что для однотипных конструкций в большинстве случаев затраты на капитальные вложения в производственную базу строительства

примерно одинаковы и незначительно влияют на результат сравнения. Поэтому более всесторонне конструкцию можно оценить с помощью стоимости конструкции в деле, которая слагается из полной расчетной стоимости изготовления $C_к$, затрат на перевозку до строительной площадки $C_т$, стоимости монтажа и изменяющейся части накладных расходов ΔH. Причем учитывается удорожание работ в зимних условиях (если есть) коэффициентом $\delta_з$ и заготовительно-складские расходы коэффициентом $\delta_с$. Следовательно:

$$C_{кд} = (C_к + C_т)\,\delta_с + C_м\,\delta_з + \Delta H. \qquad (12.2)$$

Стоимость монтажа, сборных железобетонных конструкций определяют по сборнику ЕРЕР № 11 на строительные работы «Железобетонные и бетонные конструкции сборные». Изменяемую часть накладных расходов находят из выражения

$$\Delta H = 0{,}67T_м + 0{,}15З_м + 0{,}082C_{кп}, \qquad (12.3)$$

где $T_м$ — трудоемкость монтажа; $З_м$ — основная зарплата рабочих, занятых на монтаже; $C_{кп} = (C_к + C_т)\,\delta_с + C_м$ — прямые затраты себестоимости конструкций в деле.

Расчетная заводская стоимость конструкции

$$C_к = 1{,}145\delta_т\,C_{ск}, \qquad (12.4)$$

здесь $\delta_т$ — коэффициент территориального удорожания; $C_{ск}$ — расчетная производственная себестоимость конструкции

Расчетная производственная себестоимость может быть представлена следующей суммой:

$$C_{ск} = V_b C_b + \Sigma m_s C_s, \qquad (12.5)$$

где V_b — объем конструкции; C_b — себестоимость 1 м³ бетона с учетом затрат на всех переделах; m_s — масса всех металлических изделий, включая арматуру; C_s — себестоимость 1 т металлических изделий

$$\left.\begin{aligned} C_b &= \delta_b C_1 + C_2 + C_3 + C_4 \\ C_s &= (\delta_s C_s + C_4 + C_y)/100 \end{aligned}\right\}, \qquad (12.6)$$

здесь δ_b — коэффициент расхода бетонной смеси, учитывающий потери и отходы при укладке бетонной смеси, а также вытеснение части бетона арматурой; δ_s — коэффициент, учитывающий отходы стали при изготовлении металлических изделий; C_1, C_2, C_3, C_4 — стоимость 1 м³ бетонной смеси (с учетом вида заполнителя, класса бетона и т. д.), формования, расходов на содержание форм и пара на тепловую обработку; C_s, C_h, C_y — стоимость 1 кг металла на предприятиях сборного железобетона, изготовления арматурных изделий и установки изделий в форму

Все стоимостные показатели и коэффициенты, входя-

щие в выражения (12.1)...(12.6), имеются в руководствах по определению расчетной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций, что позволяет на стадии проектирования оценивать эффективность того или иного конструктивного решения для соответствующей отрасли строительства. Получение оптимального решения основано на постоянном совершенствовании, типизации и стандартизации конструктивных элементов, унификации габаритных и конструктивных схем сооружений, оптимальной технологии изготовления и монтажа.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Из каких условий определяются размеры несущих и ограждающих железобетонных конструкций?
2. Назовите общие принципы проектирования железобетонных конструкций.
3. В чем смысл унификации габаритных схем зданий и типизации элементов?
4. Перечислите три категории типоразмеров.
5. Назовите особенности проектирования сборных, монолитных и сборно-монолитных железобетонных конструкций.
6. Объясните особенности расчета железобетонных конструкций на транспортные и монтажные нагрузки.
7. Что понимается под реконструкцией зданий и сооружений?
8. Перечислите способы усиления железобетонных элементов.
9. Как осуществляется частичная или полная замена конструкций?
10. Какая задача решается при проектировании железобетонных конструкций?
11. Назовите критерии эффективности, используемые при проектировании железобетонных конструкций.
12. Как определить стоимость конструкции в деле?

Глава 13. Плоские железобетонные перекрытия

§ 13.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ

Наиболее распространенными конструкциями, используемыми в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве, являются перекрытия, представляющие собой горизонтальные ограждающие конструкции, разделяющие смежные этажи по высоте. Широкое распространение железобетонных перекрытий объясняется их высокой экономичностью, огнестойко-

стью, долговечностью и гигиеничностью. Перекрытия бывают плоскими и ребристыми. По конструктивной схеме железобетонные перекрытия разделяют на два основных типа: балочные и безбалочные. Балочные перекрытия представляют собой плоские плиты, подкрепленные балками, расположенными в одном или двух направлениях. В безбалочных перекрытиях плиты опираются непосредственно на колонны через специальные конструктивные элементы (уширения), называемые капителями.

По способу изготовления железобетонные перекрытия классифицируются на сборные, сборно-монолитные и монолитные. Сборные перекрытия позволяют при относительной быстроте изготовления перекрывать значительные пролеты. В монолитных конструкциях плиты и балки работают совместно, образуя неразрезную конструкцию. То или иное конструктивное решение перекрытия принимается в зависимости от назначения здания или сооружения с учетом требуемых экономических показателей.

Плиты перекрытий бывают балочными при соотношении сторон $l_2/l_1>2$ и опертыми по контуру — при $l_2/l_1\leqslant 2$ (l_2 и l_1 соответственно пролет и ширина плиты).

В зависимости от способа изготовления и конструктивной схемы железобетонные перекрытия разделяют на следующие основные типы: 1) сборные и сборно-монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами; 2) монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами; 3) монолитные ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру; 4) безбалочные перекрытия.

§ 13.2. СБОРНЫЕ И СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Проектирование перекрытия включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет панелей, ригелей узлов, сопряжения их с колоннами, конструирование элементов.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия (рис. 13.1, *а*). Компоновка заключается в выборе сетки колонн, направления ригелей, типа и ширины панелей. Это делается на основании технологических предпосылок (назначения здания — производственное, жилое, обще-

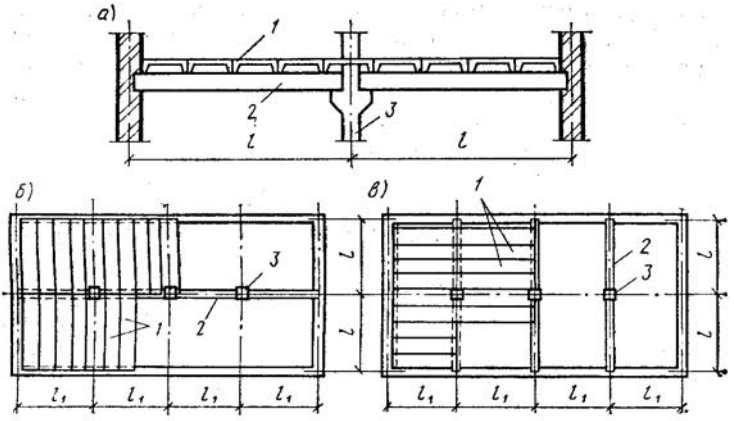


Рис. 13.1. Конструктивные схемы балочных перекрытий
1 — панели перекрытия; *2* — ригели; *3* — колонны

ственное), вида нагрузки, обеспечения пространственной жесткости и экономических соображений. При выборе сетки колонн должны соблюдаться требования типизации и унификации.

Направление ригелей может быть продольным (вдоль здания) (рис. 13.1, *б*) и поперечным (рис. 13.1, *в*). Устройство ригелей поперек здания обеспечивает его повышенную пространственную жесткость. Такое расположение целесообразно в зданиях с большими оконными проемами в продольных несущих стенах, поскольку при этом на оконные перемычки не будет передаваться нагрузка от панелей перекрытия. Продольное расположение ригелей в вытянутых в плане зданиях позволяет сократить число монтажных единиц, способствует улучшению освещенности помещений и т. п.

Для выбора конструктивной схемы перекрытия разрабатывают несколько вариантов таких схем и на основании технико-экономического сопоставления принимают наиболее экономичный. Максимальный расход бетона в перекрытии (около 65 %) приходится на панели, поэтому разработка их рациональных решений имеет особо важное значение. Это достигается прежде всего за счет удаления возможно большего количества бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность и жесткость элемента, а так-

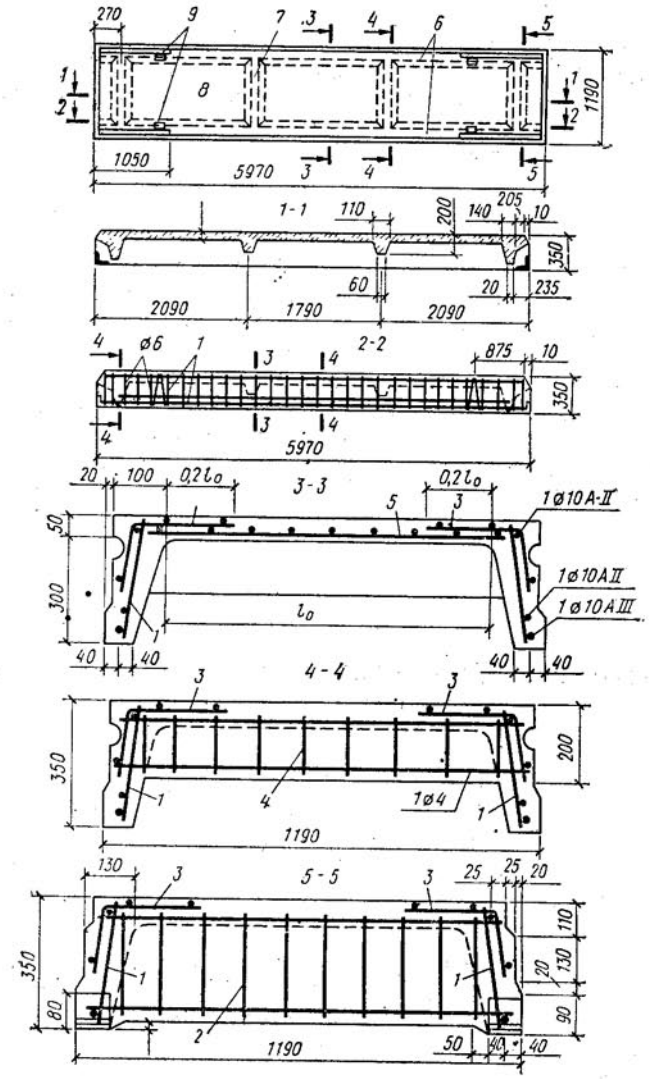


Рис. 13.2. Ребристая плита

1 — арматурные каркасы; *2* — арматурные каркасы торцовых поперечных ребер; *3* — арматурная опорная сетка плиты; *4* — арматурные каркасы поперечных ребер; *5* — арматурная пролетная сетка плиты; *6* — продольные ребра; *7* — поперечные ребра; *8* — полка плиты; *9* — монтажные петли

же путем совершенствования технологии изготовления конструкции.

Расчет и конструирование панелей. От типа поперечного сечения панели перекрытия зависит ее экономичность. Сборные плиты работают на изгиб. Следовательно, бетон, расположенный в нижней растянутой зоне сечения, не будет участвовать в работе. Поэтому наиболее рациональным решением будет панель, в которой в нижней зоне будет находиться меньшая часть бетона. Этого удается добиться в ребристых сборных плитах (рис. 13.2). В растянутой зоне такой плиты оставляют лишь продольные ребра, где размещается продольная рабочая арматура. Ребристые панели в соответствии с требованиями стандартизации и унификации могут иметь следующие размеры: (1,2; 1,5; 3,0 м) $\times$ 6 м или (1,2; 1,5; 3,0 м) $\times$ 12 м. Рабочую арматуру продольных ребер предусматривают обычную стержневую, предварительно напряженную. Полки ребристых панелей рассчитывают как плиты, опертые по контуру, что позволяет снижать значение изгибающего момента. Полку плиты армируют в пролете и на опорах сварными сетками. Поперечные ребра армируют сварными каркасами.

В некоторых случаях при устройстве перекрытий в зданиях с полами по лагам и плоскими потолками применяют ребристые плиты с плитой понизу (рис. 13.3, *а*). Имеются и другие конструктивные решения плит перекрытий: плиты с овальными пустотами (рис. 13.3, *б*), вертикальными (рис. 13.3, *в*) и круглыми (рис. 13.3, *г*) пустотами и сплошные плиты из легких бетонов (рис. 13.3, *д*). В пустотных плитах расстояние между пустотами, а также толщину полок и ребер принимают не менее 25 мм.

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона (отношение объема бетона к площади плиты) и расходу арматуры на 1 м^2 плиты. Самые экономичные — плиты с овальными пустотами, однако большее распространение получили плиты с круглыми пустотами, как более технологичные. Балочные плиты сборных железобетонных перекрытий рассчитывают на изгиб. При этом за расчетный пролет плиты принимают расстояние между осями опор (рис. 13.4). При опирании на полки ригелей $l_0 = l_n - a - b$, при опирании на верх ригелей $l_0 = l_n - b/2$, при опирании на капители (консоли) ко-

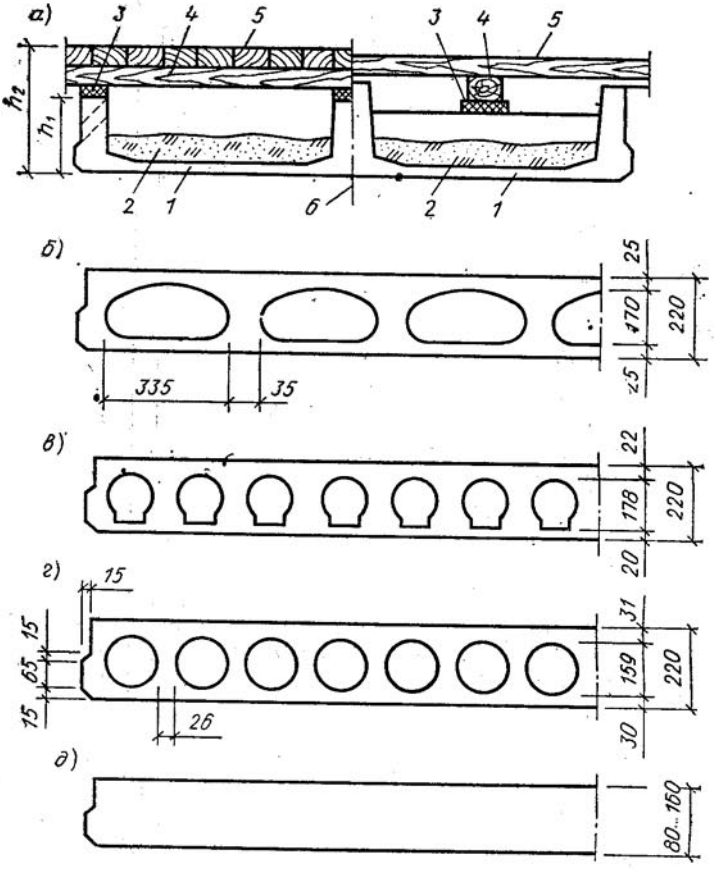


Рис. 13.3. Плиты перекрытий

1 — железобетонная плита с полкой понизу; *2* — звукоизоляционная засыпка; *3* — упругая прокладка; *4* — деревянные лаги; *5* — деревянный пол; *6* — ось симметрии

лонн $l_0 = l_n - h_c - a$, при опирании одним концом на верх ригеля, а другим — на стену $l_0 = l_c - b_1/2 - b_2/2$.

Высоту предварительно напряженной плиты принимают равной:

$$h = (1/20 \ldots 1/30)\, l_0. \qquad (13.1)$$

Плиты всех типов, имеющих только сжатую полку, рассчитывают как прямоугольные сечения при изгибе с

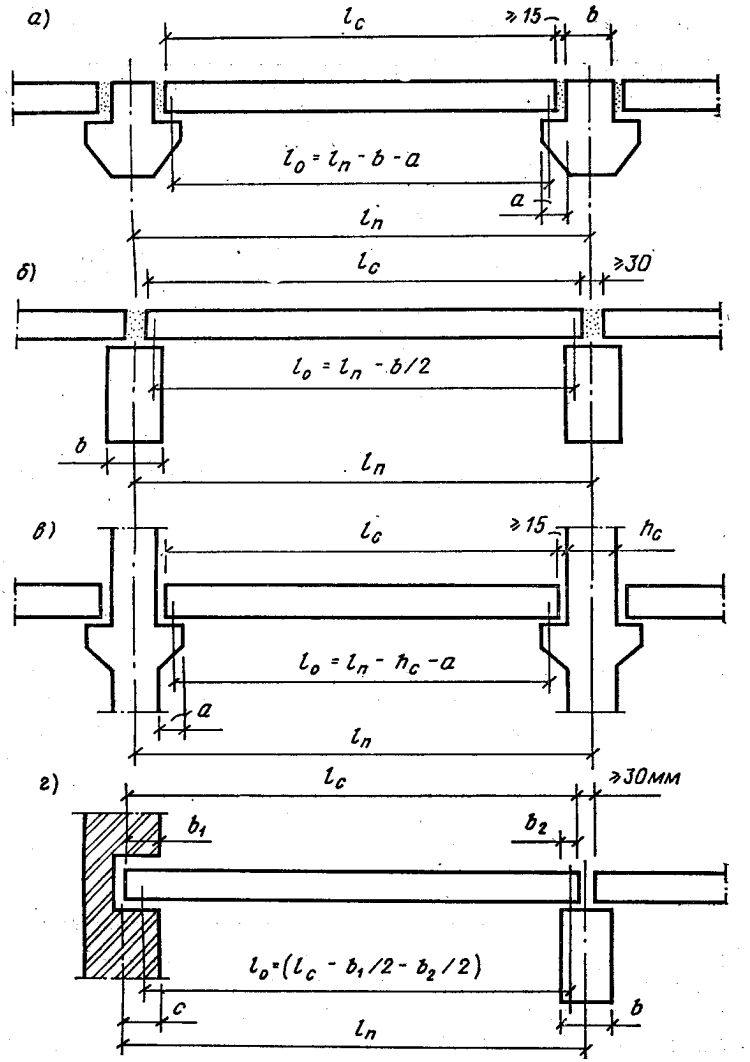


Рис. 13.4. Расчетные пролеты плит при опирании

а — на полки ригелей; *б* — поверху ригелей; *в* — на капители или консоли колонн; *г* — на стену и прогон

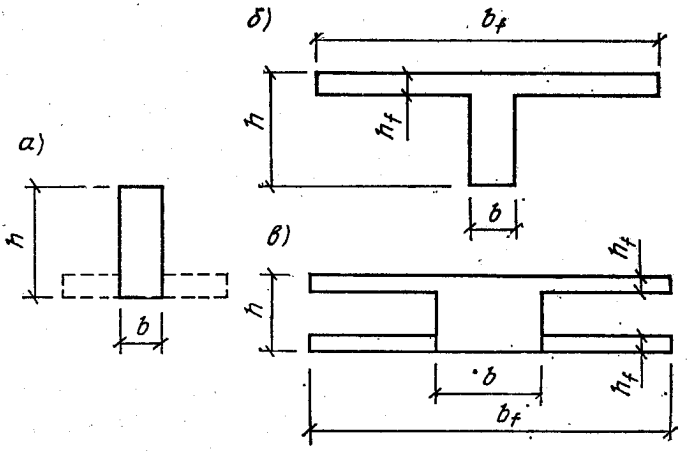


Рис. 13.5. Расчетные поперечные сечения плит

шириной ребра (рис. 13.5, *а*). Плиты (см. рис. 13.2), имеющие нейтральную зону ниже, чем высота полки, рассчитывают, как тавровые сечения (рис. 13.5, *б*), в которых площадь стенки равна суммарной площади поперечного сечения двух продольных ребер. Плиты с пустотами рассчитывают по расчетному двутавровому сечению (рис. 13.5, *в*). При этом расположение центра тяжести, момент инерции и площадь эквивалентного расчетного сечения должны совпадать с заданными значениями сечения панели. В этих целях фактические отверстия (пустоты) заменяются равновеликими прямоугольными вырезами с боков, а толщина всех промежутков между пустотами концентрируется в ребре или стенке таврового или двутаврового сечения.

Плиту перекрытия рассчитывают в продольном направлении на изгиб, как свободно опертую балку, по двум группам предельных состояний, при этом расчетные значения усилий получают по следующим формулам:

$$M = (g + p)\, l_0^2/8; \quad Q = (g + p)\, l_0/2, \qquad (13.2)$$

где g и p — соответственно постоянная и временная нагрузки.

По расчетным значениям изгибающих моментов и поперечных сил назначают требуемое количество продольной и поперечной арматуры, определяют прогиб и проверяют трещиностойкость конструкции по правилам

расчета и проектирования изгибаемых элементов. Полку ребристой панели рассчитывают, как плиту, опертую по контуру в пределах между двумя ближайшими поперечными и продольными ребрами.

Ребристые панели (см. рис. 13.2) армируют в продольных ребрах высокопрочной стержневой арматурой периодического профиля классов A-IV, A-V, A-VI, диаметр стержней принимают равным 14...20 мм или используют семипроволочные канаты. Пролетный и опорные моменты в плите между поперечными ребрами жесткости воспринимают специально укладываемые с этими целями сетки. Поперечные ребра также армируют специальными каркасами. В пустотных плитах продольную рабочую арматуру включают в нижнюю конструктивную сетку. Нижнюю и верхнюю сетки проверяют на эксплуатационные усилия и на усилия при распалубке, транспортировке и монтаже. Поперечную арматуру устанавливают в крайних ребрах, а при необходимости и в среднем по результатам расчета на поперечную силу.

Сборные ригели конструируют из однопролетных сборных элементов, объединяемых при монтаже в многопролетные балки, которые работают по неразрезной схеме. Их рассчитывают как неразрезные конструкции на воздействия от равномерно распределенной нагрузки от сплошных и многопустотных панелей или сосредоточенных нагрузок от ребристых панелей. При расчете ригеля вычисляют его собственную массу исходя из ориентировочных размеров, вычисляемых по формулам:

$$h = (1/10...1/15)\,l; \quad b = (0{,}3...0{,}4)\,h, \qquad (13.3)$$

где l — расчетный пролет ригеля, принимаемый равным расстоянию между осями опор.

Первоначально расчетные изгибающие моменты и поперечные силы в ригеле определяют в предположении упругой стадии работы железобетона. При равномерно распределенных нагрузках изгибающие моменты и поперечные силы определяют по следующим формулам:

$$M = (\alpha g + \beta p)\,l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta p)\,l. \qquad (13.4)$$

При сосредоточенных нагрузках:

$$M = (\alpha G + \beta p)\,l; \quad Q = \gamma G + \delta p, \qquad (13.5)$$

где α, β, γ, δ — значения табличных коэффициентов, принимаемых в зависимости от схемы загружения балок и числа пролетов.

По значениям изгибающих моментов, полученным в

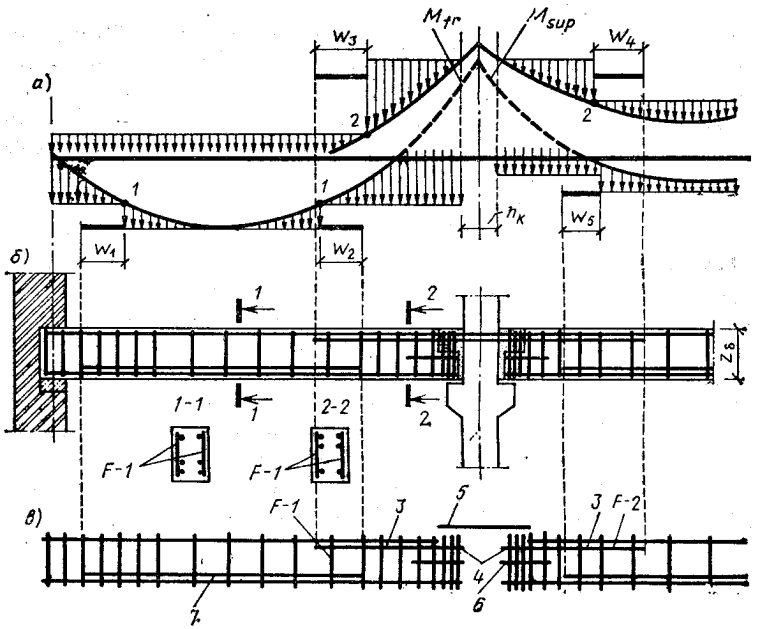


Рис. 13.6. Схема армирования ригеля

1 — точки теоретического обрыва рабочих стержней в пролете; *2* — то же, рабочих стержней; *3* — в пролете; *4* — выпуски арматуры для армирования бетона замоноличивания стыка; *5* — стыковые закладные детали на опоре; *6* — арматура подрезки

результате упругого расчета, осуществляют перераспределение усилий с учетом пластических деформаций. Для этого к эпюре моментов прибавляют треугольную выравнивающую эпюру с наибольшей ординатой $\Delta M = 0{,}3M_{sup}$, при этом опорный момент уменьшается на 30 %, а пролетные моменты несколько увеличиваются. Основываясь на различных загружениях, строят огибающую эпюру (рис. 13.6, *а*). При расчетах неразрезных ригелей опорные сечения разрешается подбирать по опорному моменту, действующему не по оси опоры, а по грани колонны:

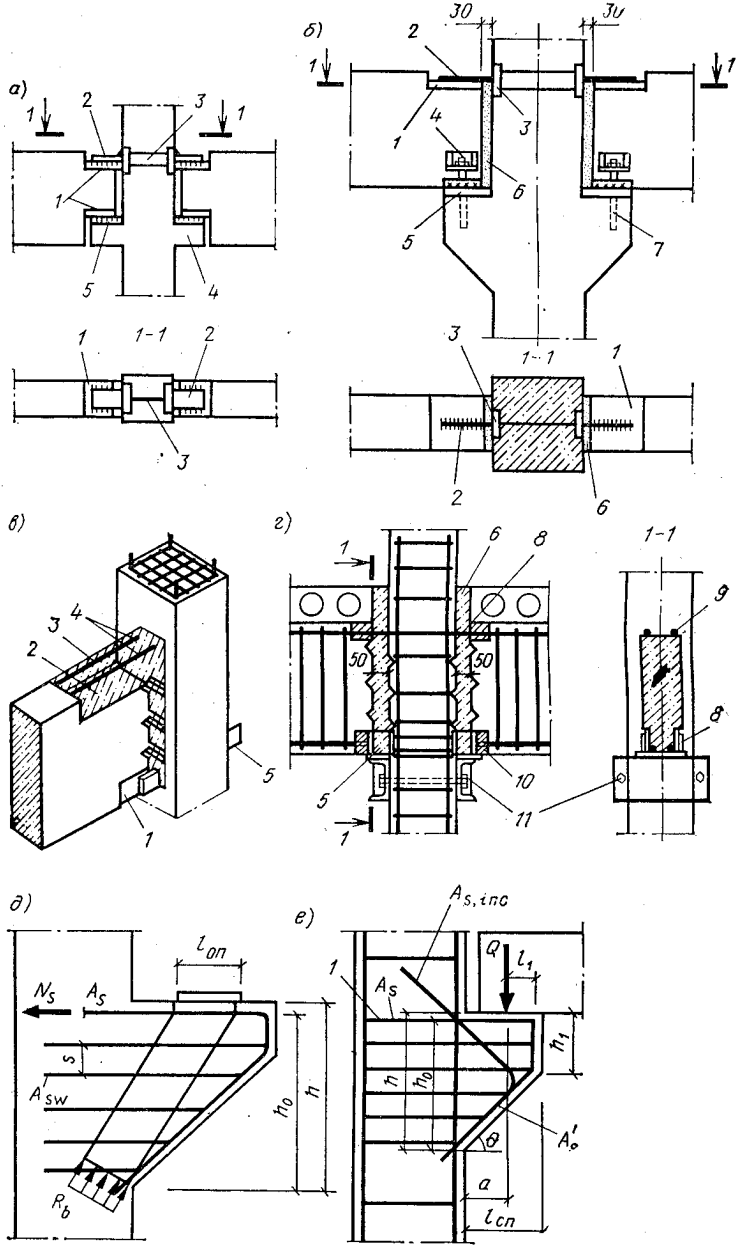
$$M_{fr} = M_{sup} - Qhk/2. \qquad (13.6)$$

Армируют ригель в соответствии с требованиями, предъявляемыми к изгибаемым элементам. Площадь продольной рабочей арматуры назначается по расчету в соответствии со значениями максимальных изгибающих

моментов, действующих в пролете и на опоре. При этом сечение нижней рабочей арматуры определяют по максимальному положительному моменту в пролете, а сечение верхней рабочей арматуры, укладываемой над опорами, по максимальному отрицательному — у грани опоры.

Ригель разрешается армировать одним сварным каркасом при ширине $b \leqslant 15$ см и двумя и более при $b > 15$ см. При высоте ригеля $h > 30$ см хомуты устанавливают по всей длине каркаса независимо от расчета по поперечной силе, в балках высотой $15 \leqslant h \leqslant 30$ см хомуты устанавливают только у опор на длине не менее $^1/_4$ пролета, а при $h < 15$ см хомуты разрешается не ставить (если они не требуются по расчету). Пример армирования ригелей показан на рис. 13.6, *б*, *в*. Ординаты огибающей эпюры моментов уменьшаются при удалении от расчетных сечений, поэтому в целях экономии арматуры целесообразно часть продольной рабочей арматуры не доводить до опор и оборвать ее в пролете. Для этого используется уже упомянутая эпюра материалов. Для рабочей продольной арматуры используют стержни диаметром 12...32 мм. Минимальный размер поперечной арматуры из условий свариваемости должен быть не менее 6...10 мм. Продольная арматура может быть обычной и напрягаемой. После назначения размеров поперечного сечения и площади арматуры ригель рассчитывают по второй группе предельных состояний на прогибы, трещиностойкость и трещинообразование.

Существует три основных типа конструкций стыков ригелей с колоннами: шарнирное, упругопластическое и жесткое. Шарнирный стык (рис. 13.7, *а*, *б*) воспринимает только поперечные силы (опорные реакции), упругопластический — поперечные силы и часть изгибающего (не менее 50 %) момента, жесткий (рис. 13.7, *в*, *г*) — поперечные силы и изгибающие моменты (полное защемление). Наиболее просты в изготовлении шарнирные стыки, но они менее экономичны, так как пролетные моменты в этом случае имеют максимальное значение, что вызывает перерасход бетона и арматуры. Наиболее экономичны жесткие стыки, но они сложны в изготовлении. Упругопластические стыки занимают промежуточное положение по технологичности изготовления и экономичности. Шарнирные стыки изготавливают двумя способами: первый, когда ригель, осуществляемый с подрез-


а)
б)
в)
г)
д)
е)
1-1
l_{on}
N_s
A_s
A_{sw}
R_b
$A_{s,inc}$
l_{cn}

кой нижних кромок, опирается на консоль из штампованного или сварного обрезка корытного профиля, поверху и понизу ригель с помощью закладных деталей крепится к колонне на сварке (рис. 13.7, *а*). Второй, применяемый при больших нагрузках, выполняется с помомощью коротких железобетонных консолей (рис. 13.7, *б*). Жесткий бесконсольный (рис. 13.7, *в*) стык полностью воспринимает поперечную силу с помощью бетонных шпонок, образующихся после замоноличивания. Жесткие стыки на консолях (рис. 13.7, *г*) отличаются от упругопластических только тем, что площадь сечения стыковых стержней подбирают таким образом, чтобы полностью воспринять изгибающий момент. Площадь стыковых стержней подбирают такой, чтобы она воспринимала продольное усилие от опорного момента

$$N = M_{fr}/z_b, \tag{13.7}$$

где z_b — плечо внутренней пары сил в стыке (см. рис. 13.6, *б*).

Короткие консоли ($l \leqslant 0{,}9h_0$) рассчитывают на совместное действие изгибающего момента M и поперечной силы. Расчет на действие поперечной силы выполняют по наклонной сжатой бетонной полосе (рис. 13.7, *д*) между нагрузкой и опорой с учетом повышения прочности наклонного сечения за счет работы сжатой полосы — по условию

$$Q \leqslant 0{,}8\varphi_{\omega_2} R_b b l_b \sin\theta, \tag{13.8}$$

где $\varphi_{\omega_2} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega_1}$ — коэффициент, учитывающий влияние хомутов по высоте консоли; $\mu_{\omega_1} = A_s/bs_\omega$ — коэффициент поперечного армирования; s_ω — расстояние между хомутами; α — коэффициент приведения арматуры к бетону; $l_b = l_{on}\sin\theta$ — расчетный размер бетонной полосы.

Одновременно значение поперечной силы должно находиться в пределах

$$3{,}5R_{bt} bh_0 \geqslant Q \geqslant 2{,}5R_{bt} bh_0. \tag{13.9}$$

При расчете следует учитывать помимо горизонтальных и наклонные хомуты, которые следует располагать под углом не более 45°. Причем консоль следует рассмат-

Рис. 13.7. Стыки ригелей с колоннами

1 — закладные детали ригеля; *2* — стыковая полоска; *3* — закладная деталь колонны; *4* — консоль; *5* — закладная деталь консоли колонны; *6* — шов замоноличивания; *7* — анкерные болты; *8* — выпуски рабочей арматуры ригеля и стыковых стержней колонны; *9* — паз для бетонных шпонок; *10* — выпуски нижней арматуры, свариваемые с нижней закладной деталью колонны; *11* — съемный монтажный столик из швеллеров

ривать как элемент постоянного поперечного сечения с рабочей высотой h_0 в опорном сечении.

Из условий смятия бетона длину закладной детали определяют из выражения

$$l_{on} \geqslant Q/R_b b; \qquad (13.10)$$

здесь b — ширина консоли.

Момент, действующий в консоли, находят из выражения

$$M = 1{,}25Q\,[l_1 - Q/(2R_b b)], \qquad (13.11)$$

где l_1 — расстояние, показанное на рис. 13.7, *е*.

Площадь арматуры, установленной в верхней части консоли, находят из условия изгиба консоли по формуле

$$A_s = M/[R_s\,(h_0 - 0{,}5x)] = M/\xi h_0 R_s. \qquad (13.12)$$

Сборно-монолитные перекрытия с балочными плитами применяют в тех случаях, когда требуется увеличить перекрываемый пролет. Изготовление сборно-монолитных перекрытий требует усложнения строительных работ, в данном случае организации двух процессов: монтажа сборных элементов и укладки бетонной смеси. На рис. 13.8 показано сборно-монолитное перекрытие, состоящее из предварительно напряженной железобетонной доски — днища ригеля (главной балки), и ребристых преднапряженных плит. Перед укладкой бетона в пазы между сборными элементами для создания неразрезности плит в швы между ними устанавливают сварные каркасы, которые воспринимают опорные изгибающие моменты. Для соединения сборных элементов с монолитным бетоном и дополнительными каркасами предусмотрены специальные выпуски арматуры. В сборно-монолитных конструкциях отпадает необходимость изготовления трудоемкой опалубки и подмостей. Сборно-монолитные перекрытия в стадии монтажа, до набора бетоном требуемой прочности, рассчитывают на монтажные нагрузки как свободно опертые балки. В стадии эксплуатации их рассчитывают как статически неопределимые системы по методу предельного равновесия.

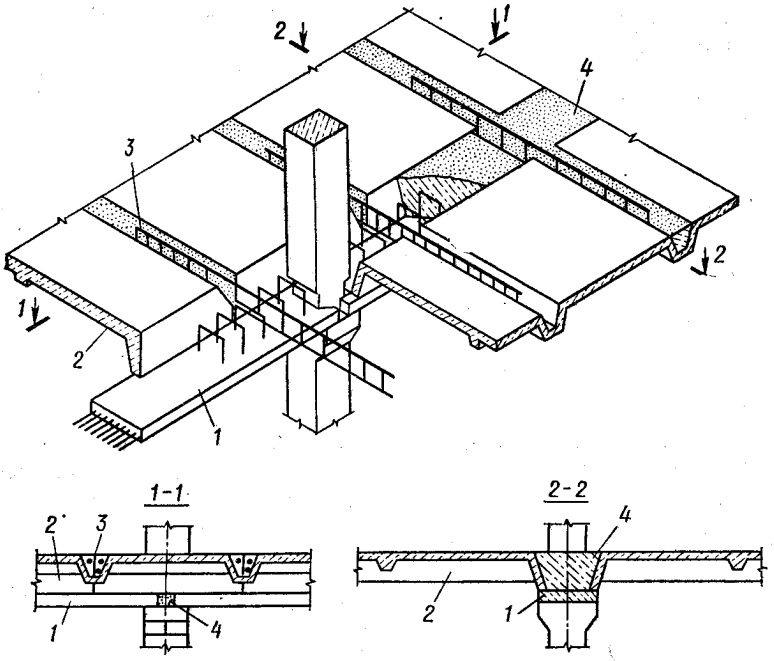


Рис. 13.8. Сборно-монолитное перекрытие с балочными плитами
1 — днище главной балки (армоэлемент); *2* — предварительно напряженная ребристая плита; *3* — опорный стыковой каркас; *4* — бетон замоноличивания

§ 13.3. ПОНЯТИЕ О ПЛАСТИЧЕСКОМ ШАРНИРЕ И ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ

Дальнейшее развитие методов расчета по предельным состояниям позволило разработать более совершенный метод расчета статически неопределимых конструкций, который называется методом предельного равновесия. Как уже отмечалось выше, при значительных нагрузках железобетонные конструкции не работают упруго из-за развития пластических деформаций и образования трещин в бетоне. Когда несущая способность конструкции приближается к исчерпанию, резко возрастают пластические деформации в бетоне и текучесть арматуры с нарушением их взаимного сцепления. При этом в наиболее нагруженном поперечном сечении пластические деформации арматуры, достигнув предела текучести, сохраняются постоянными, то же происходит

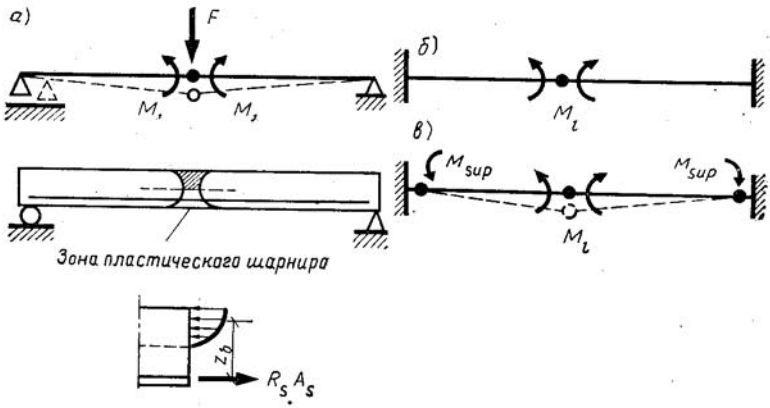


Рис. 13.9. Образование пластических шарниров в статически определимых и статически неопределимых железобетонных балках

и с бетоном сжатой зоны сечения по достижении напряжениями призменной прочности. В бетоне растянутой зоны появляются трещины и на данном участке образуется зона больших местных деформаций, называемая *пластическим шарниром*. Отличительная особенность пластического шарнира в том, что в нем сохраняется постоянное значение воспринимаемого изгибающего момента $M = \text{const}$, в отличие от идеального шарнира, в котором $M = 0$.

Образование пластического шарнира в статически определимой балке (рис. 13.9, *а*) превратит ее в геометрически изменяемую систему, состоящую из двух жестких звеньев или дисков, взаимный поворот которых относительно шарнира разрушит ее. По-иному поведет себя статически неопределимая балка, защемленная на опорах (рис. 13.9, *б*). В ней при образовании пластического шарнира в середине пролета разрушения не произойдет, так как повороту жестких дисков и возрастанию прогибов будут препятствовать опорные защемления. Поэтому, чтобы вызвать разрушение этой конструкции, т. е. иными словами, превратить ее в геометрически изменяемую систему, необходимо образование еще двух пластических шарниров на опорах (рис. 13.9, *в*), а это возможно при дополнительном увеличении внешней нагрузки. Следовательно, балка в условиях предельного равновесия способна воспринимать дополнительную на-

грузку до тех пор, пока не образуются новые шарниры. В n раз статически неопределимой системе для потери ее геометрической неизменяемости необходимо образование $n+1$ пластических шарниров.

Значение изгибающего момента в пластическом шарнире зависит от усилия в арматуре и плеча внутренней пары сил сечения

$$M = R_s A_s z_b. \tag{13.13}$$

Метод предельного равновесия основывается на предположении, что несущая способность статически неопределимой конструкции исчерпывается тогда, когда образуется такое количество пластических шарниров, при котором система превращается в статически изменяемую. Последовательность задания пластических шарниров любая, следует только иметь в виду, что они располагаются в наиболее нагруженных частях конструкции. После появления первого пластического шарнира с увеличением внешней нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между сечениями элемента, причем изгибающий момент в пластическом шарнире считается постоянным и определяется из выражения (13.13).

Рассмотрим работу балки, защемленной на двух опорах в условиях предельного равновесия (рис. 13.10, *а*), и уясним сущность перераспределения усилий.

Пусть при нагрузке F_0 на одной из опор балки образуется пластический шарнир, тогда балка начинает работать по новой схеме с одной шарнирной опорой, и с другой — защемленной (13.10, *б*). Дальнейшее увеличение нагрузки на величину $\Delta_1 F_0$ приведет к образованию пластического шарнира на другой опоре, и балка превратится в шарнирно опертую (рис. 13.10, *в*), и, наконец, при последующем росте нагрузки до величины $\Delta_2 F_0$ образуется пластический шарнир в пролете, превращающий балку в изменяемую систему и разрушающий ее. Следовательно, в условиях расчета по предельному равновесию балка способна выдерживать большую нагрузку интенсивностью

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0. \tag{13.14}$$

Если обозначить через $M_{sup\,A}$ и $M_{sup\,B}$ предельные расчетные моменты на опорах, а через M_l — в пролете (рис. 13.10. *г*), тогда изгибающий момент в пролете непосредственно перед разрушением может быть найден

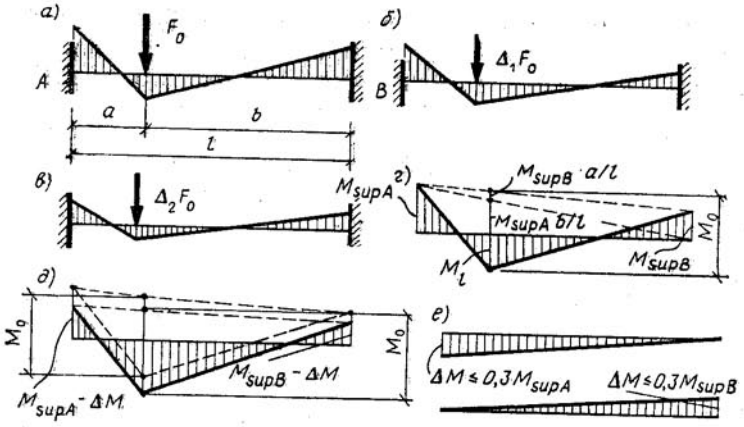


Рис. 13.10. Перераспределение изгибающих моментов в статически неопределимой балке

из условия равновесия внешних и внутренних усилий:

$$M_l = M_0 - M_{supA}\,(b/l) - M_{supB}\,(a/l) \qquad (13.15)$$

или

$$M_0 = M_l + M_{supA}\,(b/l) + M_{supB}\,(a/l), \qquad (13.16)$$

где $M_0 = F(ab/l)$ — момент в пролете шарнирно опертой балки.

Из последнего уравнения следует, что сумма пролетного момента в сечении, где имеется пластический шарнир, и долей опорных моментов, где в последующем образуются шарниры, равна моменту простой балки (рис. 13.10, *г*). Поэтому, учитывая, что момент в пластическом шарнире зависит от площади сечения и расчетного сопротивления арматуры (13.13), можно вызывать любую последовательность образования пластических шарниров и выравнивать соответствующим подбором арматуры, расчетные моменты, однако при этом обязательно должно выполняться условие (13.15). На рис. 13.10, *д* показан один из возможных вариантов выравнивания моментов в балке. Происходящее перераспределение моментов можно трактовать и как добавление к эпюре моментов, полученной из расчета статически неопределимой системы в предположении ее упругой работы, добавочных треугольных эпюр пластических моментов соответствующих знаков (рис. 13.10, *е*).

Расчет и конструирование статически неопредели-

мых железобетонных конструкций по выравненным (перераспределенным) моментам позволяет экономить материалы и снижать стоимость. Причем следует стремиться к равномоментному решению, позволяющему применять однотипное армирование на опорах и в пролете, а также облегчать армирование опорных сечений. В общем случае расчет по методу предельного равновесия, по сравнению с упругим расчетом, позволяет получать до 20...30 % экономии арматуры. Однако при проектировании железобетонных конструкций с учетом перераспределения моментов необходимо соблюдение следующих основных требований: выравненные моменты не должны отличаться от упругих моментов более чем на 30 %, этим ограничивается чрезмерное раскрытие трещин в пластических шарнирах; необходимо исключить разрушение бетона сжатой зоны от среза или раздавливания от главных сжимающих напряжений; для армирования следует использовать стали с площадкой текучести, допускающие образование пластических шарниров, высокопрочную сталь применять не рекомендуется.

Выравнивание изгибающих моментов в изгибаемых конструкциях. В неразрезных балках с одинаковыми пролетами, армированных сварными каркасами и сетками, а также в многопролетных плитах, работающих в коротком направлении по неразрезной схеме и армированных сварными сетками, целесообразно выравнивать изгибающие моменты таким образом, чтобы создать равномоментную систему, т. е. принять:

$$M_l = M_{supA} = M_{supB}.$$

Для средних пролетов неразрезных равнопролетных балок, как и для балок, защемленных на опорах, принято рассматривать схему излома, содержащую по три пластических шарнира, из которых один — в пролете, а два на опорах. При равномерно распределенной нагрузке из условий симметрии пролетный шарнир будет образовываться в середине пролета, а изгибающие моменты в сечениях с опорными пластическими шарнирами в среднем пролете будут одинаковыми.

Рассматривая пятипролетную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой (рис. 13.11, *а*), и используя зависимость (13.16) для середины среднего пролета при $a = b = l/2$, получим

$$M_0 = M_l + M_{supA}/2 + M_{supB}/2. \qquad (13.17)$$

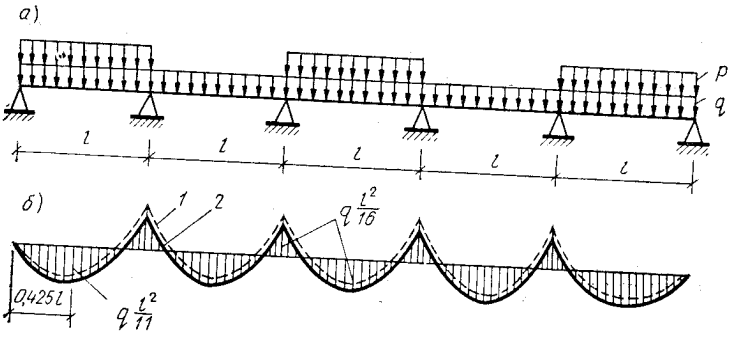


Рис. 13.11. Схема перераспределения изгибающих моментов в пятипролетной неразрезной балке

1 — эпюра упругой схемы расчета; *2* — перераспределенная эпюра

В простой шарнирно опертой балке изгибающий момент $M_0 = ql^2/8$, тогда при равномоментном решении $M_l = M_{sup\,A} = M_{sup\,B}$ будем иметь из условия (13.17):

$$M = ql^2/16. \tag{13.18}$$

Максимальный момент в первом пролете будет действовать в сечении, находящемся на расстоянии $x = a \approx 0{,}425l$ от левой опоры, тогда момент в шарнирно опертой балке:

$$M_0 = qx\,(l - x)/2 = 0{,}123ql^2. \tag{13.19}$$

Учитывая, что на левой опоре крайнего пролета изгибающий момент равен нулю $M_{sup\,A} = 0$, на основании выражения (13.16), получим

$$M_l = 0{,}123ql^2 - 0{,}425M_{sup\,B}. \tag{13.20}$$

Принимая равномоментную схему, в которой $M_l = M_{sup\,B} = M$, из зависимости (13.20) будем иметь

$$1{,}425M = 0{,}123ql^2 \tag{13.21}$$

или

$$M = ql^2/11{,}6.$$

Округлив знаменатель в сторону некоторого увеличения изгибающего момента, получим окончательно:

$$M = ql^2/11. \tag{13.22}$$

На рис. 13.11, *б* показана эпюра выравненных моментов в пятипролетной балке, на этом же рисунке пунктирной линией показана эпюра изгибающих момен-

тов для упругой стадии расчета. Сравнивая их, можно сделать вывод о том, что расчетные усилия при расчете конструкций по методу предельного равновесия меньше. Следовательно, этот метод расчета позволяет расходовать меньшее количество материалов, т. е. он более экономичен.

При расчетах неразрезных балок при более значительных нагрузках и других условиях загружения (ригели, главные балки и т. д.) применяют другие способы выравнивания изгибающих моментов. В таких конструкциях для отдельных, наиболее невыгодных сочетаний временных нагрузок сначала вычисляют изгибающие моменты по упругой схеме. Располагая временные нагрузки через пролет, получают максимальные моменты в пролетах, при загружении двух соседних пролетов получают максимальный момент на опорах. Затем к полученной эпюре прибавляют добавочные треугольные эпюры, как это показано на рис. 13.10, *е*, с требуемыми по знаку надопорными ординатами. При перераспределении усилий значения выравненных ординат должны составлять не менее 70 % вычисленных по упругой стадии работы.

Метод предельного равновесия применяют также для расчета плит и других статически неопределимых железобетонных конструкций. Разница лишь в том, что в плитах зоны больших местных деформаций называют линейными пластическими шарнирами, положение которых обычно отыскивается с помощью испытания образцов или моделей, или как геометрическое место наибольших усилий, найденных расчетом. На основании полученных линейных шарниров рассматривается схема возможного излома плиты с позиций предельного равновесия. Определение несущей способности железобетонных статически неопределимых конструкций с помощью метода предельного равновесия позволяет существенно упрощать расчеты и получать возможность проектировать более экономичные конструкции. Перераспределение усилий дает возможность получать значительный экономический эффект: уменьшение расхода материалов, увеличение повторяемости элементов опалубки и арматуры, облегчение условий бетонирования. Границы перераспределения усилий могут определяться и эксплуатационными требованиями (трещиностойкостью и деформативностью), т. е. по предельным состоя-

ниям второй группы. Для наиболее сложных случаев расчета железобетонных статически неопределимых конструкций по методу предельного равновесия разработаны прикладные программы, позволяющие с помощью ЭВМ получать требуемые решения.

§ 13.4. МОНОЛИТНЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Конструктивная схема монолитного ребристого балочного перекрытия компонуется аналогично сборным ребристым перекрытиям с балочными плитами.

Схема монолитного ребристого перекрытия показана на рис. 13.12, *а*, *б*, *в*. Оно состоит из плиты *4*, работающей по короткому направлению (l_{pl}) как неразрезная многопролетная балка, и системы перекрестных балок (ребер): главных *2*, поддерживаемых колоннами *3*, и второстепенных балок *1*, опирающихся на главные. Шаг колонн принимается в пределах 6...8 м. Главные балки компонуются по короткому шагу колонн, поскольку на них действуют более интенсивные нагрузки, чем на второстепенные. Пролет главных балок — l_{mb}=6...8 м, шаг второстепенных балок l_{pl}=1,7...2,7 м, а их пролеты l_p= =6...8 м.

Конструктивную схему перекрытия выбирают на основании технико-экономического расчета. Экономическая эффективность перекрытия зависит от толщины плиты h_f, которая в гражданских зданиях принимается равной 5 см, в сельскохозяйственных и промышленных 6...8 см. Компоновка второстепенных и главных балок в плане может быть различной (при продольном или поперечном расположении главных балок), возможно и решение без главных балок (рис. 13.12, *в*). При расчете ребристых монолитных перекрытий исходят из предположения, что нагрузка последовательно передается с плит на второстепенные балки, а затем на главные балки.

Расчет и армирование плит. Расчет выполняется в два этапа, сначала строят эпюры усилий от заданных нагрузок, затем по полученным максимальным значениям расчетных усилий (изгибающих моментов M и поперечных сил Q) определяют требуемую площадь рабочей арматуры из условия удовлетворения требований первой группы предельных состояний. При расчете балоч-

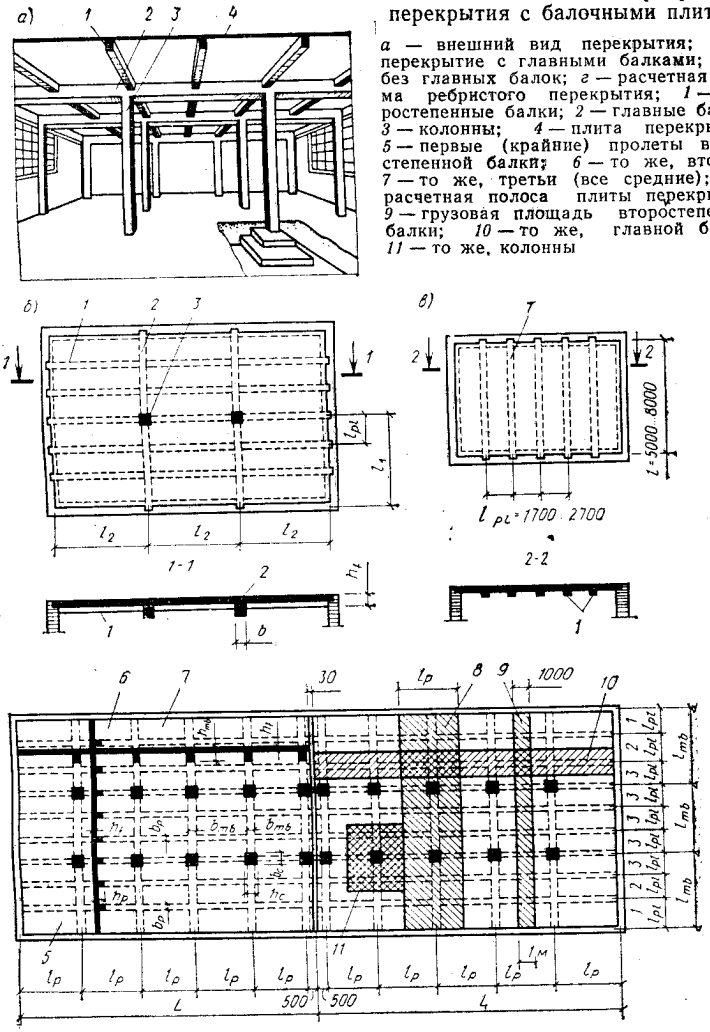
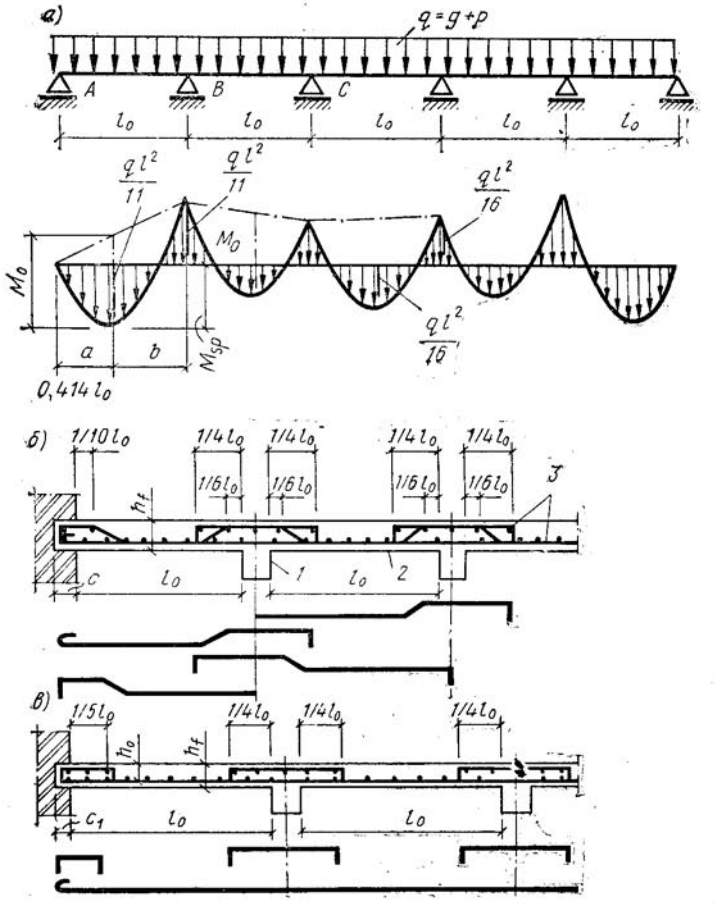


Рис. 13.12. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами

а — внешний вид перекрытия; *б* — перекрытие с главными балками; *в* — без главных балок; *г* — расчетная схема ребристого перекрытия; *1* — второстепенные балки; *2* — главные балки; *3* — колонны; *4* — плита перекрытия; *5* — первые (крайние) пролеты второстепенной балки; *6* — то же, вторые; *7* — то же, третьи (все средние); *8* — расчетная полоса плиты перекрытия; *9* — грузовая площадь второстепенной балки; *10* — то же, главной балки; *11* — то же, колонны

ные плиты рассматривают как полосы (балки) шириной 1 м, вырезанные из плиты перпендикулярно второстепенным балкам, которые считаются опорами (рис. 13.12, *г*). В качестве расчетной схемы принимают пятипролетную балку (рис. 13.13, *а*), в которой расчетным пролетом l_0



считают расстояние в свету между второстепенными балками. При свободном опирании крайней плиты за расчетный пролет принимают расстояние от оси стены до боковой грани ближайшей балки.

Нагрузка на плиту складывается из постоянной — g (собственный вес плиты) и временно́й (полезной) — p. При ширине полосы в 1 м полная нагрузка $q=g+p$, приходящаяся на 1 м² плиты, будет являться одновременно и нагрузкой на 1 м полосы.

Плиту перекрытия рассчитывают по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий. При этом пролетный и опорный моменты в первом про-

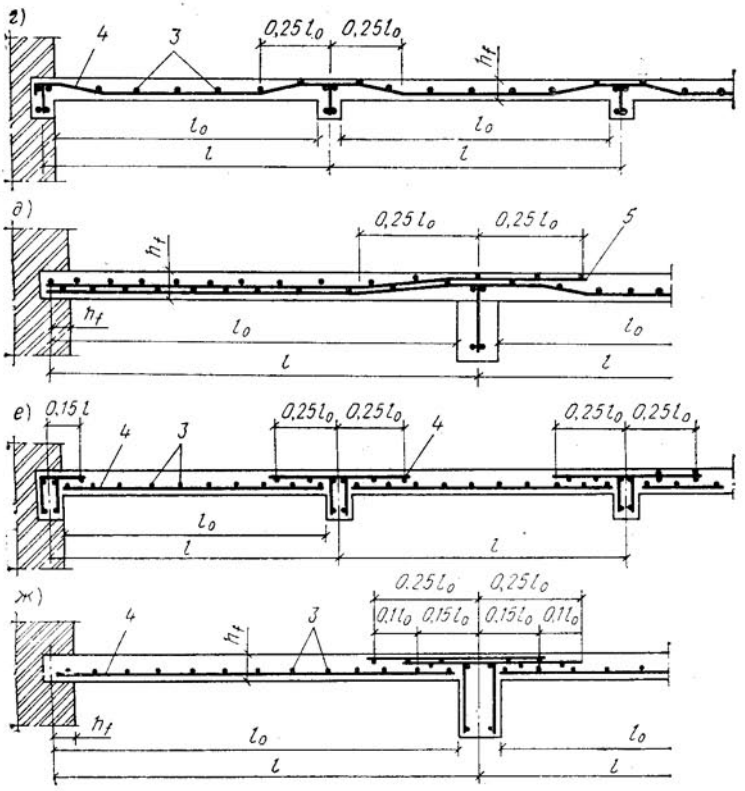


Рис. 13.13. Расчетная схема и армирование балочных плит
1 — второстепенная балка; *2* — плита; *3* — распределительная арматура; *4* — рабочая арматура; *5* — дополнительная рулонная сетка или отдельные стержни

лете составят:

$$M_{sp} = ql_0^2/11; \quad M_B = ql_0^2/11. \tag{13.23}$$

В средних пролетах:

$$M_{sp} = ql_0^2/16; \quad M_c = ql_0^2/16. \tag{13.24}$$

Формулы (13.23) и (13.24) разрешается использовать, если размеры пролетов отличаются не более чем на 20 %. Обычно расчет плит на поперечную силу не производят, так как прочность наклонного сечения, как правило, обеспечена за счет большой ширины плиты.

Площадь сечения рабочей арматуры в различных сечениях определяют как для изгибаемого прямоугольного элемента с одиночной арматурой шириной $b = 100$ см и высотой h_f. Расчетным считается сечение в зонах действия максимальных пролетных и опорных изгибающих моментов, по которым находят значение

$$\alpha_m = M/bh_0^2 R_b, \qquad (13.25)$$

затем по таблицам определяют коэффициент ξ и вычисляют площадь арматуры:

$$A_s = M/\xi h_0 R_s. \qquad (13.26)$$

При пролетах, отличающихся более чем на 20 %, или при необходимости расчета по раскрытию трещин в растянутых зонах, расчет ведется по упругому состоянию. В этом случае за расчетные пролеты принимают расстояния между осями второстепенных балок или $1{,}05l_0$ (при ширине балок более $0{,}05l_0$, где l_0 — пролет в свету). Значения нагрузок принимают с учетом сопротивления второстепенных балок повороту по формулам:

$$q' = q + p/2; \quad p' = p/2,$$

здесь q и p — расчетные значения постоянной и временной нагрузок.

Сечение арматуры на опорах подбирают при этом по максимальным моментам у грани второстепенных балок из выражения

$$M_{fr} = M - Qb_p/2 = M - qlb_p/2. \qquad (13.27)$$

Армируют плиты отдельными стержнями, сварными плоскими и рулонными сетками. Армирование отдельными стержнями применяют при небольших объемах работ или отсутствии на строительной площадке сварных сеток, так как этот способ малоиндустриален. Диаметр рабочих стержней принимается в пределах 6... 16 мм, большие диаметры используются при значительных нагрузках. Шаг между рабочими стержнями зависит от толщины плиты. В плитах толщиной до 15 см шаг стержней принимается не более 20 см, в плитах толщиной 15 см — не более $1{,}5h$. В соответствии с огибающей эпюрой моментов часть пролетной арматуры переводят в опорную рабочую с помощью отгибов (рис. 13.13, *б*). Одновременно отгибы воспринимают растягивающие усилия от поперечной силы, их выполняют под углом 30° или 45°.

Прямые участки опорной рабочей арматуры следует заканчивать анкерующими крюками, которые доводят-

ся до опалубки. Площадь арматуры, доводимой до опоры, должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения продольных стержней, вычисленной по наибольшему пролетному изгибающему моменту, причем расстояние между этими стержнями должно составлять не менее 350 мм. Сечение распределительной (поперечной) арматуры должно составлять не менее 10 % площади рабочей арматуры и не менее трех стержней на 1 м. Плиты толщиной более 80 мм армируются тремя типами чередующихся стержней (рис. 13.13, *б*) — менее 80 м армируются отдельными прямыми стержнями с чередующимися скобами (рис. 13.13, *в*).

Армирование плит сварными сетками — основной тип армирования, поскольку этот способ более индустриален и существенно улучшает условия выполнения арматурных работ. Рулонные сетки позволяют вести непрерывное армирование (рис. 13.13, *г, д*), что более удобно, чем раздельное армирование плоскими сетками (рис. 13.13, *е, ж*). Непрерывное армирование используют при диаметре рабочих стержней 5 мм и менее из стали класса Р$_р$-1. Рулон с продольным расположением рабочих стержней раскатывают по опалубке поперек второстепенных балок (рис. 13.13, *г*). В пролете сетку крепят к опалубке гвоздями, а на опорах ее укладывают поверх арматуры каркасов второстепенных балок, причем в крайних пролетах с большими изгибающими моментами укладывают дополнительную рулонную сетку (рис. 13.13, *д*).

Раздельное армирование применяют при диаметре рабочей арматуры более 6 мм из стали класса А-III. Рулоны с поперечным расположением рабочих стержней раскатывают вдоль второстепенных балок: в пролете по низу плиты, над опорой — по верху (рис. 13.13, *е*). При значительных опорных моментах в крайних пролетах разрешается применение двух сеток, укладываемых со взаимным смещением (рис. 13.13, *ж*).

Расчет и армирование второстепенной балки. Второстепенные балки монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами рассчитывают аналогично балочным плитам по методу предельного равновесия. Второстепенные балки загружают нагрузкой от собственного веса и нагрузкой от веса плиты и временной полезной нагрузкой на 1 м^2 плиты. За расчетный пролет принимают расстояние в свету между гранями главных балок $l_0 =$

$=l_p=l_{mp}$ (рис. 13.14, *а*). Если в крайнем пролете второстепенная балка опирается на стену, то расчетный пролет принимается равным расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки, при опирании на обвязочные балки — расстоянию между ближайшими гранями и обвязочной балкой. Если количество пролетов второстепенной балки пять и более, то в качестве расчетной схемы принимают пятипролетную балку (рис. 13.14, *а*). Значения расчетных усилий в балках при значениях длины пролетов, отличающихся не более чем на 20 % с учетом перераспределения усилий, разрешается определять по формулам:

в первом пролете

$$M_{sp} = ql_0^2/14; \qquad M_B = ql_0^2/14; \tag{13.28}$$

в средних пролетах

$$M_{sp} = ql_0^2/16; \qquad M_c = ql_0^2/16. \tag{13.29}$$

Значения поперечных сил вычисляют из выражений: на крайней свободной опоре

$$Q_A = 0{,}4\,(g + p)\,l_0; \tag{13.30}$$

на первой промежуточной опоре слева

$$Q_{Bl} = 0{,}6\,(g + p)\,l_0; \tag{13.31}$$

на первой промежуточной опоре справа и остальных

$$Q_{B,r} = Q_{c,l,r} = 0{,}5\,(g + p)\,l_0. \tag{13.32}$$

Разница в значениях поперечных сил объясняется влиянием опорных моментов.

Построение огибающей эпюры моментов производится в зависимости от двух расчетных схем загружения: 1) нагрузка $q=g+p$ находится в нечетных пролетах и условно постоянная $q'=g+p/4$ — в четных; 2) полная нагрузка $q=g+p$ в четных пролетах, а $q'=g+p/4$ — в нечетных. Прибавление к постоянной нагрузке временной $p'=p/4$ учитывается сопротивлением главных балок, оказываемое повороту второстепенных балок. Требуемая площадь рабочей продольной и поперечной арматуры назначается в соответствии с требованиями расчетов по первой группе предельных состояний, используемых при расчетах изгибаемых элементов.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры, устанавливаемой в верхней зоне балок (над опорами),

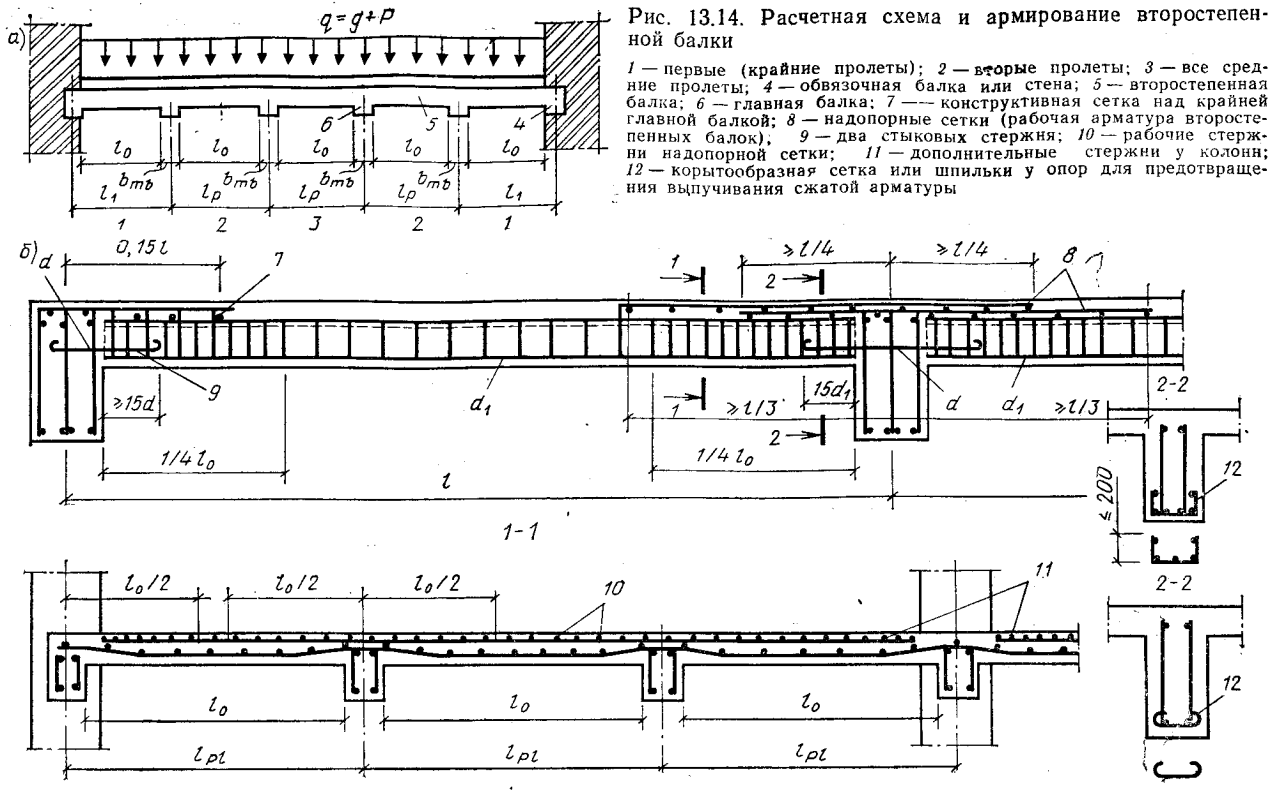


Рис. 13.14. Расчетная схема и армирование второстепенной балки

1 — первые (крайние пролеты); *2* — вторые пролеты; *3* — все средние пролеты; *4* — обвязочная балка или стена; *5* — второстепенная балка; *6* — главная балка; *7* — конструктивная сетка над крайней главной балкой; *8* — надопорные сетки (рабочая арматура второстепенных балок); *9* — два стыковых стержня; *10* — рабочие стержни надопорной сетки; *11* — дополнительные стержни у колонн; *12* — корытообразная сетка или шпильки у опор для предотвращения выпучивания сжатой арматуры

вычисляют по максимальным изгибающим опорным моментам, а сечение арматуры в нижней зоне балок находят по максимальному пролетному моменту. При этом за расчетное сечение второстепенной балки в пролете принимают тавровое сечение (рис. 13.14, *б*), а на опорах — прямоугольное, поскольку в этом случае плита оказывается в растянутой зоне и в работе сечения не участвует. Расчет ведется для сечений, имеющих двойную арматуру. Расчет и конструирование поперечной арматуры в наклонных сечениях у опор *А* и *В* выполняют на действие поперечных сил, вычисленных по формулам (13.30)...(13.32), как для изгибаемых элементов.

Второстепенные балки армируют сварными каркасами и сетками (рис. 13.14, *б*, *в*). Для предотвращения выпучивания сжатой арматуры ряд поперечных стержней каркасов должен быть замкнутым. Продольные рабочие стержни каркасов и сеток следует размещать в соответствии с огибающими эпюрами изгибающих моментов, а поперечные стержни — в соответствии с эпюрами поперечных сил.

Минимум два плоских каркаса из всех установленных в пролете следует доводить до граней главных балок, поскольку концы должны воспринимать случайные силовые воздействия от усадки, изменения температуры, ударов и т. д. Каркасы, доводимые до опоры, связываются между собой понизу с помощью стыковых стержней, пропускаемых сквозь главную балку. Проектное положение каркасов и сеток в опалубке обеспечивается специальными фиксаторами, препятствующими смещению арматуры при заливке бетона.

В верхней зоне сечения на опорах второстепенные балки армируют рулонными сетками, раскатываемыми над главными балками. Разрешено и применение плоских сварных сеток. Распределительная арматура стальных сеток является одновременно рабочей над опорой арматурной плиты.

Расчет и армирование главных балок. Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил от действия внешних нагрузок, приложенных к главным балкам, определяют с помощью метода предельного равновесия точно так же, как и для ригелей сборных перекрытий (см. § 13.2). В качестве расчетного пролета принимается расстояние между осями опор (рис. 13.15, *а*). Усилия, приложенные по осям колонн, не влия-

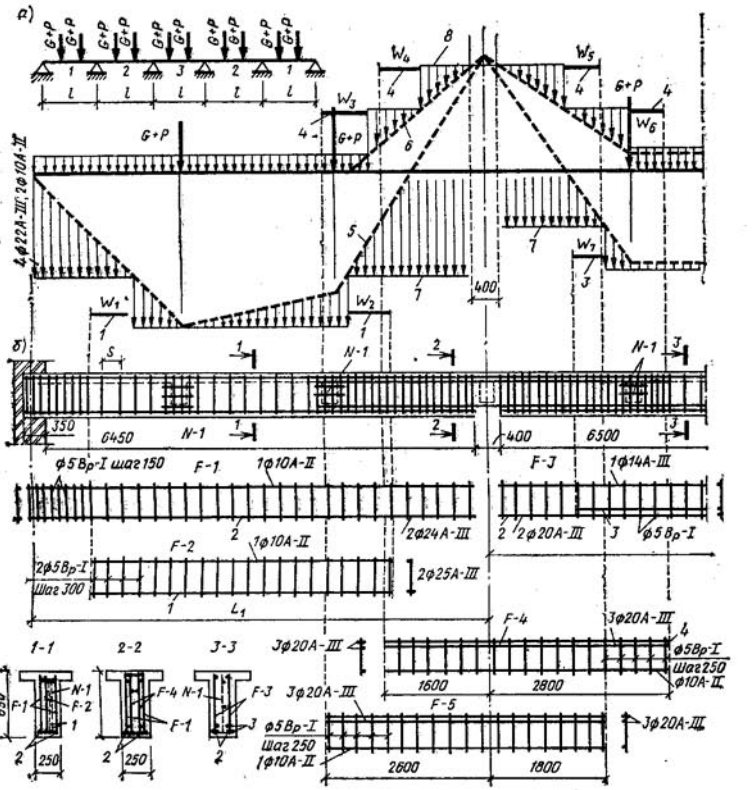


Рис. 13.15. Расчетная схема и армирование главных балок

F-1 и *F*-3—сквозные пролетные каркасы; *F*-2—пролетные каркасы; *F*-4—опорные каркасы, сдвигаемые относительно друг друга в соответствии с огибающей эпюрой опорных моментов; *N*-1 — сетки в зонах пересечения главных балок с второстепенными; *1, 3* — продольные рабочие стержни каркасов *F*-2, *F*-3, обрываемые в пролете; *2* — продольные рабочие стержни каркасов *F*-1 и *F*-3, доводимые до опор; *4* — продольные рабочие стержни каркасов *F*-4; *5, 6* — эпюры опорных и пролетных распределенных (теоретических) моментов; *7, 8* — то же, действительных моментов, выдерживаемых сечениями балки

ют на значение изгибающих моментов и поперечных сил, поэтому они в расчете не учитываются. Сосредоточенные нагрузки на главные балки от веса перекрытий принимают равными опорным реакциям второстепенных балок без учета неразрезности. В связи с тем, что собственный вес главной балки составляет незначительную долю от сосредоточенных нагрузок, передаваемых второстепенными балками, следует равномерно распреде-

ленную нагрузку от веса главной балки приводить к сосредоточенным силам, приложенным в тех же точках, на которые опираются второстепенные балки.

Подбор площади сечения рабочей арматуры в пролетах и на опорах главной балки выполняется аналогично расчету второстепенной балки. Высоту сечения главных балок рекомендуется принимать в пределах $h = (1/8...1/15)l$, а ширину — $b = (0{,}3...0{,}5)l$. Наклонные сечения рассчитывают в соответствии с требованиями, предъявляемыми к расчету изгибаемых железобетонных элементов. Поперечную силу в этом случае принимают с коэффициентом 1,3, учитывая тем самым возможность возрастания поперечной силы при перераспределении изгибающих моментов по длине балки.

На участках пересечения главных и второстепенных балок в верхней зоне пересекается рабочая арматура главной и второстепенной балок, а также рабочая арматура плиты, поэтому при расчете опорных сечений главных балок расстояние от центра тяжести растянутой рабочей арматуры до крайнего растянутого волокна принимают равным: $a = 6...9$ см. Для армирования главной балки применяют плоские сварные каркасы (рис. 13.15, *б*). Каркасы выполняются пролетными и опорными. Для экономии металла в крайних пролетах средний каркас $F — 1$ обрывается в соответствии с огибающей эпюрой выравненных моментов. Над опорами каркасы F—4 сдвигают стержни трех каркасов F—3 средних пролетов также обрывают в соответствии с эпюрой моментов. В зонах у опор сжатые стержни плоских сварных каркасов охватывают корытообразной сеткой или отдельными соединительными стержнями (см. рис. 13.14, *б*, *в*). Отгибы в плоских каркасах обычно не устанавливают. Это объясняется сложностью работ при их устройстве.

Армирование монолитных ребристых перекрытий сварными сетками и каркасами осуществляется в такой последовательности. Сначала в опалубку устанавливают плоские сварные каркасы главных и второстепенных балок, причем их нижние стержни связывают стыковыми стержнями, далее в главных балках размещают дополнительные сетки, затем укладывают сварные сетки плит и наконец надопорные сетки второстепенных балок.

§ 13.5. МОНОЛИТНЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

Компоновка конструктивной схемы. Ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру, состоят из балок, расположенных по осям колонн в двух направлениях при соотношении сторон в плитах $l_2/l_1 \leqslant 2$. Монолитные ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру, бывают двух типов: гладкие (рис. 13.16, *а*) и кессонные (рис. 13.16, *б*). Первые применяются при пролетах 4...6 м, вторые — при бо́льших пролетах. Применение перекрытий этого типа оправдывается в основном требованиями архитектурной выразительности, поскольку данные перекрытия менее экономичны, чем перекрытия, имеющие балочные плиты при той же сетке колонн. Толщина плит гладких перекрытий обычно составляет 10... 14 см, кессонных — 3...10 см.

Расчет и армирование плиты. Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом по методу предельного равновесия на действие статических нагрузок. В основу расчета несущей способности плит, работающих в двух направлениях, положено предположение о том, что предельное состояние наступает вследствие образования системы линейных пластических шарниров в форме конверта (рис. 13.16, *в*), при которой плита превращается в совокупность жестких звеньев, способных перемещаться без последующего увеличения внешней нагрузки.

Значения пролетных моментов M_1, M_2 и опорных моментов M_{I}', M_{II} и M_{II}', действующих в пластических шарнирах, связаны между собой и равномерно распределенной нагрузкой q следующим соотношением:

$$ql_1^2\left(3l_1 - l_1\right)/12 = 2\left(M_1 + M_2\right) + M_{\text{I}} + M_{\text{I}}' + M_{\text{II}} + M_{\text{II}}', \qquad (13.33)$$

где l_1 и l_2 — соответственно ширина и длина плиты (рис. 13.16, *в*).

Следует заметить, что формула (13.33) получена на основании равенства работ внутренних моментов и внешней нагрузки при одном и том же перемещении. Значения моментов, входящих в формулу (13.33), находят, умножая соответствующие площади сечения арматуры, приходящейся на 1 м плиты A_{si}, на расчетное сопротивление арматуры R_s и плечо внутренней пары, принимаемое равным: $z_b = 0{,}9h_0$,

$$M_i = A_{si} R_s z_b. \qquad (13.34)$$

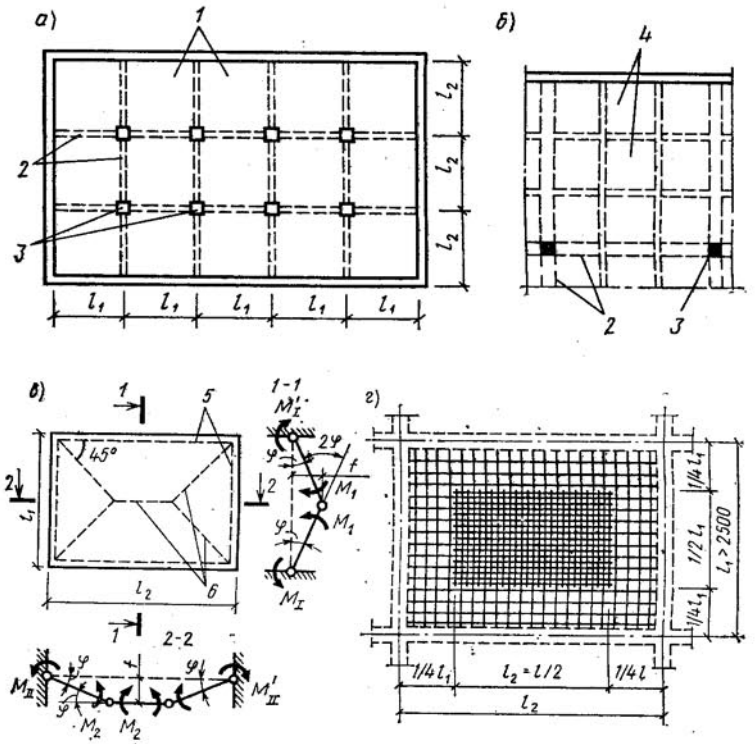
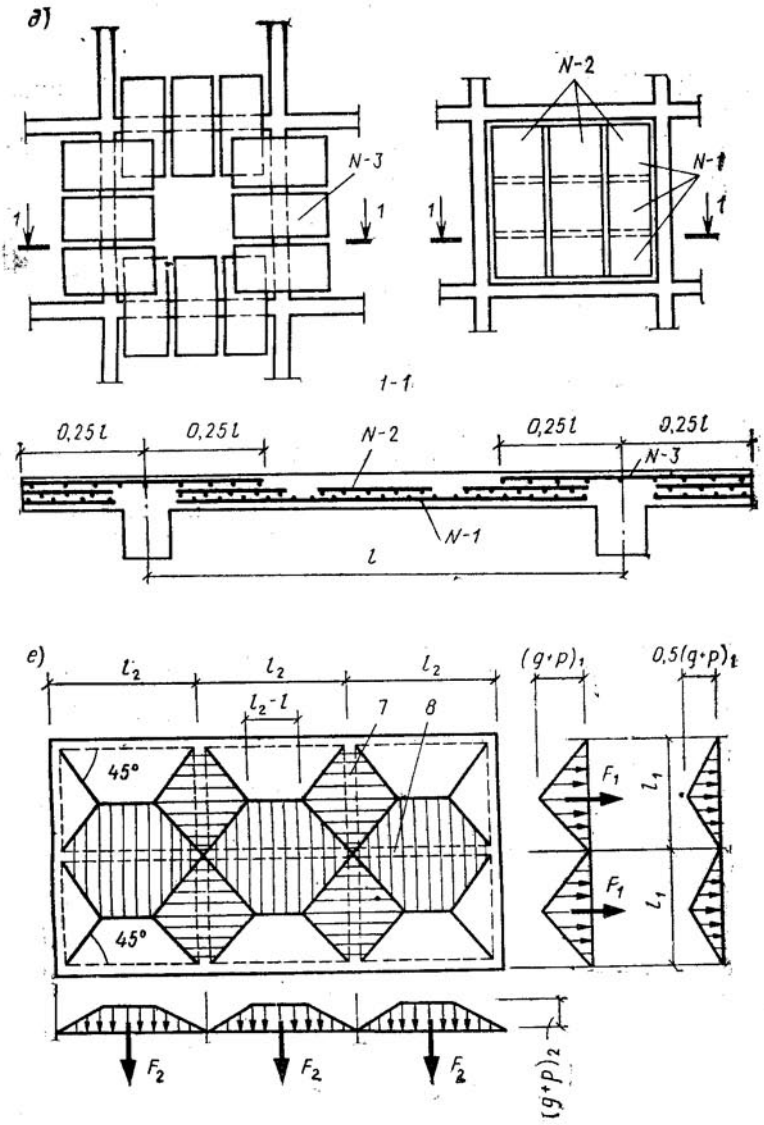


Рис. 13.16. Конструктивная и расчетные схемы монолитных ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

1 — гладкие плиты; *2* — балки; *3* — колонны; *4* — кессонные плиты; *5* — линейные пластические шарниры; *6* — то же, пролетные; *7* — грузовая площадь поперечной балки; *8* — то же, продольной

Задаваясь соотношениями между расчетными моментами, задачу сводят к решению уравнения (13.33) с одним неизвестным, например M_1. Затем по полученному значению M_1 и принятым соотношениям определяют остальные значения неизвестных моментов. Соотношения между моментами рекомендуется принимать в пределах 1...2,5. Меньшее значение относится к угловым плитам, большее — к средним внутренним (рис. 13.16, *а*). За расчетные пролеты l_1 и l_2 принимают расстояния в свету между балками. При опирании на стену расчетный пролет равен расстоянию от грани балки до середины площадки опирания.



Плиты армируются сварными сетками плоскими при пролетах до 2,5 м и рулонными при пролетах более 2,5 м (рис. 13.16, *г*). Для восприятия пролетных изгиба-

ющих моментов в нижней части плиты укладывают дополнительную сетку. В случае армирования плит узкими сетками с продольной рабочей арматурой нижние сетки укладывают в два слоя, причем рабочая арматура при этом расположена взаимно перпендикулярно, а верхние сетки укладываются над балками с расположением рабочих стержней перпендикулярно осям балок (рис. 13.16, *д*).

На балки монолитных ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру, передается трапециевидная F_2 или треугольная F_1 нагрузка (рис. 13.16, *е*), интенсивность которой определяется в зависимости от соотношения пролетов плиты и грузовой площади, с которой собирается нагрузка. Балки рассчитывают как для многопролетных неразрезных статически неопределимых конструкций с учетом перераспределения моментов. За расчетные пролеты принимают расстояния в свету между колоннами. Порядок подбора площади сечения бетона, арматуры и принципы армирования балок монолитных ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру, точно такой же, как и для главных балок ребристых перекрытий с балочными плитами.

§ 13.6. БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Сборные безбалочные перекрытия применяются при сетке колонн 6×6 м и полезных нагрузках на перекрытие более 10 кН/м². Это наиболее экономичный тип безбалочных перекрытий (рис. 13.17, *а*). Сборные безбалочные перекрытия состоят из капителей или капительных плит, межколонных плит и пролетных плит (рис. 13.17, *б*). Капители, передающие нагрузку на колонны, могут быть полыми (рис. 13.17, *в*), сплошными (рис. 13.17, *г*) и плоскими (рис. 13.17, *д*). Рассчитывают их как консоли колонн. Они опираются на колонны через специальные выступы или монтажные столики. На капители устанавливают межколонные плиты, которые связывают колонны во взаимно перпендикулярных направлениях, обеспечивая необходимую жесткость конструкции. Плиты могут выполняться ребристыми, многопустотными и сплошными. Рассчитывают их по неразрезной схеме с учетом перераспределения усилий. Пролетная плита укладывается непосредственно на межколонные пли-

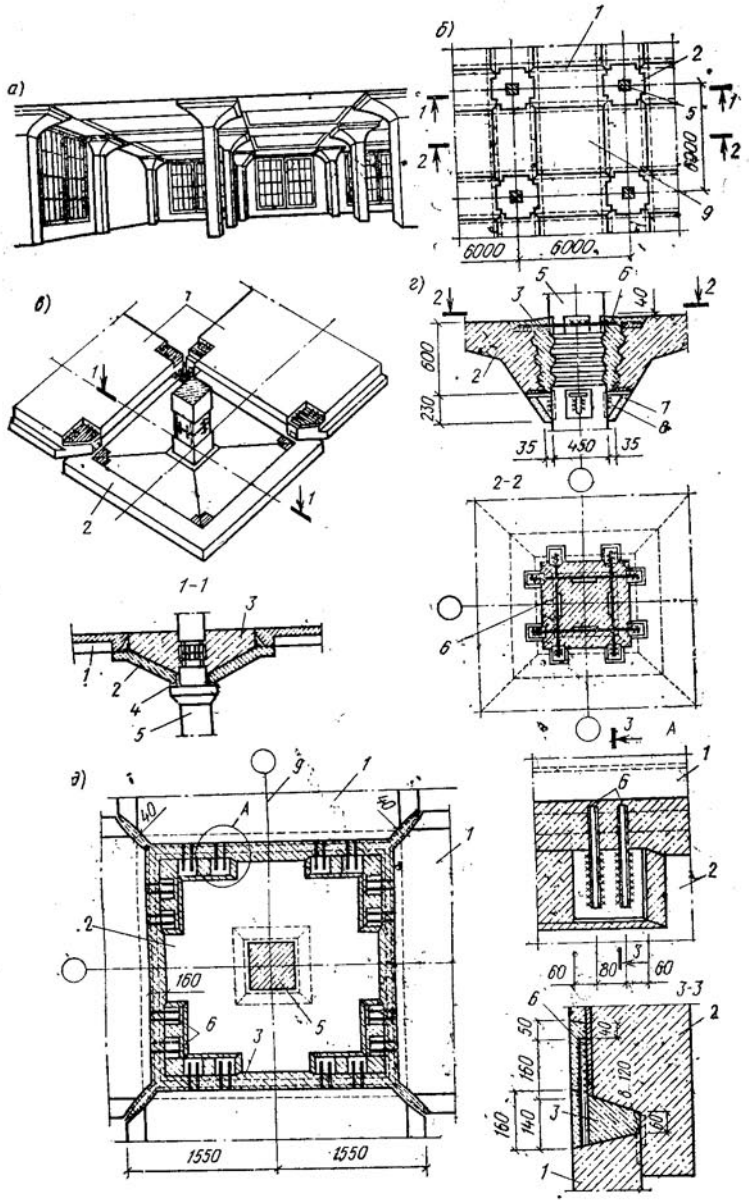


Рис. 13.17. Конструкции сборных безбалочных перекрытий

1 — межколонные плиты; *2* — капитель; *3* — бетон замоноличивания; *4* — закладные детали; *5* — колонна; *6* — стыковые стержни; *7* — обетонировка монтажных столиков; *8* — монтажные столики; *9* — пролетная плита

ты, образуя сплошное перекрытие, она работает и рассчитывается на изгиб в двух направлениях. Необходимая жесткость конструкции сборного перекрытия создается с помощью сварки закладных деталей и последующего замоноличивания бетоном всех швов.

Монолитные безбалочные перекрытия менее экономичны, чем сборные, однако они достаточно просты по форме и архитектурно выразительны. Их применяют в сооружениях, где требуются гладкие потолки: корпуса холодильников, мясокомбинатов, складов, резервуары и т. д. Капители колонн конструируют так, чтобы они обеспечивали достаточную жесткость сопряжения плиты с колонной; высокую прочность плиты на продавливание по периметру колонны; уменьшали расчетный пролет плиты.

Капители колонн конструируют чаще всего в виде усеченной пирамиды (рис. 13.18, *а*) с углом наклона граней $\alpha = 45°$, двойной усеченной пирамиды ломаного очертания (рис. 13.18, *б*) и усеченной пирамиды с надкапительной плитой (рис. 13.18, *в*). Безбалочные перекрытия проектируют для квадратной или прямоугольной сетки колонн, при этом соотношение между бóльшим и меньшим пролетами ограничивают значением $l_2/l_1 = 4/3$. Наиболее экономичная квадратная сетка колонн 6×6 м.

У монолитных безбалочных перекрытий следующие преимущества перед монолитными балочными: меньшая строительная высота; меньшая сложность выполнения работ; отсутствие на потолке выступающих ребер; большая экономичность при временной нагрузке на перекрытия более 10 кН/м². Толщина монолитной плиты принимается из условия ее необходимой жесткости в пределах $h_{pl} = (1/32...1/35)\,l_2$ (l_2 — длина большего пролета). Расчет безбалочных монолитных перекрытий выполняется по методу предельного равновесия. Армирование плит осуществляется сварными рулонными или сборными сетками в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Перед армированием монолитное безбалочное перекрытие разделяют в обоих направлениях на пролетные и наклонные полосы шириной $a = l_1/2$ или $a = l_2/2$ каждая. Пролетные моменты воспринимают сетки, укладываемые внизу плиты, и опорные сетки, укладываемые в верхней зоне над опорами. На опорах в обоих направлениях действуют отрицательные изгибающие моменты, поэтому арматуру укладывают в верхней зоне плиты в

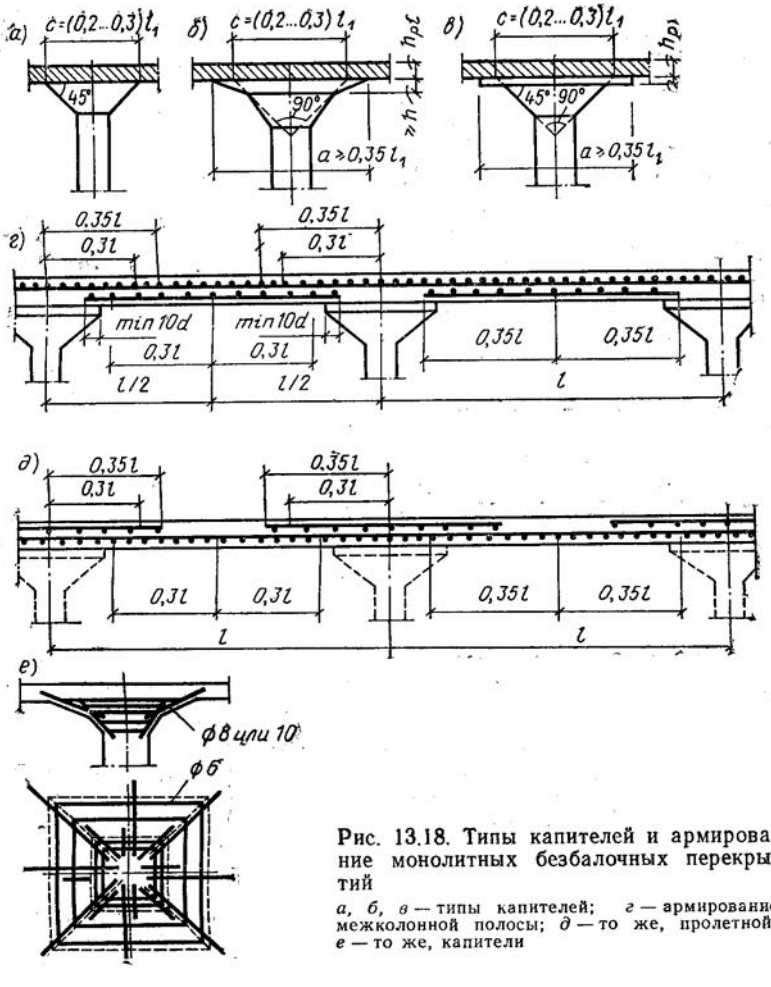


Рис. 13.18. Типы капителей и армирование монолитных безбалочных перекрытий

а, б, в — типы капителей; *г* — армирование межколонной полосы; *д* — то же, пролетной; *е* — то же, капители

обоих направлениях (рис. 13.18, *г*). В пролетах между капителями действуют положительные моменты и поэтому арматуру в пролетах наклонной полосы укладывают в обоих направлениях внизу и вверху. В пролетах пролетных полос положительные моменты действуют в обоих направлениях, поэтому сетки располагают внизу плиты (рис. 13.18, *д*). На опорах этих полос (над надколонными полосами) действуют положительные момен-

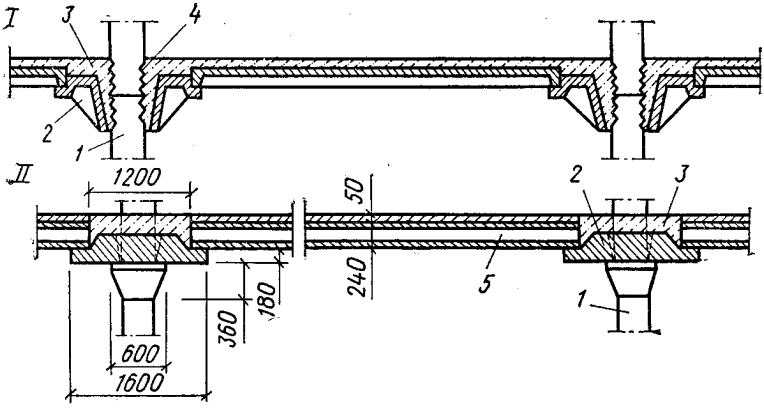


Рис. 13.19. Схема сборно-монолитного безбалочного перекрытия
I — из ребристых плит; *II* — из пустотелых плит; *1* — колонна; *2* — капитель; *3* — бетон замоноличивания; *4* — бетонные шпонки в колоннах; *5* — пролетные плиты

ты, поэтому рабочую арматуру укладывают вверху. Стержни верхних и нижних сеток заводят от середины пролета в каждую сторону 50 % на 0,3*l* и 50 % на 0,35*l*. В связи с тем, что в капителях не возникает растягивающих усилий, они армируются конструктивно стержнями диаметром 8...10 мм, устанавливаемыми в углах и посередине сторон и связываемыми по высоте тремя-четырьмя горизонтальными хомутами диаметром 6 мм (рис. 13.18, *е*).

Сборно-монолитные безбалочные перекрытия, имея те же положительные качества, что и монолитные перекрытия (гладкие потолки, минимальная строительная высота), в то же время и более экономичны, так как требуют меньшего времени и затрат ручного труда на монолитные работы. Конструкции двух возможных конструктивных решений сборно-монолитных безбалочных перекрытий приведены на рис. 13.19 (из ребристых и пустотелых плит). К сборно-монолитным перекрытиям относятся и безбалочные перекрытия, возводимые методом подъема этажей. Этот тип перекрытий — наиболее экономичен, так как позволяет удачно сочетать преимущества сборного и монолитного железобетона. Сущность метода заключается в том, что плиты перекрытий для всех этажей бетонируются на земле одна под другой, а затем поднимаются в проектное положение с по-

мощью гидравлических домкратов, устанавливаемых на колоннах. Подъем начинается с кровли и верхних этажей. Перед подъемом на перекрытиях монтируются необходимые этажные конструкции. Перекрытия в проектном положении закрепляются с помощью стальных закладных деталей.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Как и по каким признакам производится классификация железобетонных перекрытий?
2. Приведите конструктивные схемы сборных ребристых перекрытий с балочными плитами.
3. Какие типы плит перекрытий применяются в настоящее время?
4. Как выполняется расчет сборных плит перекрытий?
5. Как выполняется расчет ригеля сборного перекрытия?
6. Какие конструкции стыков сборных ригелей с колоннами используются в строительстве?
7. Как выполняется расчет стыка ригеля с колонной?
8. Что собой представляет сборно-монолитное перекрытие с балочными плитами?
9. Опишите конструктивные схемы монолитных перекрытий с балочными плитами.
10. Что такое пластический шарнир, в каких сечениях изгибаемых железобетонных конструкций он может образовываться?
11. В чем разница при образовании пластических шарниров в статически определимых и статически неопределимых конструкциях?
12. В чем сущность процесса перераспределения изгибающих моментов при расчетах по методу предельного равновесия?
13. Какие требования должны предъявляться к конструкциям, проектируемым с учетом предельного равновесия?
14. Какова допускаемая нормами разница между выравненным моментом и моментом, вычисленным по упругой стадии?
15. Какие методы используются при выравнивании изгибающих моментов в неразрезных балках?
16. Как выполняется расчет и производится армирование плит монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами?
17. Как рассчитывают и армируют второстепенные и главные балки монолитных перекрытий?
18. Приведите возможные компоновки конструктивных схем монолитных ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру.
19. Как рассчитываются и конструируются плиты, опертые по контуру?
20. Что собой представляют сборные, монолитные и сборно-монолитные перекрытия?

Глава 14. Одноэтажные промышленные здания

§ 14.1. ВИДЫ ОДНОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

Производственные здания в основном проектируют и возводят одноэтажными (около 70 %). В таких зданиях размещают производства с тяжелым и громоздким оборудованием, которое нельзя расположить на перекрытиях многоэтажных зданий, так как они получаются слишком мощными и неэкономичными. Условия размещения и эксплуатации оборудования, а также необходимость изменения в будущем технологического процесса требуют крупной сетки колонн и большой высоты здания. Одноэтажные здания во многих случаях оборудуют мостовыми подвесными кранами значительной грузоподъемности, создающими большие усилия в несущих элементах здания. Одноэтажные здания широко распространены в металлургической, машиностроительной, других отраслях промышленности.

Существуют следующие разновидности одноэтажных промышленных зданий: однопролетные и многопролетные; здания без мостовых кранов (50 %), с подвесными (15 %) и с мостовыми кранами (35 %); здания с фонарями и бесфонарные; здания со скатной и малоуклонной кровлей. Рекомендуется проектировать одноэтажные промышленные здания прямоугольными в плане, с одинаковыми пролетами, без перепадов высот во избежание снеговых мешков. Вопрос о выборе материала несущего каркаса должен решаться на основе технико-экономического анализа. Основной материал для одноэтажных зданий — сборный железобетон. Из него возводят здания для 85 % производственных площадей, тогда как из металла — лишь для 12 %, а из других материалов — для 3 %. Стальные несущие конструкции рекомендуют применять при больших пролетах и высотах здания ($H \geqslant 18$ м), в зданиях с тяжелым крановым оборудованием, при необходимости установки мостовых кранов в двух ярусах, строительстве в отдаленных районах.

Компоновка здания. Каркасные здания проектируют с обязательным соблюдением модульных размеров, принимаемых на основании Единой модульной системы. Для производственных зданий пролет до 12 м принимается кратным 3,0 м, а при большем пролете — крат-

ным 6,0 м. Высота помещений устанавливается кратной 0,6 м при высоте до 6 м и кратной 1,2 м при высоте более 6 м. Шаг колонн принимается 6 и 12 м. Унифицированы не только объемно-планировочные параметры: пролет, шаг колонн, высота помещения, но и их взаимосочетания, называемые унифицированными габаритными схемами.

Основные несущие элементы каркасного одноэтажного здания — поперечные рамы, которые воспринимают нагрузки от массы покрытия, снега, кранов, давления ветра на продольные стены и обеспечивают жесткость здания в поперечном направлении. Поперечная рама здания состоит из колонн, заделанных в фундаменты или блочную часть здания, и ригеля покрытия (балка или ферма), опирающегося на колонны. К конструкции одноэтажных зданий относятся также плиты покрытия, подкрановые балки (при наличии мостовых кранов), стеновые плиты, фундаментные балки и фундаменты.

Колонны обычно соединяются с фундаментами жестко, а ригели со стойками — жестко или шарнирно. Для сборных конструкций чаще применяют шарнирное соединение. В этом случае нагрузка, приложенная к одному из элементов, не вызывает изгибающих моментов в другом. Это дает возможность независимой типизации ригеля и колонн, упрощает конструкцию стыка и допускает массовое заводское изготовление элементов. В результате конструкции одноэтажных рам с шарнирными узлами оказываются более экономичными, несмотря на то, что усилия в них больше, чем при жестком соединении элементов. Конструктивно соединение ригеля с колонной выполняется с помощью анкерных болтов и монтажной сварки опорного листа ригеля с закладной деталью в колонне.

Разбивка здания на температурные блоки. Вследствие больших размеров промышленных зданий в плане и непрерывности покрытия, представляющего единую жесткую плиту, изменения температуры наружного воздуха вызывают заметные деформации (удлинения и укорочения) поперечных и продольных ригелей, подкрановых балок и т. п. Усадка бетона приводит к аналогичным деформациям, вызывающим укорочение элементов. Эти деформации обусловливают возникновение значительных дополнительных усилий в колоннах, которые могут вызвать образование чрезмерных трещин и разрушение

части элементов. Для уменьшения такого рода усилий в конструкциях предусматривают температурно-усадочные швы, устраиваемые на спаренных колоннах с доведением шва до верха фундамента.

Если расстояние между швами не превышает определенных значений, а ригели покрытия относятся к 3-й категории по трещиностойкости, то расчет на температурные воздействия может не производиться. В этом случае максимально допустимое расстояние l_{tb} между швами составляет в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях из сборного железобетона 72, в неотапливаемых — 48 м. В ряде случаев оказывается целесообразным рассчитывать каркас на температурные воздействия и увеличивать l_{tb}. Это дает экономию за счет уменьшения числа поперечных рам. Температурные Δt и усадочные Δ_{sh} деформации в пределах блока вычисляют по формулам:

$$\Delta t = \alpha_b \, l_{tb} \, \Delta t^0; \quad \Delta_{sh} = \alpha_{sh} \, l_{tb},$$

где α_b — коэффициент линейной температурной деформации бетона, равный $1 \cdot 10^{-5}$ 1/град; α_{sh} — коэффициент линейной усадки бетона, равный $15 \cdot 10^{-5}$; Δt° — максимальный расчетный перепад температуры.

Усилия в конструкциях, вызванные указанными деформациями, определяют методами строительной механики. В тех случаях, когда здание возводится на площадке с разнородными грунтами, а также когда его части имеют различную высоту и возможно их неравномерное вертикальное смещение, устраивают осадочные швы. Ими разрезают здание, включая и фундаменты, чтобы обеспечить частям здания независимую осадку. Осадочные швы обычно совмещают с температурно-усадочными.

Обеспечение пространственной жесткости каркаса. Пространственной жесткостью здания или сооружения называют его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок. Обеспечение пространственной жесткости имеет важное значение, поскольку чрезмерные перемещения каркаса могут привести к нарушению нормальной эксплуатации здания (работы кранов и т. п.). Пространственная жесткость каркаса одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении обеспечивается расчетом и конструкцией поперечной рамы. Это объясняется тем, что специальные связи в этом случае установлены быть не могут, так как

они препятствовали бы технологическому процессу. Поэтому основными факторами, обеспечивающими поперечную пространственную жесткость, являются защемление колонн в фундаментах и достаточная изгибная жесткость колонн. Пространственная жесткость здания в продольном направлении и восприятие продольных горизонтальных нагрузок (давление ветра на торец здания, продольное тормозное усилие крана) обеспечиваются продольными рамами здания. Они включают колонны поперечных рам, фундаменты, плиты покрытия, подкрановые балки и вертикальные связи.

Вертикальные связи устанавливают по элементам покрытия и по колоннам. По элементам покрытия связи размещают в крайних пролетах температурного блока вдоль продольных осей на уровне опорных частей несущих конструкций покрытия. В остальных пролетах ставят распорки. При скатной кровле и высоте опорной части ригеля до 900 мм можно не ставить связи. Вертикальные связи по колоннам устанавливают в середине температурного блока. В бескрановых зданиях при высоте от уровня пола до низа несущих конструкций до 7,2 м включительно вертикальные связи по колоннам не ставят.

§ 14.2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ БАЛКИ И ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ

Железобетонные стропильные балки применяют для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м. При пролетах 24 м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. Балки пролетами 6 и 9 м предназначены преимущественно для покрытия пристроек, а балки пролетом 12 м — в качестве поперечных или продольных ригелей покрытия. Балки пролетом 18 м применяют в качестве поперечных ригелей, по которым укладывают плиты 3×6 или 3×12 м. В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными (рис. 14.1, *а, б*), односкатными, с параллельными полками (рис. 14.1, *в*), с ломаным или криволинейным очертанием верхней полки. Двускатные балки имеют уклон верхней полки 1 : 12 для скатных кровель, 1 : 30 — для малоуклонных кровель. Из-за экономичности их чаще других применяют для покрытий

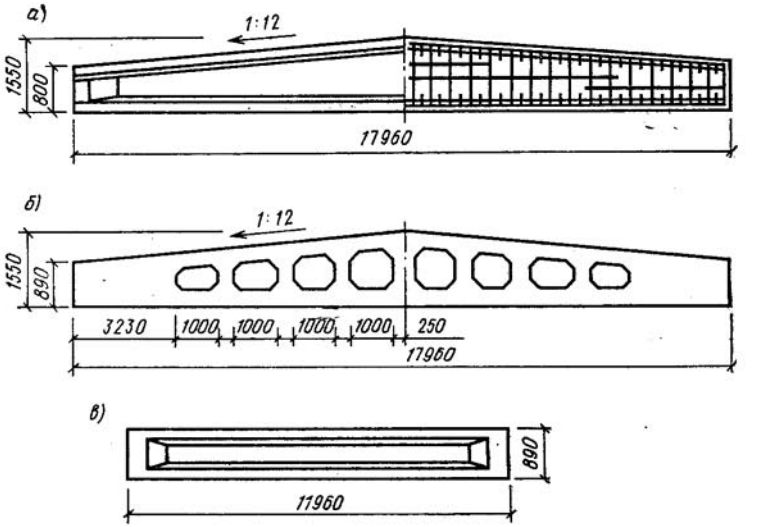


Рис. 14.1. Конструкции стропильных балок

пролетов 18 м. Определенные трудности при их изготовлении связаны с устройством каркасов переменной высоты. При необходимости пропуска коммуникаций в уровне покрытия (воздуховоды и т. п.) используют двускатные решетчатые балки пролетом 12 и 18 м (рис. 14.1, *б*). Односкатные балки обычно применяют для устройства кровли с односторонним уклоном, например, в пристройках.

Балки с параллельными полками наиболее просты в изготовлении, имеют арматурные каркасы постоянной высоты и применяются в качестве продольных ригелей при горизонтальных кровлях. Однако по расходу бетона и арматуры они уступают двускатным. Балки с ломаным и криволинейным верхним поясом, несмотря на экономичность, не нашли широкого применения из-за сложности их изготовления. Высота сечения балок в середине пролета $(1/10...1/12)l$.

В целях экономии бетона сечение балок принимают тавровым (при $l=6$; 9 м) и двутавровым ($l=12$; 18 м). Ширину верхней полки балок из условия опирания плит покрытия и обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают равной 1/50...1/60, что обычно составляет 20...40 см. Ширину нижней полки

(25...30 см) определяют из условия размещения в ней растянутой арматуры, прочности бетона пояса при действии усилия обжатия, а также способа опирания балки на колонны. Толщину вертикальной стенки в средней части пролета (6...8 см) назначают исходя из условий изготовления балки (в вертикальном положении) и размещения поперечной арматуры (одного или двух каркасов). У опор стенка утолщается, что обеспечивает прочность и трещиностойкость опорных сечений.

Балки покрытий изготавливают из тяжелого бетона классов В25...В50 и из бетона на пористых заполнителях классов В25...В40. В основном применяют предварительно напряженные конструкции, армируемые высокопрочными стержнями, одиночной высокопрочной проволокой или пучками из нее, используются и семипроволочные канаты. Балки изготавливают на заводах строительных материалов и конструкций с натяжением арматуры на упоры.

Типовые балки со сплошным двутавровым поперечным сечением и решетчатые разработаны с несколькими вариантами армирования продольной напрягаемой арматурой классов А-IV, А-V, А-VI, Вр-II и К-7. Балки рассчитывают на равномерно распределенные нагрузки от собственного веса, веса кровли и снега, а также на сосредоточенные силы от веса фонаря и подвесного транспорта, если он есть в здании, при этом учитывается наиболее невыгодное сочетание нагрузок.

Расчет выполняется по первой и второй группам предельных состояний на прочность, по образованию и раскрытию трещин и по деформациям. Значения расчетных изгибающих моментов и поперечных сил, а также величину прогиба находят из расчета шарнирно опертой однопролетной балки. Считается целесообразным уменьшить количество продольной ненапрягаемой арматуры в соответствии с построенной эпюрой материалов. Расчет прочности по нормальным сечениям ведется по правилам проектирования изгибаемых элементов двутаврового поперечного сечения в соответствии с методикой, которая была изложена выше при рассмотрении изгибаемых элементов. Следует иметь в виду, что в двускатных балках наиболее опасным оказывается нормальное сечение, расположенное не в середине пролета, а на расстоянии (0,3...0,4l) от опоры. Требуемая площадь поперечной арматуры назначается в результате расчета прочно-

сти балки по наклонным сечениям. Опорные зоны балок дополнительно рассчитываются на местное действие опорной реакции и усилия предварительного обжатия. Прочность и трещиностойкость балок также проверяется во время складирования, транспортировки и монтажа.

В последнее время в практике строительства стали применять более экономичные конструкции покрытий, проектируемые по беспрогонной схеме, и постоянно разрабатываются новые конструктивные решения. Наибольшее распространение получили *плиты* пролетом 12 м (рис. 14.2, *а*) и 6 м, шириной 3 м (основные) и 1,5 м (доборные) поперечными и с двумя продольными ребрами. Основная продольная арматура выполняется предварительно напряженной. Полка армируется сварной сеткой, поперечные ребра — сварными каркасами. Толщина полки принимается 2,5 см для плит пролетом 12 м и 3 см для плит пролетом 6 м. Бетон плит $l=12$ м классов В30...В40, плит $l=6$ м — В15...В30. В ряде случаев уменьшают высоту сечения продольных ребер к опоре, что дает экономию бетона (до 9 %) и снижает стоимость конструкции. Поскольку нагрузка от собственного веса плит покрытия составляет значительную долю от полной нагрузки, целесообразно изготовлять их из бетона на легких заполнителях, что снижает массу конструкции до 25 %.

Расчет плит в продольном направлении ведут как однопролетных свободно опертых балок таврового сечения на совместное действие постоянных (от массы плиты и кровли) и временных (от снега) нагрузок. Полку плиты в зависимости от расстояния между поперечными ребрами рассчитывают как неразрезную балочную плиту или плиту, опертую по контуру. Наиболее сложное напряженное состояние в плите возникает в опорных сечениях, которые усиливаются вутами и армируются дополнительными сетками. Весьма экономичны и просты в изготовлении плиты типа «2Т» размерами 3×6, 3×12 м (при поперечном расположении ригелей) и 3×18, 3×24 м (при продольном) (рис. 14.2, *б*). К недостаткам этих конструкций относится сложность устройства продольных швов между плитами. Существуют два способа изготовления этих плит: полку плиты и ребра бетонируют совместно; продольные предварительно напряженные ребра изготовляют заранее из бетона класса В40, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой обеспечи-

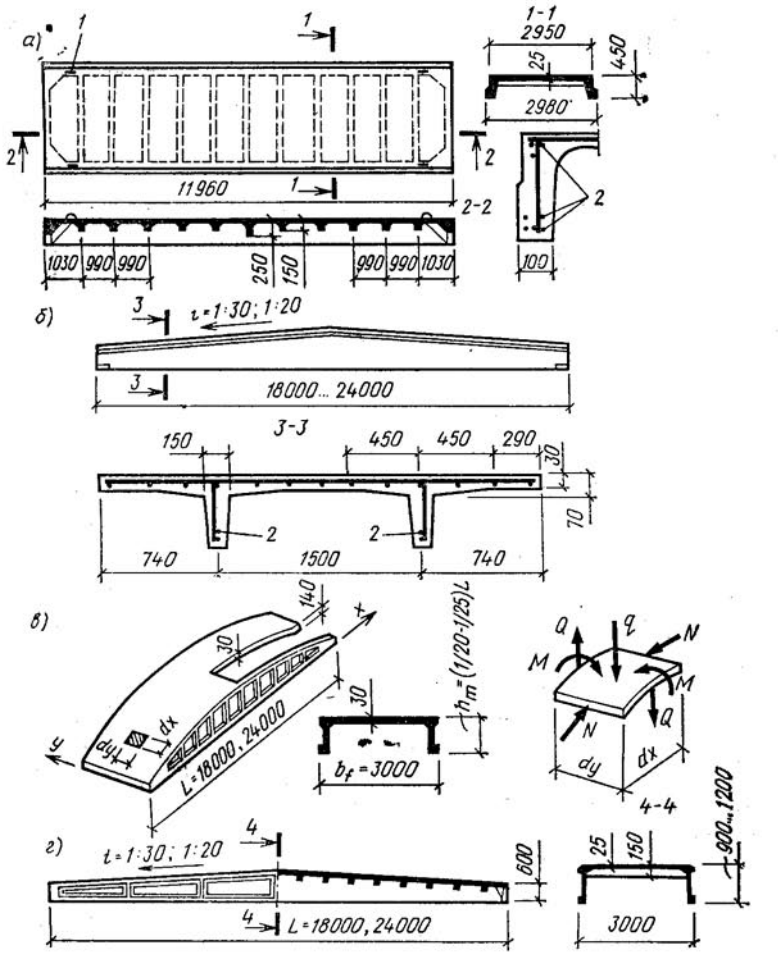


Рис. 14.2. Конструкции плит покрытия
1 — монтажная петля; *2* — напрягаемая арматура

вают путем устройства выпусков арматуры и сцепления бетона. Раздельное изготовление экономичнее, поскольку позволяет снизить класс бетона полок до В15. Продольная арматура ребер — из высокопрочной стали, полка армируется сетками. В продольном направлении плиты рассчитывают как свободно опертые однопролет-

ные балки таврового сечения, в поперечном — учитывается разгружающее влияние свесов полок.

Плита крупноразмерная железобетонная сводчатая КЖС представляет собой короткую цилиндрическую оболочку с предварительно напряженными ребрами — диафрагмами сегментного очертания (рис. 14.2, *в*). Размеры плит в плане 3×12, 3×18 и 3×24 м. Очертание поверхности оболочки принимают по квадратной параболе. Толщина оболочки не должна быть менее 30 мм в середине пролета с утолщением до 140...160 мм у торцов. Высоту поперечного сечения плиты в середине пролета принимают (1/15...1/20) в зависимости от пролета и нагрузки. Для уменьшения массы плиты диафрагмы проектируют минимальной толщины (40 мм) с вертикальными ребрами жесткости. Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы. По концам напрягаемых стержней предусматривают анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне опорного узла. Эта арматура играет роль затяжки рассматриваемой сводчатой системы. Диафрагму армируют сварными каркасами только в опорных зонах, в вертикальных ребрах устанавливают стержни-подвески. Армируют оболочки сварной сеткой, подбираемой по расчету. Сопряжение оболочки с диафрагмой выполняют с помощью пологих вутов.

Плиты КЖС проектируют из бетонов классов В25... В50 в зависимости от пролетов и нагрузок. При расчете плиту рассматривают как цилиндрический свод, работающий совместно с диафрагмами. Полагают, что вдоль направляющей оболочки действует только продольная сила N, поперек — поперечные силы Q и изгибающие моменты M (см. рис. 14.2, *в*). Изгибающий момент в системе «оболочка — диафрагма» (в продольном направлении) воспринимается растянутой арматурой диафрагм и полкой (оболочкой), работающей на сжатие. В соответствии с этим необходимую площадь сечения рабочей арматуры диафрагмы $A_{s,d}$ и толщину оболочки h определяют из условий:

$$A_{s,d} = M/(R_s z); \quad h = M/(R_b \gamma_0 z b_f), \tag{14.1}$$

где M — изгибающий балочный момент в рассматриваемом сечении от расчетных нагрузок; z — расстояние от срединной поверхности оболочки до оси рабочей арматуры; γ_0 — коэффициент условий работы; b_f — ширина панели поверху.

Плиты КЖС экономичны, достаточно просты в изготовлении. Наиболее существенный их недостаток — трудоемкость устройства кровли по криволинейной поверхности. Наряду с КЖС разработаны крупноразмерные плиты покрытий типа «два Т» размерами 3×18, 3×24 м под малоуклонную кровлю (рис. 14.2, *г*). Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС — упрощение работ по устройству кровли, а стоимость плит типа «два Т» с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС. Общий недостаток крупноразмерных плит — усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия.

В последние годы предложены технические решения плит покрытия, направленные на снижение расхода материалов и трудоемкости возведения. К ним относятся плиты с решетчатыми ребрами под малоуклонную кровлю 3×18, 3×24 м, а также неразрезные ребристые плиты 3×24 м, укладываемые по стропильным конструкциям с шагом 6 м. Применяют также гиперболические панели-оболочки, плиты типа «Динакор» с квадратными пустотами и т. п. Однако использование их весьма ограниченно из-за сложностей устройства кровли или изготовления панелей. Лучшие технико-экономические показатели покрытий из плит КЖС и «два Т» объясняются тем фактом, что в качестве несущего здесь используют один элемент в отличие от балочной схемы, где требуется два элемента — балка покрытия и плита покрытия.

§ 14.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ ПОКРЫТИЙ

Железобетонные стропильные фермы применяют в качестве ригелей покрытий промышленных и общественных зданий при пролетах 18, 24, 30 м и шаге 6 и 12 м. При бóльших пролетах железобетонные фермы получаются тяжелыми, неудобными при транспортировании, трудоемкими в монтаже и могут применяться лишь при специальном обосновании. Очертания стропильных ферм зависят от профиля кровли и общей компоновки покрытия. По расходу материалов наиболее рациональны сегментные фермы с криволинейным или ломаным верхним поясом, так как их очертание в значительной степени

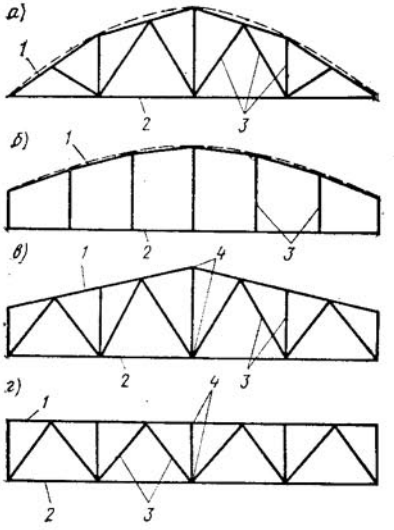


Рис. 14.3. Фермы покрытий

1 — верхний пояс; *2* — нижний пояс; *3* — элементы решетки; *4* — возможные зоны стыковки отдельных сборных блоков

совпадает с эпюрой моментов от внешней нагрузки. Решетка сегментных ферм может быть треугольной (рис. 14.3, *а*) и безраскосной (рис. 14.3, *б*). Безраскосные фермы по расходу материалов менее экономичны, так как в поясах и стойках таких ферм возникают значительные изгибающие моменты, а в треугольной решетке железобетонных ферм стержни работают на сжатие или растяжение. Однако трудоемкость и стоимость изготовления безраскосных ферм ниже, чем у ферм с треугольной решеткой. При возведении одноэтажных производственных зданий часто применяют двускатные полигональные фермы (рис. 14.3, *в*), для плоских кровель используют фермы с параллельными поясами (рис. 14.3, *г*).

Размеры панелей обычно назначают равными 3 м. Высота ферм в середине пролета в зависимости от типа фермы находится в пределах ($^1/_7$...$^1/_9$) *l*. При пролетах до 18...24 м фермы обычно изготавливают цельными, при пролетах свыше 24 м — из отдельных элементов, соединяемых с помощью монтажных стыков в середине пролета. Растянутые элементы ферм (нисходящие раскосы и нижние пояса) обычно изготовляют предварительно напряженными. Для напрягаемой арматуры применяют горячекатаные арматурные стержни периодического про-

филя классов А-IV, А-V, Ат-IV, арматурные семипроволочные пряди класса К-7, канаты и пучки из высокопрочной проволоки. Конструкция сборной предварительно напряженной железобетонной фермы пролетом 24 м показана на рис. 14.4, *а*. Ферма имеет нижний предварительно напряженный пояс. Зону анкеровки предварительно напряженной стержневой арматуры для восприятия усилия обжатия усиливают косвенным армированием с помощью сеток. Верхний пояс и стержни решетки армируются сварными каркасами. Типовая безраскосная ферма пролетом 24 м и ее схема армирования приведены на рис. 14.4, *д*. Нижний пояс фермы также выполняется предварительно напряженным с проволочной или прядевой арматурой.

Расчет ферм выполняется на наиболее невыгодное сочетание постоянных и временных нагрузок от веса кровли, фермы, связей, фонарей, коммуникаций, электропроводок, подвесного транспорта, давления ветра, снега и т. д. Необходимо стремиться к тому, чтобы внешние нагрузки передавались на фермы через узлы. Нагрузки от подвесного транспорта прикладываются к нижним поясам. При внеузловой передаче нагрузок следует учитывать возникающие в панелях ферм изгибающие моменты. В расчетной схеме фермы соединения в узлах считаются шарнирными. В реальных условиях узлы железобетонных ферм не имеют шарнирного закрепления, однако экспериментальными данными установлено, что влияние моментов, возникающих в узлах, незначительно.

Усилия в стержнях фермы определяются графическим методом (строится диаграмма Кремоны) или аналитически с помощью метода вырезания узлов от каждого загружения отдельно. Расчетное усилие определяется комбинацией загружений, дающих максимальное усилие в рассматриваемом стержне. В необходимых случаях учитываются изгибающие моменты от внеузловой передачи усилий, определяемые как в неразрезной балке с пролетами, равными расстояниям между узлами. Иногда учитываются и изгибающие моменты в узлах и элементах фермы, вызванные усилием предварительного напряжения нижнего пояса.

Расчетные усилия в элементах ферм находят от всех возможных невыгодных сочетаний действующих нагрузок. По найденным усилиям рассчитывают сечения элементов. Верхний пояс рассчитывают на сжатие со слу-

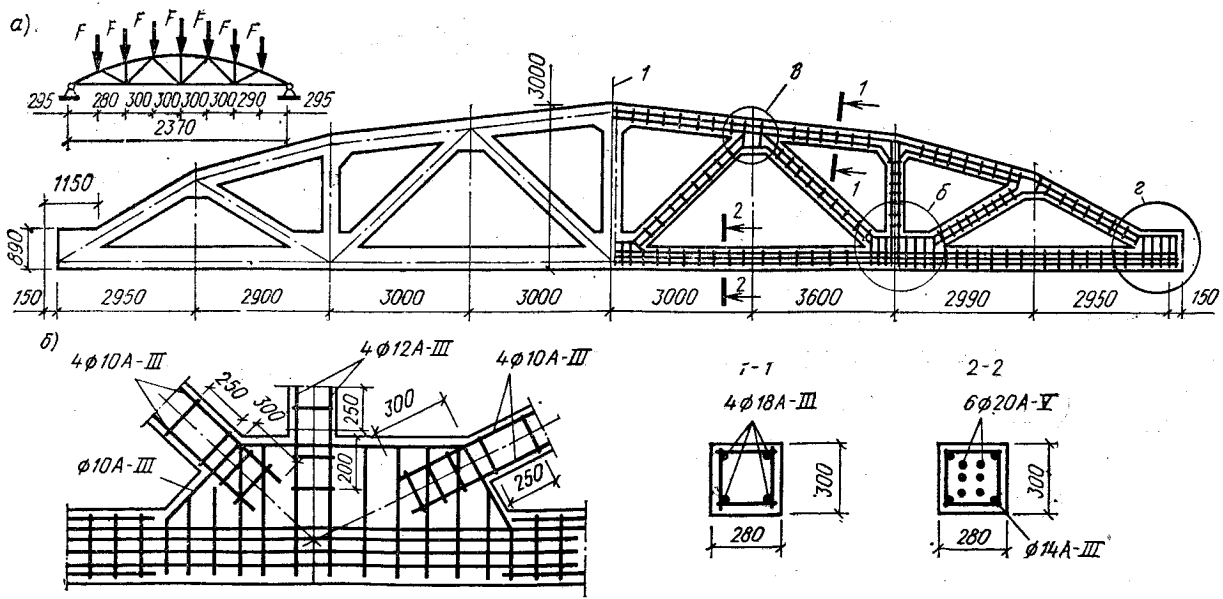
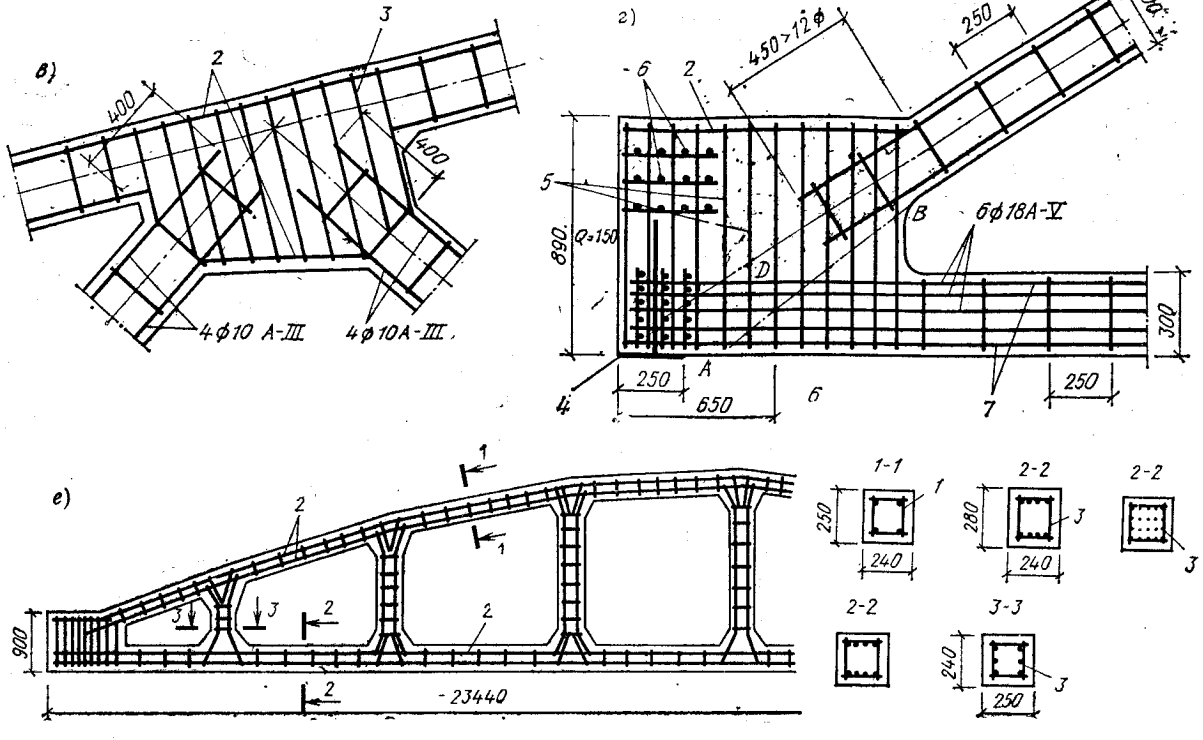


Рис. 14.4. Конструкция и схемы армирования ферм

а — сегментная предварительно напряженная ферма; *б* — нижний узел сегментной фермы; *в* — то же, верхний; *г* — опорный узел сегментной фермы; *д* — безраскосная предварительно напряженная ферма; *1* — ось симметрии; *2* — окаймляющая арматура; *3* — поперечная арматура; *4* — стальная закладная деталь; *5* — вертикальные поперечные стержни; *6* — сетки косвенного армирования; *7* — ненапрягаемая арматура


в)
400
2
3
400
4ф10 А-III
4ф10А-III
г)
-6
2
450>12ф
250
300
5
890
Q=150
В
6ф18А-V
D
300
А
250
650
4
6
7
250
е)
1
2
1
2
3
3
2
2
900
2
23440
1-1
1
250
240
2-2
3
280
240
2-2
3
2-2
3-3
240
3
250

чайным или расчетным эксцентриситетом, нижний — на центральное растяжение, решетку — на сжатие или растяжение. Расчетные длины элементов в плоскости фермы и из ее плоскости принимают по СНиПу. При расчете трещиностойкости предварительно напряженного нижнего пояса необходимо учитывать влияние изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слабо работающей решеткой (например, в сегментных) можно определить, рассматривая нижний пояс как неразрезную балку на упругооседающих опорах.

§ 14.4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ АРКИ

Арками называют системы, состоящие из криволинейных элементов, горизонтальное смещение опор которых ограничено. Это приводит к возникновению распора, обеспечивающего работу арки преимущественно на сжатие. В одноэтажных промышленных зданиях арки применяют в покрытиях средних и больших пролетов ($l \geqslant$ $\geqslant$30 м). Имеются примеры использования арочных конструкций в ангарах, спортивных сооружениях, мостах, где пролеты превышают 100 м.

В зависимости от статической схемы работы арки бывают бесшарнирные (рис. 14.5, *а*), двухшарнирные (рис. 14.5, *б*) и трехшарнирные (рис. 14.5, *в*). Они могут возводиться с затяжками или без них, в последнем случае для восприятия распора следует предусматривать специальные конструкции фундаментов. Самые простые при изготовлении и возведении — бесшарнирные арки, однако поскольку это статически неопределимые конструкции, то в них могут появляться дополнительные усилия из-за осадок опор, температурных деформаций, ползучести и усадки бетона. Наиболее экономичны двухшарнирные арки с затяжками, воспринимающими распор. Стрела подъема таких арок принимается в пределах ($^1/_5$...$^1/_8$) L, отношение высоты поперечного сечения к пролету должно составлять $h/L = 1/30...1/50$. Трехшарнирные арки используются реже, так как в этом случае требуются дополнительные работы по устройству шарниров и устройству тяжелых фундаментов для восприятия распора.

Очертание оси арки чаще всего принимается круго-

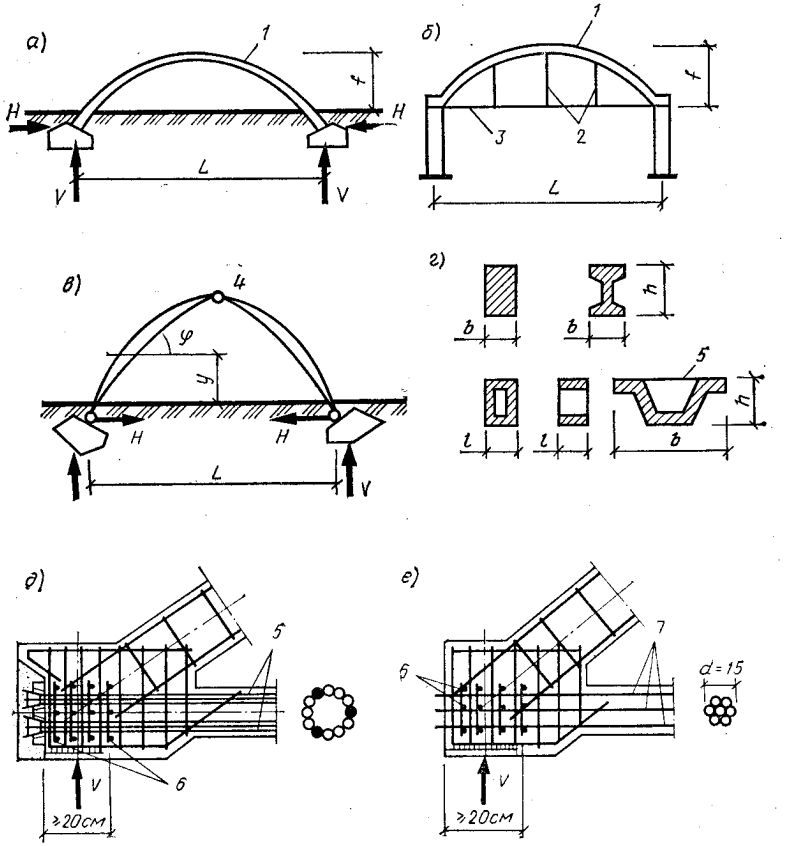


Рис. 14.5. Схемы, типы сечений и опорные узлы арочных покрытий *1* — арка; *2* — подвески; *3* — затяжка; *4* — шарниры; *5* — пучки высокопрочной арматуры; *6* — сварные сетки; *7* — семипроволочные канаты

вым, реже параболическим. Оптимальным очертанием оси арки будет такое, когда оно совпадает с эпюрой моментов. В этом случае в арке не будет возникать изгибающий момент, и она будет работать только на сжатие. Поперечные сечения арок принимают прямоугольными, двутавровыми, коробчатыми, решетчатыми и складчатыми (рис. 14.5, *г*). Имеются конструктивные решения арок в монолитном и сборном варианте, в последнем случае арка монтируется, как правило, из отдельных сборных криволинейных элементов. Продольная арма-

тура в сечении размещается конструктивно, железобетонные затяжки необходимо делать предварительно напряженными, они конструируются аналогично нижним поясам ферм. Опорные узлы арок показаны на рис. 14.5, *д*, *е*. В зонах анкеровки напрягаемой арматуры следует предусматривать косвенное армирование сварными сетками. Для устранения провисания затяжек через 5...6 м одна от другой устраивают железобетонные подвески.

Расчет арок производится на наиболее невыгодное сочетание внешних нагрузок от собственного веса арки, снеговой нагрузки на половине или всем пролете и сосредоточенных нагрузок от подвесного транспорта. Бесшарнирная и двухшарнирная арки — это статически неопределимые системы, расчет которых ведут с помощью методов сил или перемещений. По полученным значениям опорных реакций и распора определяют значения изгибающих моментов, продольной и поперечной сил в произвольном сечении арки по следующим формулам:

$$\left.\begin{aligned} M_x &= M_0 - Hy \\ N_x &= Q_0 \sin\varphi + H\cos\varphi \\ Q_x &= Q_0 \cos\varphi - H\sin\varphi, \end{aligned}\right\} \qquad (14.2)$$

где M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в основной системе (вычисленные, как для простой балки).

По полученным значениям расчетных усилий и моментов в арке и усилию в затяжке подбирают поперечные сечения и площади арматуры арки и затяжки. Конструктивные элементы арок рассчитывают на внецентренное сжатие, при этом расчетная длина элемента в плоскости принимается: для трехшарнирной арки $l_0 = 0{,}580\,L$ (L — длина арки вдоль геометрической оси), для двухшарнирной — $l_0 = 0{,}540L$, бесшарнирной — $l_0 = 0{,}365L$; при расчетах из плоскости арки $l_0 = L$; здесь L — длина арки между точками ее раскрепления из плоскости. Затяжку в арках рассчитывают на центральное растяжение по прочности и трещиностойкости.

§ 14.5. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РАМЫ

Железобетонные рамы представляют собой плоские стержневые системы, в которых геометрическая неизменяемость обеспечивается жесткими соединениями в уз-

лах. В зависимости от количества пролетов различают рамы однопролетные (рис. 14.6, *а*), многопролетные (рис. 14.6, *б*), одноэтажные и многоэтажные (рис. 14.6, *в*). Ригели рам одноэтажных зданий изготавливаются прямолинейного, ломаного и криволинейного очертания, их соединение с колоннами рам, как правило, жесткое. Стойки рам могут иметь жесткое или шарнирное соединение с фундаментами. Применение предварительного напряжения в ригелях позволяет существенно увеличивать перекрываемые пролеты (известны решения рам с пролетами до 60 м).

Широкое распространение получили схемы однопролетных трехшарнирных рам с ломаным ригелем, которые могут иметь разгружающие консоли или быть без них. Конструирование рам осуществляется в соответствии с очертанием эпюры изгибающих моментов, а также продольными и поперечными силами, возникающими в элементах конструкции. Рамы представляют собой распорные конструкции, работа которых напоминает работу арок. По расходу материалов рамы несколько менее экономичны, чем арочные конструкции, но по простоте и трудозатратам на изготовление и монтаж они более предпочтительны. По способу изготовления рамы могут быть монолитными и сборными. Монолитные рамы применяются сравнительно редко из-за сложности производства арматурных и бетонных работ. Узлы соединения элементов монолитных рам с фундаментами, в карнизе и коньке, как правило, выполняются жесткими. Значительно чаще используются сборные железобетонные рамы. Конструкции сборных железобетонных рам показаны на рис. 14.7.

Расчет рам выполняется на наиболее невыгодное сочетание внешних нагрузок, которое должно включать собственный вес рамы и кровли, снеговую, ветровую и другие нагрузки. Рамы являются статически неопределимыми конструкциями (исключение представляют только трехшарнирные рамы), поэтому для их расчета используют известные методы расчета статически неопределимых систем — метод сил, перемещений или смешанный. Целесообразно применять тот метод, который дает меньшее число неизвестных. При расчетах однопролетных рам с ригелем ломаного и криволинейного очертания со стойками переменного сечения более удобен метод сил. При очень сложных расчетах рекомендуется

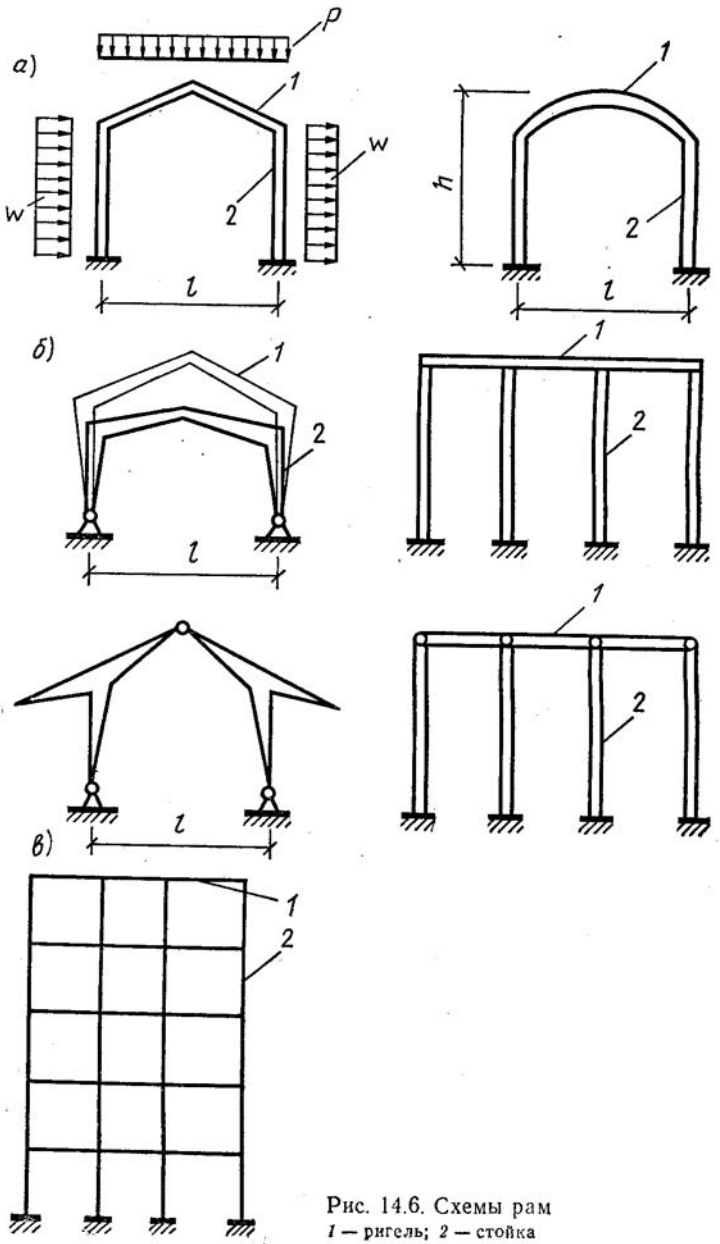


Рис. 14.6. Схемы рам
1 — ригель; *2* — стойка

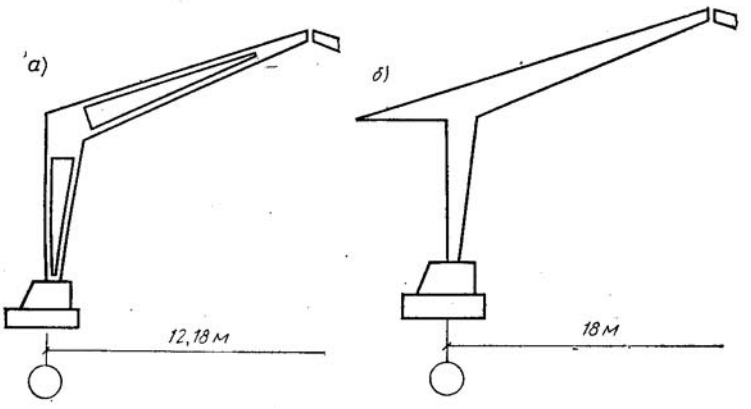


Рис. 14.7. Конструкции сборных железобетонных рам
а — без разгружающих консолей; *б* — с разгружающими консолями

пользоваться уже имеющимися решениями или прибегать к помощи ЭВМ.

Предварительно сечения поперечных сечений элементов рам назначаются на основании опыта проектирования или приближенных расчетов. Полученные при расчете значения опорных реакций и распора позволяют построить эпюры изгибающих моментов M, поперечных сил Q и продольных сил N. Эпюры строятся от каждой нагрузки отдельно, и составляются наиболее невыгодные сочетания. Расчет поперечных сечений и подбор площади арматуры выполняются по формулам внецентренного сжатия, учитывающим различие в расчетных длинах элементов в плоскости и из плоскости рамы, в зависимости от гибкости и условий закрепления в этих плоскостях. Подбор размеров поперечного сечения ригеля и требуемой площади арматуры производится по формулам, используемым при расчетах изгибаемых элементов. Стойки и ригели армируются по общим правилам армирования внецентренно сжатых и изгибаемых элементов. Узлы монолитных и сборных рам армируются по результатам специальных расчетов.

Если после окончания расчетов окажется, что жесткость элементов рамы значительно отличается от жесткости, принятой в предварительных расчетах, необходимо уточнить расчет, т. е. выполнить его повторно так, чтобы упомянутое различие было незначительным. Для

окончательно установленных размеров поперечных сечений и сечений арматуры делают расчет трещиностойкости и деформаций. Сборные рамы дополнительно рассчитывают на прочность и трещиностойкость в условиях транспортировки и монтажа.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите виды одноэтажных каркасных зданий.
2. Укажите условия обеспечения пространственной жесткости каркаса здания.
3. Какие типы балок покрытий применяются в современном строительстве?
4. Как и на какие нагрузки производится расчет балок?
5. Какие типы и конструктивные решения ферм используются при возведении сооружений?
6. Как определяются усилия и производится расчет элементов строительных ферм?
7. Как определяются расчетные длины стержней ферм?
8. Перечислите типы и конструктивные решения железобетонных арок.
9. Каким образом выполняется расчет арочных конструкций?
10. Назовите типы рам, применяемых в современном строительстве.
11. Какие нагрузки учитываются при расчете рам?
12. Как выполняется расчет рам?

Глава 15. Многоэтажные здания

§ 15.1. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Многоэтажные здания по конструктивной схеме разделяются на каркасные, панельные, объемно-блочные и комбинированные. Тот или иной тип выбирают из соображений функционального назначения здания, наличия индустриальной базы, этажности, экономики, условий строительства (вечная мерзлота, сейсмика). В промышленном строительстве наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку они могут ограничивать свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Эти здания имеют, как правило, железобетонный каркас и самонесущие или навесные стены. Основные элементы каркаса, как и в одноэтаж-

ном здании, — колонны, ригели, плиты перекрытий и покрытия. Иногда возводят здания с неполным каркасом и несущими стенами. Многоэтажные гражданские здания представлены всеми тремя конструктивными системами (каркасной, бескаркасной, смешанной), но чаще применяют бескаркасную систему (панельные здания) или комбинированную систему.

Каркасные здания. Эти здания применяют для получения больших помещений. Это прежде всего производственные, административные и общественные здания. В каркасных зданиях все нагрузки передаются на каркас, который обеспечивает прочность и устойчивость здания при всех видах воздействий. Основными элементами каркасных зданий являются железобетонные колонны, ригели, вертикальные элементы жесткости (в виде диафрагм, связей и т. п.), плиты перекрытий (рис. 15.1, *а*).

Панельные здания. В жилых домах, гостиницах, общежитиях необходимы частое расположение внутренних стен и обеспечение звукоизоляции. Для необходимой звукоизоляции внутренние стены должны иметь плотность не менее 0,3 т/м^2, что соответствует толщине бетона 16 см. Такие стены, обладая достаточной прочностью, не нуждаются в каркасе. Они связываются между собой, замоноличиваются и образуют пространственную систему, способную воспринимать горизонтальные и вертикальные нагрузки. Здания такой конструкции называются панельными (рис. 15.1, *б*). Преимущества панельных (бескаркасных) зданий уменьшаются при необходимости изменения планировочной структуры по вертикали, использовании нижних этажей для помещений общественного назначения, например магазина. В последнем случае торговые помещения можно устраивать в пристройках к основному объему здания, используя объем нижних этажей основного здания под подсобные помещения.

Объемно-блочные здания. Дальнейшим усовершенствованием панельных конструкций являются объемные блоки, изготовляемые на комнату или квартиру. Объемно-блочная схема отличается наибольшей заводской готовностью. Затраты труда на изготовление блоков составляют 75...80 % общих трудозатрат. Применяют «блок-стакан», «блок-колпак», «блок-стакан лежащий» (рис. 15.1, *в—д*). Блоки изготовляют монолитными или

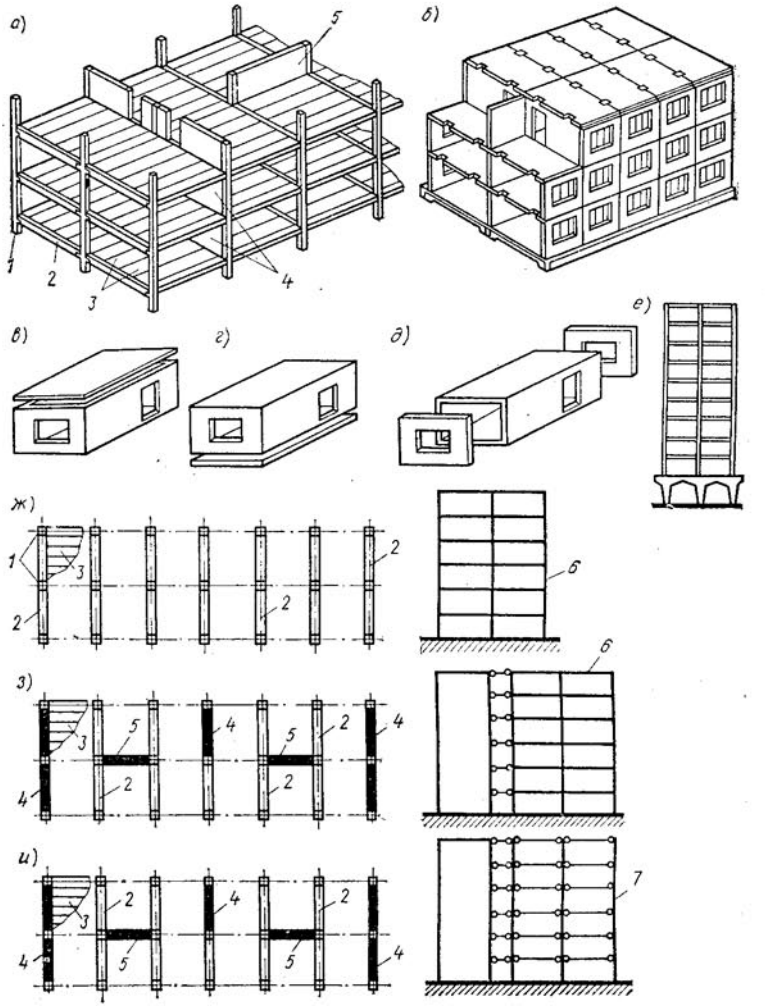


Рис. 15.1. Конструктивные схемы многоэтажных зданий

а — каркасные; *б* — панельные; *в—д* — объемно-блочные; *е* — комбинированные; *ж* — рамная система; *з* — рамно-связевая; *и* — связевая; *1* — колонна; *2* — ригель; *3* — плиты перекрытия; *4* — поперечная диафрагма; *5* — продольная диафрагма; *6* — рама с жесткими узлами; *7* — рама с шарнирными узлами

из плоских панелей путем сварки закладных деталей. Затем блоки поступают на специальный конвейер, на котором выполняются отделочные и санитарно-технические работы. Масса блока до 10 т. Блоки опираются друг на друга в углах или по линиям сопряжения стен. В первом случае этажность объемно-блочных зданий обычно ограничивается пятью этажами. Недостаток этого типа зданий — ограниченность планировочных решений, небольшая вариантность размещения блоков в плане здания.

Комбинированные здания. В многоэтажных зданиях, возводимых в больших городах на основных магистралях, целесообразно по санитарно-гигиеническим условиям (шум, запыленность, загазованность) располагать жилые помещения, начиная с высоты двух-трех этажей, используя первые этажи под магазины, проезды, гаражи. В этом случае панельная конструкция здания располагается на монолитной или сборной железобетонной раме. Такая конструкция называется комбинированной (рис. 15.1, *е*). Разработка конструктивной части проекта многоэтажного каркасного здания состоит в выборе конструктивной схемы каркаса и его компоновки, расчете здания, отдельных его элементов и узлов сопряжений и конструирования.

Выбор схемы каркаса и его компоновку производят с учетом назначения и объемно-планировочного решения здания, технологических решений, производственной базы и технико-экономического анализа. Он включает в себя выбор способа обеспечения пространственной жесткости здания, сетки колонн, направления ригелей, схемы членения несущей системы на сборные элементы и т. д. Сетка колонн обычно задается архитекторами с учетом требований технологов и Единой модульной системы. Направление ригелей может быть продольным и поперечным. При разрезке на сборные элементы учитывают требования технологичности изготовления и монтажа. Важнейшим при выборе схемы каркаса многоэтажного здания является вопрос о восприятии горизонтальных нагрузок, т. е. об обеспечении пространственной жесткости. Он может быть решен путем соответствующего конструирования узлов каркаса или установкой специальных вертикальных элементов жесткости. По этому признаку несущие системы каркаса делят на рамные, рамно-связевые и связевые.

Рамная система (рис. 15.1, *ж*). В рамной системе каркаса несущие функции выполняют колонны и ригели. Ригели жестко связываются с колоннами, в результате чего образуется пространственная система, состоящая из плоских рам. Рамы воспринимают все действующие на здание вертикальные и горизонтальные нагрузки и передают их фундаментам. С повышением этажности здания изгибающие моменты от ветровой нагрузки в колоннах и ригелях нижних этажей возрастают, что требует увеличения сечения колонн, а следовательно, изменения длин и сечений ригелей. Это затрудняет унификацию конструкций зданий, поэтому рамные системы применяют в зданиях не более 8 этажей при недопустимости устройства диафрагм в помещениях, при наличии проемов в перекрытиях зданий и т. п.

Рамно-связевая система (рис. 15.1, *з*). В зданиях более 8 этажей горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами с жесткими узлами и вертикальными элементами жесткости, а вертикальные нагрузки — рамами и частично — элементами жесткости. В качестве таких элементов обычно используют железобетонные стенки—диафрагмы, а также металлические связи и другие конструкции. Диафрагмы могут быть с проемами и без проемов, а по конфигурации в плане — плоскими, уголковыми, двутавровыми и т. п. Часто в качестве диафрагм используют торцовые и внутренние стены, стены лестничных клеток и др. Следует стремиться, чтобы диафрагмы были по возможности равномерно распределены по плану здания и увязаны с его объемно-планировочным решением. Все элементы каркаса связаны в пространственную систему перекрытиями, которые помимо основной работы на вертикальные нагрузки воспринимают горизонтальные нагрузки и перераспределяют их между рамами и диафрагмами. Доля горизонтальных нагрузок, воспринимаемых рамами и диафрагмами, зависит от их жесткостей. Если перекрытие в своей плоскости работает как жесткое, то сооружение можно рассматривать как единый пространственный блок, т. е. прогибы рам и диафрагм связаны линейной зависимостью, а при отсутствии кручения в плане — одинаковы. При больших расстояниях между диафрагмами необходимо учитывать податливость перекрытия, рассматривая его как балку на упругом основании.

Опыт проектирования рамно-связевых систем пока-

зал, что диафрагмы воспринимают 80...90 % горизонтальных нагрузок и при очень небольшом усилении могут принять на себя все горизонтальные силы. Устройство же жестких стыков в рамах из сборного железобетона требует больших затрат труда и металла. В связи с этим в последние годы при строительстве жилых и общественных зданий было предложено упростить конструкции стыков и передавать всю горизонтальную нагрузку на диафрагмы. Такая система получила название связевой.

Связевая система (рис. 15.1, *и*). Вертикальная нагрузка воспринимается рамами и частично диафрагмами. Стык ригеля с колонной решается таким образом, чтобы он мог воспринять заранее заданный небольшой опорный момент (55 кН·м), необходимый для обеспечения пространственной жесткости здания в период его монтажа. Постоянство моментов позволяет полностью унифицировать узловые соединения и соответственно ригели и колонны каркаса. В последнее время разработаны и внедряются чисто шарнирные стыки ригелей с колоннами, позволяющие дополнительно сократить расход металла. Пространственная жесткость в период монтажа здания в этом случае обеспечивается временными связями.

Связевая система получила наибольшее распространение в многоэтажных жилых и общественных зданиях из сборного железобетона. Рамно-связевая система рекомендуется для применения при строительстве в сейсмических районах.

В зданиях высотой более 20 этажей во многих случаях вертикальные конструкции лифтовых шахт, вентиляционных камер, лестничных клеток объединяют в ядра жесткости (рис. 15.2, *а*). Такое решение удобно в планировке и технологично. Стенки ядер жесткости выполняют из монолитного железобетона. Ядро воспринимает все действующие на здание горизонтальные нагрузки и ту часть вертикальных, которая приходится собственно на ядро; остальные вертикальные нагрузки воспринимаются каркасом. В зданиях высотой более 50 этажей ядра жесткости не в состоянии воспринять ветровую нагрузку. В этом случае наружные колонны здания с помощью горизонтальных диафрагм (ростверков) объединяются с ядром жесткости и работают совместно с ним (рис. 15.2, *б*). В последние годы проводят обширные исследования по разработке новых рациональных кон-

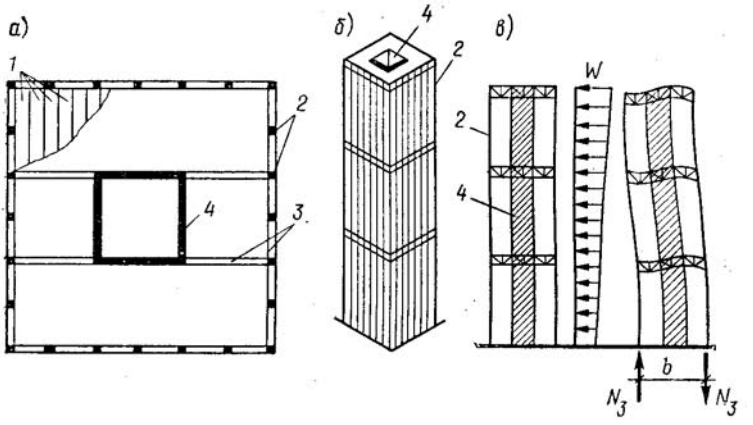


Рис. 15.2. Конструктивная схема высотных зданий

а — план здания; *б* — ядро жесткости; *в* — железобетонное ядро жесткости с консолями; *1* — плиты перекрытия; *2* — колонны; *3* — ригель; *4* — ядро жесткости

структивных схем многоэтажных зданий. К их числу можно отнести конструктивную схему, представляющую собой железобетонное ядро жесткости с консолями, к которым подвешены на тросах междуэтажные перекрытия.

§ 15.2. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Для многоэтажных общественных и промышленных зданий в зависимости от нагрузок и пролетов применяются разнообразные каркасы с различным шагом колонн. Иногда в одном здании сочетают большепролетные (зальные) и мелкие помещения, т. е. применяют каркасы со смешанной сеткой колонн. В общественных зданиях используют связевые каркасы и большепролетные, в промышленных зданиях — рамные каркасы и большепролетные. К вертикальным несущим элементам таких зданий относятся колонны, ригели, диафрагмы, ядра жесткости. Высоту промышленных зданий назначают по условиям технологического процесса и обычно принимают равной 3...7 этажам. Предполагается увеличение этажности до 8...10 и более. В соответствии с требованиями унификации высота этажа кратна 1,2 м. Ширина

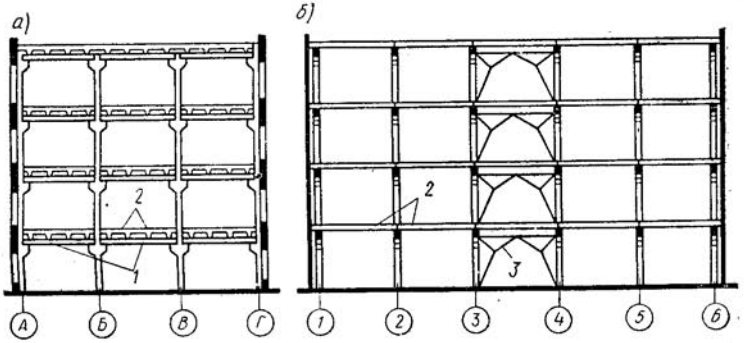


Рис. 15.3. Конструкции многоэтажных промышленных зданий
1 — ригель поперечной рамы; *2* — плиты перекрытий; *3* — вертикальные продольные связи

здания обычно составляет 12...60 м. Наиболее распространены сетки колонн 6×6, 9×6 и 12×6 м. Размеры сетки колонн назначаются с учетом временных нагрузок (10...30 кН/м²).

Пространственный каркас промышленных зданий решается по смешанной системе. Прочность и устойчивость каркаса в этом случае обеспечивается в поперечном направлении рамой с жесткими узлами (рис. 15.3, *а*), в продольном — вертикальными стальными связями по колоннам, устраиваемым в каждом продольном ряду или разреженно через ряд колонн и более (рис. 15.3, *б*). Если остальные связи по условиям технологии нежелательны, то для обеспечения устойчивости каркаса в продольном направлении возможно устройство «рамных устоев» в одном или нескольких пролетах. Многоэтажные сборные рамы членятся на отдельные элементы, которые соединяются путем жестких стыков. Наибольшее распространение получили сборные рамы со стыками ригелей и колонн, выполняемых на консолях.

Индустриальным решением является применение неразрезных сборных железобетонных колонн и перекрытий из плит «два Т» (рис. 15.4). Колонны стыкуют через 1, 2, 3 и даже 4 этажа; последнее — экономичнее, поскольку сокращается число стыков. В большинстве случаев стык колонн устраивают с плоскими торцами колонн и осуществляют путем ванной сварки выпусков продольной рабочей арматуры с последующим омоноличиванием. Возможно соединение арматуры и устройство

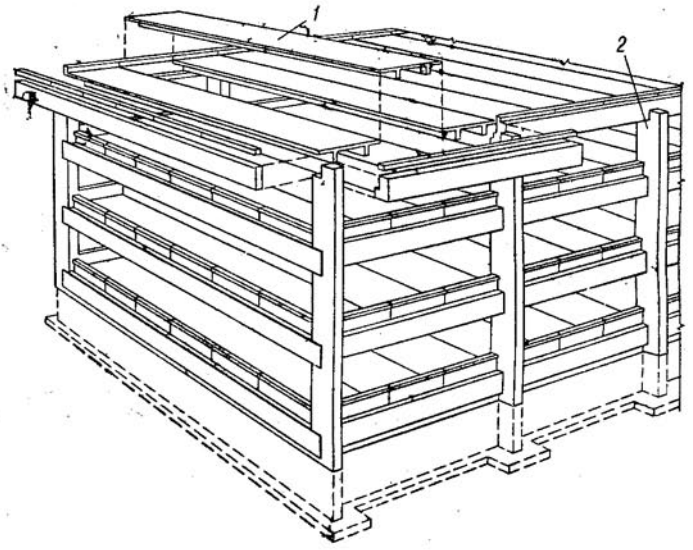


Рис. 15.4. Схема многоэтажного каркасного здания с неразрезными колоннами и перекрытиями из плит типа 2Т
1 — плита типа 2Т; *2* — вертикальная колонна

стыков с помощью эпоксидных смол и т. д. Сечение колонн 400×400 и 600×400 мм, применяют бетон классов В20...В50. Панели ребристые предварительно напряженные шириной 1500 мм обычно рекомендуют для междуэтажных перекрытий. Панели, укладываемые по осям колонн, служат распорками и передают продольные нагрузки на связи, а также обеспечивают продольную устойчивость рам при монтаже.

Ригели бывают таврового и прямоугольного сечения, в первом случае панели опираются на полки, во втором — сверху ригеля. Ригели для пролетов 6 м изготовляют из бетона классов В15...В25, для пролетов 9 м —из бетона классов В20...В30, а для пролетов 12 м — из бетона классов В30...В40. Ригели для пролетов 6 м изготовляют с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, а для пролетов 9...12 м — только с предварительно напряженной арматурой. Если по условиям технологического процесса требуется большая сетка колонн, то здание проектируют с межферменными этажами. В этом случае безраскосные фермы жестко связывают с колоннами,

и они работают как ригели многоэтажных рам. Межферменное пространство используют под производственные помещения.

Многоэтажные производственные здания с относительно небольшими полезными нагрузками (до 12,5 кН/м²) могут решаться по связевой системе в обоих направлениях с применением облегченных конструкций каркаса. Колонны в этом случае имеют сечение 400×400 мм. Ригели таврового сечения соединяют с колоннами с помощью скрытого стыка. Плиты перекрытий могут быть плоскими высотой сечения 220 мм или ребристыми с $h=300$ мм. Пространственная жесткость таких зданий обеспечивается установкой на всех этажах вертикальных элементов — диафрагм из железобетонных панелей, стальных связей или однопролетных многоэтажных рам.

В многоэтажных производственных и складских зданиях холодильников, мясокомбинатов, молокозаводов, рыбоперерабатывающих заводов, а также гаражей и т. п., в которых предпочтительны перекрытия без пустот с гладкими потолками, широко применяют сборные безбалочные перекрытия. При высоких полезных нагрузках 30...50 кН/м² используют сборно-монолитные конструкции перекрытий. Многоэтажные здания представляют собой сложные пространственные системы, состоящие из различных элементов и соединений, параметры (жесткость и т. п.) которых изменяются в процессе нагружения. Расчет таких зданий с учетом всех их конструктивных особенностей, характера нагрузок и воздействий — задача очень трудная. Поэтому реальное сооружение в расчетах заменяется некоторыми идеализированными схемами, с той или иной полнотой отражающими действительную работу сооружения. Степень идеализации зависит от целей расчета, полноты и достоверности исходных данных и т. п.

При проектировании даже при учете только основных особенностей деформирования многоэтажных зданий для их расчета используют ЭВМ. Для целого ряда конкретных сооружений и видов воздействий оказывается возможным применять еще более упрощенные схемы, например пространственную систему здания расчленять на части, каждую из которых рассчитывают независимо на приложенные к ней нагрузки как плоскую систему. В этих случаях для расчета можно использовать хорошо

известные проектировщикам инженерные методы расчета и вспомогательные таблицы. Такой подход необходим при предварительной приближенной оценке усилий, возникающих в элементах здания, и во многих случаях он обеспечивает достаточную точность.

§ 15.3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Каркасные здания. Многоэтажные гражданские каркасные здания широко применяют для размещения предприятий торговли, как административные, жилые и т. п. Обычно они решаются по рамно-связевой или связевой системам, последняя применяется чаще. К вертикальным несущим элементам таких зданий относятся колонны, диафрагмы и ядра жесткости. Колонны зданий массового строительства при высоте до 16 этажей имеют унифицированное сечение 400×400 мм. Увеличение их несущей способности в нижних этажах достигается повышением класса бетона (до В60) и процента армирования гибкой арматурой (до $\mu = 15\ \%$). При этом устанавливают продольную арматуру из стали класса А-III. Для колонн зданий большей этажности можно применять жесткую арматуру, однако использование ее в колоннах приводит к большому расходу стали.

Повысить несущую способность колонн и сохранить их унифицированное сечение можно путем поперечного армирования часто расположенными сварными сетками в сочетании с продольной обычной и особенно высокопрочной арматурой. В этом случае предельные продольные деформации бетона при сжатии повышаются более чем в 2 раза и напряжения в сжатой высокопрочной арматуре достигают условного предела текучести. Наряду с этим появились предложения по усилению колонн нижних этажей, нагруженных продольными силами с малыми эксцентриситетами, сердечниками из высокопрочной гибкой арматуры.

Применяют линейную разрезку колонн на несколько этажей. Имеется тенденция к увеличению длины сборных элементов колонн до 4...5 этажей (до 15 м) в целях уменьшения числа стыков и исключения случайных эксцентриситетов, вызванных неточностями монтажа. Для таких гибких элементов существенное значение приобре-

тает расчет прочности и трещиностойкости на стадиях транспортирования и монтажа. В целях повышения этих качеств целесообразно предварительно напрягать продольную арматуру колонн. Стыкуют колонны по высоте ванной сваркой выпусков рабочей арматуры или без сварки через тонкие растворные швы.

Особенность стыков, выполняемых ванной сваркой арматуры больших диаметров 36...40 мм, — возникновение сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за разогрева стержней при сварке. Растягивающие напряжения в арматуре могут привести к разрыву стержней. Во избежание этого сварку стержней выполняют по диагонали последовательно по одному стержню или попарно. Для уменьшения свободной длины сварных выпусков продольной арматуры колонны устраивают хомут $d=$ $=12$ мм, охватывающий продольные рабочие стержни и предохраняющий их от потери устойчивости.

Диафрагмы, воспринимающие главным образом горизонтальные нагрузки, обычно образуются из железобетонных панелей толщиной 14...18 см, располагаемых между колоннами и соединенных с ними с помощью связей, воспринимающих сдвигающие усилия. Панели диафрагм могут быть плоскими или двухконсольными. Плоские панели устанавливают по оси, параллельной направлению настилов перекрытий. Двухконсольные располагают в плоскостях, параллельных рамам каркаса, совмещая их с ригелями. Армируют панели контурными и промежуточными каркасами из стержней диаметром 12...16 мм или сетками из проволоки диаметром 5...6 мм с шагом 200 мм, располагаемыми у обеих граней. Связи между панелями и колоннами осуществляют путем сварки закладных деталей: вертикальные швы заполняют цементно-песчаным раствором, горизонтальные швы — бетоном на мелком щебне. Горизонтальные стыки диафрагм могут быть шпоночными и плоскими. Практика показывает, что при таком соединении диафрагмы работают как сплошные монолитные столбы.

Количество и расстановка диафрагм в плане здания должны обеспечивать необходимую прочность и пространственную жесткость здания в обоих направлениях, препятствовать кручению его в плане, не создавать больших температурных усилий или неравномерных деформаций вертикальных элементов. Следует стремиться к сокращению общего числа диафрагм, увеличивая их

размеры. При больших горизонтальных нагрузках в диафрагмах, обычно работающих на сжатие, в части сечений могут возникать растягивающие усилия. В этом случае диафрагмы могут быть запроектированы предварительно напряженными.

Ядра жесткости выполняются монолитными и сборными. Сечение ядер жесткости может быть коробчатым, двутавровым и т. п. Монолитные ядра жесткости делают в скользящей или переставной опалубке, при этом оставляют отверстия для дверных проемов и установки ригелей. Толщина стенок 20...40 см. Сборные ядра собирают из отдельных панелей стен подобно плоским диафрагмам. В зданиях, имеющих значительную протяженность или сложную форму в плане, может устраиваться несколько ядер жесткости. Плиты и ригели составляют сборные перекрытия. Ригели проектируют таврового сечения с полкой в нижней зоне, на которую опираются плиты перекрытий; такое решение позволяет снизить строительную высоту этажа, однако в этом случае необходимо исключить возможность откола полки в месте ее примыкания к ребру путем увеличения ее высоты или армирования. Соединение ригелей с колоннами в связевых системах осуществляют с помощью стыка со скрытой консолью, воспринимающего небольшой опорный момент. Ограничения опорного момента заданной величиной (55 кН·м) достигают с помощью специальной металлической накладки по верху ригеля — «рыбки», привариваемой к ригелю и колонне. «Рыбка» имеет суженный участок, поперечное сечение которого соответствует растягивающему усилию при заданном опорном моменте. Увеличение нагрузки вызывает в суженной части накладки пластические деформации, обеспечивающие поворот сечения ригеля без увеличения опорного момента. Стык связевого каркаса может также решаться шарнирным. Конструкция его отличается от рассмотренной отсутствием «рыбки». В рамно-связевых системах, где узлы воспринимают изгибающие моменты от эксплуатационных нагрузок, стык принципиально выполняется так же, как и в рамных системах.

Панели перекрытий подразделяются на связевые, укладываемые по внутренним осям здания, рядовые и фасадные, укладываемые по наружным рядам колонн и несущие нагрузку от ограждающих конструкций. Рядовые и фасадные панели связываются поверху монтаж-

ными накладками, обеспечивающими передачу растягивающих усилий в горизонтальных дисках покрытий. Панели перекрытий чаще всего делают многопустотными с высотой сечения 220 мм. Для эффективного восприятия сдвигающих усилий при работе плит в составе перекрытия в швах между плитами устраивают шпонки. С этой целью на боковых поверхностях плит оставляют углубления, после заливки швов бетоном и его твердения швы работают как шпоночные соединения. Кроме того, панели могут соединяться путем сварки закладных деталей, а при больших расстояниях между вертикальными диафрагмами (20...30 м) по контуру перекрытия устраивают обвязочные балки. В зданиях рамно-связевой системы роль продольных ригелей выполняют предварительно напряженные плоские панели-распорки, которые выступами опираются на полки ригелей. В торговых, административных и других зданиях, требующих увеличенной сетки колонн, применяют и ребристые панели, например, типа «два Т». Перекрытия зданий с ядрами жесткости, имеющих сложное очертание в плане, могут выполняться в виде монолитных безбалочных плит, возводимых методом подъема перекрытий.

Панельные здания. Эти здания характерны главным образом для жилищного строительства. Ширина зданий из условий освещенности и удобства планировки внутренних помещений назначается 12...16 м. Панельные дома массового строительства решаются в одном из следующих вариантов: 1) с продольными и поперечными несущими стенами; 2) только с продольными несущими; 3) только с поперечными несущими стенами. Конструктивная схема с поперечными несущими стенами более выгодна, так как панели перекрытий в этом случае опираются на внутренние поперечные стены (перегородки), что позволяет предельно укрупнять и облегчать наружные стеновые панели. Последние, не воспринимая нагрузки от перекрытий и выполняя лишь ограждающие функции, могут быть изготовлены из легких эффективных материалов. Основные конструкции панельных зданий — внутренние и наружные стеновые панели и панели перекрытий.

Внутренние несущие панели стен обычно проектируют однослойными из тяжелого бетона класса не ниже В15. Толщина панелей определяется требованиями прочности, звукоизоляции и огнестойкости. Площадь гори-

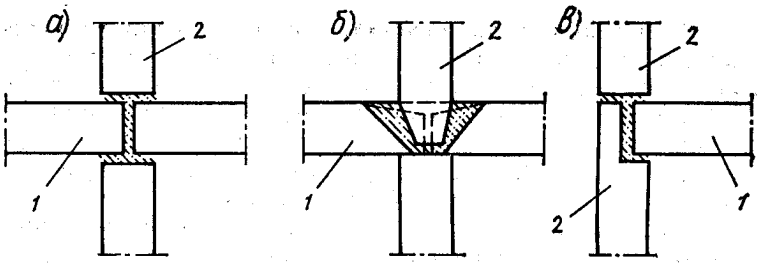


Рис. 15.5. Стыки сборных железобетонных конструкций

а — платформенный; *б* — контактный; *в* — комбинированный; *1* — панель перекрытия; *2* — стеновая панель

зонтальной и вертикальной арматуры, устанавливаемой у обеих плоскостей панели, принимают конструктивно в количестве 0,2 см²/м соответствующего сечения панели. Наружные несущие стены выполняют в виде однослойных панелей толщиной 240...350 мм из ячеистого бетона. Наружные несущие панели проектируют преимущественно двухслойными или трехслойными. Арматуру устанавливают только в слоях тяжелого бетона и выполняют в виде пространственного арматурного блока. Расчетной является только арматура перемычек. Панели перекрытий изготовляют в виде многопустотных или сплошных плит. При пролетах до 4,8 м плиты выполняют без предварительного напряжения, при бо́льших пролетах — предварительно напряженными. Размещение арматуры зависит от схемы работы панели. В здании с продольными и поперечными несущими стенами (первый вариант) панели работают как плиты, опертые по трем или четырем сторонам, в остальных случаях — по двум.

Соединения панелей стен и перекрытий должны обеспечить совместную работу элементов в здании и восприятие усилий сжатия, растяжения и сдвига. Вертикальные стыки между панелями осуществляют с помощью бетонных шпоночных швов и сварки закладных деталей. Горизонтальные стыки по способу передачи сжимающих усилий подразделяются на платформенные, контактные и комбинированные (рис. 15.5). Сопряжения внутренних стен с перекрытиями обычно выполняют с платформенными стыками, наружных — с платформенными и комбинированными.

В последние годы разработано конструктивное решение, получившее название «скрытый каркас», совмещающее достоинства зданий каркасного и панельного типа. Несущими вертикальными конструкциями являются панели, усиленные бортовыми стальными элементами. Последние соединяются с бетоном панели анкерными связями сдвига. Стыки панелей скрытого каркаса с перекрытиями выполняются платформенными или сборно-монолитными. Соединение бортовых элементов осуществляется на растворе. Конструкции «скрытого каркаса» экономичнее обычных каркасных за счет хорошей совместной работы панелей с бортовыми элементами и позволяют довести этажность здания до 50 и более.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите основные конструктивные схемы многоэтажных зданий.
2. Перечислите составные части каркаса здания, указав особенности их статической работы.
3. Чем различаются рамные, рамно-связевые и смешанные схемы каркаса?
4. Назовите конструктивные особенности многоэтажных общественных и промышленных зданий.
5. Укажите габариты и класс бетона основных конструкций общественных и промышленных зданий.
6. Каковы конструктивные особенности многоэтажных каркасных гражданских зданий?
7. Назовите конструктивные особенности панельных зданий.
8. Укажите габариты и класс бетона основных конструктивных элементов гражданских зданий.

Глава 16. Тонкостенные пространственные покрытия

§ 16.1. ВИДЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тонкостенные пространственные покрытия в отличие от плоскостных систем (набора плит, балок, ферм и др.) работают под нагрузкой в обоих направлениях. Вследствие благоприятных условий статической работы такие конструкции требуют наименьшего расхода материала, в них отношение собственной массы к полезной нагрузке минимально. Пространственные тонкостенные конструкции благодаря приданию им рациональных геомет-

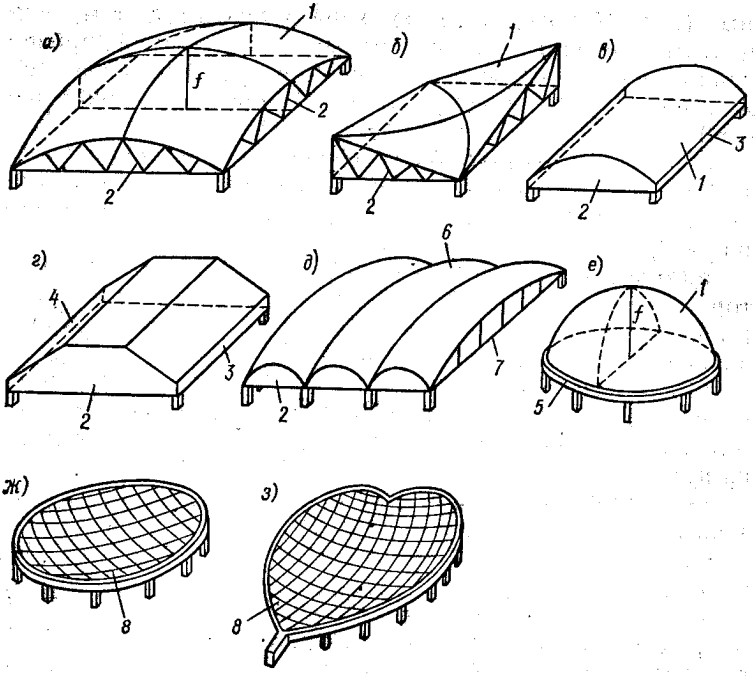


Рис. 16.1. Типы тонкостенных пространственных покрытий
1 — оболочка; *2* — диафрагма; *3* — бортовой элемент; *4* — элемент складки; *5* — опорное кольцо; *6* — волна свода; *7* — затяжка; *8* — ванты (канаты)

рических форм позволяют использовать положительные свойства железобетона с наибольшей эффективностью. Благодаря пространственной работе оболочки под нагрузкой хорошо используются прочностные свойства материалов, поэтому пролеты зданий и сооружений, таких как ангары, рынки, спортивные и концертные залы, выставочные павильоны, склады и т. п., могут превышать 100 м. Поскольку при этом уменьшается расход материалов, пространственные конструкции весьма часто оказываются рациональными и экономичными. Основным недостатком оболочек является большая трудоемкость, возникающая при изготовлении и возведении конструкций.

К прямоугольным в плане оболочкам и складкам относятся:

оболочки двоякой положительной гаусовой кривиз-

ны (рис. 16.1, *а*), которые характеризуются тем, что центры кривизны дуг всех нормальных сечений, проведенных через любую точку срединной поверхности, лежат по одну ее сторону, чему соответствует кривизна $\rho>0$;

оболочки отрицательной гауссовой кривизны (рис. 16.1, *б*), в которых эти центры расположены с обеих сторон срединной поверхности, чему соответствует кривизна $\rho<0$;

цилиндрические оболочки (рис. 16.1, *в*) **и своды,** в которых один из главных радиусов равен бесконечности, а поскольку кривизна $\rho=0$, то их называют пространственными конструкциями нулевой гауссовой кривизны;

призматические складки (рис. 16.1, *г*), в которых кривизна срединной поверхности сосредоточена в местах сопряжения граней, тогда как в остальных точках она равна нулю;

волнистые своды (рис. 16.1, *д*), к которым относятся многоволновые и многоскладчатые покрытия в виде сводов и складок с небольшими размерами волны по сравнению с длиной пролета.

Оболочки двоякой гауссовой кривизны по контуру опираются на диафрагмы. Цилиндрические оболочки и складки, а также волнистые своды по очертанию волны опираются на поперечные диафрагмы. Их выполняют в виде ферм, арок или брусьев с изогнутой верхней полкой. Прямолинейный контур цилиндрических оболочек и складок опирают на бортовой элемент — балку. Для обеспечения надежной работы пространственных конструкций диафрагмы и бортовые элементы должны быть достаточно жесткими в своей плоскости. Из **криволинейных в плане оболочек** наиболее распространенные — оболочки вращения или купола (рис. 16.1, *е*). В куполах тонкостенная оболочка опирается на опорное кольцо.

Висячие покрытия имеют поверхность однозначной (рис. 16.1, *ж*) или разнозначной (рис. 16.1, *з*) кривизны. Они состоят из одиночной или двойной системы вант и имеют любое очертание в плане, однако чаще всего опорный контур бывает прямоугольной, круглой и овальной форм. Составные оболочки образуют единую несущую конструкцию, выполняющую функцию крыши и опор здания (рис. 16.2). Конструктивные схемы составных оболочек состоят из центральных и радиальных элементов. Центральный элемент представляет собой оболочку

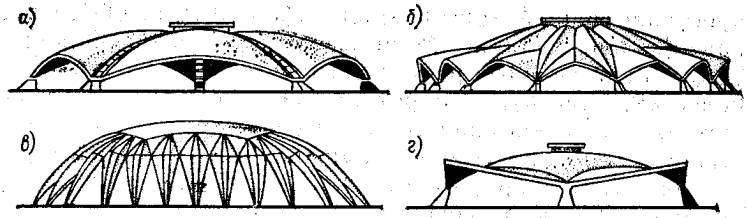


Рис. 16.2. Примеры составных оболочек

а — полигональная оболочка; *б* — купольно-складчатая оболочка с галереей по контуру; *в* — купольно-складчатое покрытие с центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны; *г* — покрытие на квадратном плане с боковыми оболочками положительной или отрицательной гауссовой кривизны

положительной гауссовой кривизны, а боковые элементы — оболочки любой формы, в том числе произвольной.

Тип пространственных конструкций выбирают с учетом технико-экономических показателей и архитектурной выразительности зданий. В строительстве обычно применяют пологие тонкие оболочки. Оболочка является пологой, если угол между плоскостью ее основания и плоскостью, касательной к ее срединной поверхности, во всех точках не превышает 18°. Прямоугольные в плане оболочки являются пологими, если наибольшая стрела подъема f не превышает $^1/_5$ меньшей стороны основания.

Общие принципы конструирования и возведения пространственных конструкций. По способу возведения пространственные тонкостенные железобетонные конструкции подразделяют на монолитные, сборные и сборно-монолитные. Монолитные оболочки в СССР применяют с 1925 г. Их возводят в проектном положении или изготовляют на нулевой отметке с последующим подъемом. Оболочки бетонируют, применяя передвижную или переставную многократно используемую опалубку. Для бетонирования небольших оболочек целесообразно применять безопалубочный метод формования с нанесением на сетке подготовительного стеклоцементного слоя. Такие оболочки рекомендуют бетонировать на полу с последующим подъемом в проектное положение. Монолитные оболочки возводят также с помощью пневмоопалубки, надуваемой вместе со свежеуложенной на них бетонной смесью, арматурными сетками, теплоизоляцией и облицовкой. Пневмоопалубкой придают требуемую форму

пространственной конструкции. Монолитные оболочки, как правило, гладкие. Минимальная толщина оболочки 50 мм. Если главные растягивающие напряжения бетона более $2R_{bt}$, где R_{bt} — сопротивление бетона осевому растяжению, то рекомендуется в этих местах повышать жесткость оболочки путем ее утолщения.

Сборные и сборно-монолитные оболочки целесообразно применять в массовом строительстве, а также при возведении висячих покрытий. Сборность элементов позволяет повышать качество конструкций и снижать трудозатраты при возведении оболочек. Однако в сборных покрытиях требуется обеспечить простоту монтажных стыков и большую производительность труда. Поэтому сборные элементы должны быть максимально однотипными, простой конфигурации и транспортабельными. По экономическим соображениям, а также с целью повышения устойчивости при изготовлении и монтаже сборные элементы изготовляют ребристыми. При этом толщина плит должна быть не менее 30 мм, а ширина ребер — не менее 40 мм.

Оболочки и другие элементы пространственных конструкций возводят из монолитного тяжелого бетона класса не ниже В15 и легкого — не ниже В12,5. Сборные элементы изготовляют из бетона класса не ниже В20. Если применяют напрягаемую арматуру, то бетон сборных элементов должен быть не ниже класса В30, а монолитных — не менее В20. Армируют оболочки сварными сетками из арматуры класса Вр-I или А-III. Рабочая арматура воспринимает напряжения, вызываемые главными растягивающими усилиями и изгибающими моментами. Конструктивную арматуру диаметром 5...8 мм и площадью сечения не менее 0,2 % площади бетона ставят с шагом стержней 200...250 мм. При толщине оболочки более 70...80 мм применяют двойные арматурные сетки. В местах действия сосредоточенных нагрузок поверх основной арматуры укладывают дополнительные сетки. В ребрах сборных элементов ставят плоские каркасы.

Стыки сборных элементов оболочки тщательно заполняют бетоном. С этой целью ширину шва назначают не менее 30 мм, если толщина стыкуемых элементов не превышает 100 мм, и не менее 50 мм в других случаях. Если через стыки сборных элементов передают сжимающие усилия, то выпуски арматурных стержней соединяют внахлестку. При наличии в стыках растягивающих или

сдвигающих усилий выпуски арматуры соединяют сваркой. Арматура элементов может быть соединена также с помощью закладных деталей, которые при монтаже оболочки соединяют сварными накладками. Большие сдвигающие усилия в стыках передают с одного сборного элемента на другой через бетонные шпонки, создаваемые бетоном замоноличивания.

Большие пространственные конструкции целесообразно подвергать предварительному напряжению. Напрягаемая арматура позволяет эффективно использовать высокопрочную сталь, уменьшать массу конструкции, повышать жесткость и трещиностойкость покрытия, а также служит средством сопряжения сборных элементов. Арматуру при этом располагают в растянутых зонах оболочек и в растянутых элементах (опорные кольца куполов, затяжки диафрагм и т. п.). Можно размещать напрягаемую арматуру в открытых сверху лотках, а также в швах между сборными элементами. В местах с напрягаемой арматурой требуется предусмотреть ребра и утолщения, способные воспринимать сосредоточенные силы предварительного обжатия.

§ 16.2. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ТОНКОСТЕННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Принцип расчета тонких оболочек. Классическая теория расчета оболочек основана на двух гипотезах: линейный элемент, нормальный к срединной поверхности оболочки, остается прямым и нормальным к данной поверхности после деформации конструкции; напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности, не учитываются. Применение этих гипотез приводит к расчетным дифференциальным уравнениям высокого порядка относительно неизвестных функций. Уравнения получают в частных производных по двум переменным координатам точек срединной поверхности. Поскольку расчет сложный, принимают дополнительные допущения. Например, оболочки положительной гауссовой кривизны рассчитывают по безмоментной теории, при расчете пологих оболочек криволинейные координаты точек срединной поверхности заменяют прямолинейными координатами проекций этих точек на плоскость основания и т. д.

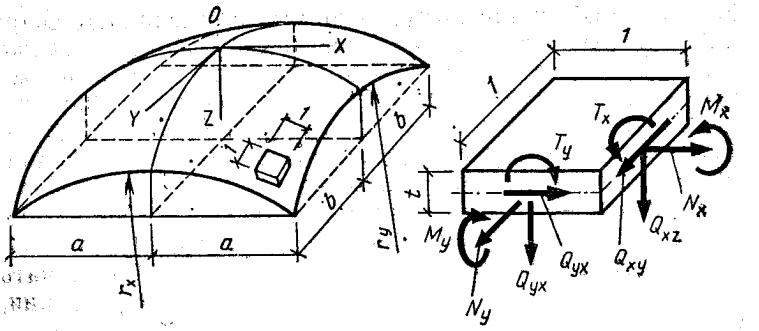


Рис. 16.3. Усилия, действующие в тонкой оболочке

Теоретические и экспериментальные исследования свидетельствуют, что железобетонные пространственные конструкции могут работать под нагрузкой в упругом и упругопластическом состояниях. В общем случае в нормальных сечениях оболочек возникают нормальные силы N_x и N_y, сдвигающие силы Q_{xy} и Q_{yx}, изгибающие моменты M_x и M_y, поперечные силы Q_x и Q_y, а также крутящие моменты T_x и T_y. Все эти усилия относятся к единице длины сечения (рис. 16.3). Расчет оболочек начинают с состояния статических уравнений, т. е. уравнений равновесия. К ним добавляют геометрические уравнения, связывающие линейные и угловые деформации, а также кривизны срединной поверхности оболочек с их перемещениями. Связь между статическими и геометрическими уравнениями выражают физическими уравнениями, которые представляют собой обобщенный закон Гука для объемного напряженного состояния материалов. Наличие трещин в бетоне оценивают системой физических уравнений, основанных на теории Н. И. Карпенко. Статический расчет тонкостенных пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности оболочки сложен, поэтому такой расчет оболочек производят с использованием численного моделирования на ЭВМ путем реализации метода конечных элементов и других численных методов.

Расчет оболочки по безмоментной теории. Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб по сравнению с их жесткостью против действия нормальных и сдвигающих усилий, поэтому в большой области обо-

лочки наблюдается безмоментное напряженное состояние. Изгибающие и крутящие моменты ощутимо влияют на напряженное состояние оболочек лишь в тех зонах, где происходит заметное искривление их срединной поверхности. Это места примыкания оболочки к контурным элементам, резкого изменения кривизны ее поверхности и приложения местных нагрузок. При изгибающих моментах $M_x=M_y=0$ и крутящих моментах $T_x=T_y=0$ статический расчет оболочек значительно упрощается. Неизвестные усилия N_x и N_y и $Q_{xy}=Q_{yx}$ могут быть вычислены в виде бесконечных рядов. В расчетах вводят функцию напряжений $\Phi(x, y)$. Она связана с внутренними усилиями оболочки зависимостями:

$$N_x = \partial^2 \Phi / dx^2; \tag{16.1}$$

$$N_y = \partial^2 \Phi / dy^2; \tag{16.2}$$

$$Q_{xy} = \partial \Phi / (\partial x / \partial y). \tag{16.3}$$

Тогда безмоментное состояние оболочек описывают уравнением равновесия на вертикальную ось внешней нагрузки p и внутренних усилий по (16.1)...(16.3). Данное уравнение имеет вид

$$p_x \partial^2 \Phi / \partial y^2 + p_y \partial^2 \Phi (\partial x^2 - 2 p_{xy} \partial^2 \Phi / (\partial x \partial y) + p = 0, \tag{16.4}$$

где

$$p_x = \partial^2 z / \partial x^2; \tag{16.5}$$

$$p_y = \partial^2 z / \partial y^2; \tag{16.6}$$

p_x, p_y — кривизны срединной поверхности оболочки в направлении осей x и y,

$$p_{xy} = \partial^2 z \, (\partial x \, \partial y) \tag{16.7}$$

кривизна кручения поверхности.

Прогиб срединной поверхности оболочки w в зонах местного изгиба зависит от одной координаты x или y, поэтому безмоментное напряженное состояние оболочки может быть описано приближенным выражением

$$p_x N_x + p_y N_y + 2 p_{xy} Q_{xy} - D \partial^4 w / \partial x^4 + p = 0. \tag{16.8}$$

Здесь цилиндрическая жесткость оболочки при изгибе

$$D = E_b t^3 / 12, \tag{16.9}$$

где t — толщина оболочки

§ 16.3. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны. Такие оболочки экономичны по расходу материалов. Их размеры в плане составляют 18...36 м для промышленных и достигают 100 м для общественных зданий. Толщина гладких монолитных оболочек изменяется от 60 мм в центре до 120...200 мм вблизи опорного контура и до 200...500 мм в угловых зонах. Оболочки двоякой положительной гауссовой кривизны, как правило, возводят из сборных плоских или цилиндрических ребристых плит. Наиболее распространены плоские плиты размерами в плане 3×3, 3×6, 1,5×6 м. Ребра плит армируют одинарными каркасами, а полки — одинарными сетками. По внешним боковым граням ребер сборных плит устраивают пазы, позволяющие образовывать шпонки после замоноличивания швов. Шпонки воспринимают сдвигающие усилия.

В оболочках линии главных кривизн срединной поверхности параллельны сторонам контура (рис. 16.4, *а*). При этом срединная поверхность оболочки может иметь вид эллиптического параболоида и описываться уравнением

$$z = f(x, y) = f_a x^2/a^2 + f_b y^2/b^2. \qquad (16.10)$$

Сферическая поверхность оболочки описывается также уравнением

$$z = r_x + r_y - \left(\sqrt{r_x^2 - x^2} + \sqrt{r_y^2 - y^2}\right), \qquad (16.11)$$

где радиусы кривизны

$$r_x = 0{,}5\left(a^2 + f_a^2\right)/f_a \text{ и } r_y = 0{,}5\left(b^2 + f_b^2\right)/f_b. \qquad (16.12)$$

Поскольку поверхности, описываемые уравнениями (16.10) и (16.11), мало различаются, то поверхности сборных оболочек придают сферическую форму, кривизны которой постоянны. Поэтому нетрудно унифицировать сборные плиты такой оболочки.

Для пологих оболочек двоякой положительной гауссовой кривизны применяют также тороидальную поверхность, уравнение которой имеет вид

$$x^2 + y^2 + z^2 - 2r_2(z + r_x + r_y) = -2(r_y - z_x)\sqrt{y^2 + (z - r_y)^2}. \qquad (16.13)$$

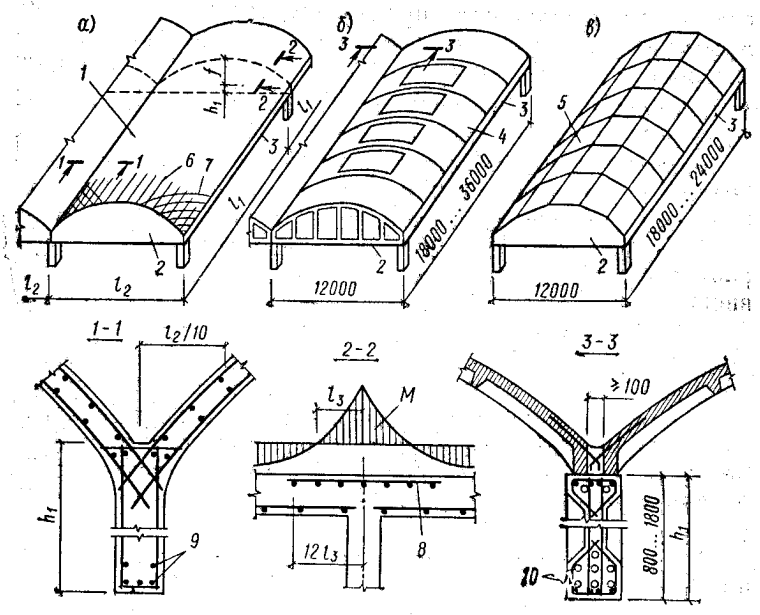


Рис. 16.4. Сборные цилиндрические оболочки

а — из монолитного железобетона; *б* — из сборных криволинейных элементов; *в* — из сборных плит; *1* — оболочка; *2* — диафрагма; *3* — бортовой элемент; *4* — сборная панель 3×12 м; *5* — сборная плита 3×3 или 3×6 м; *6* — арматура для восприятия местных изгибающих моментов; *7* — то же, главных растягивающих усилий; *8* — то же, моментов в многопролетных оболочках; *9* — рабочая ненапрягаемая арматура бортового элемента; *10* — то же, напрягаемая арматура

Оболочки могут быть одноволновыми и многоволновыми. Последние используют для покрытий больших производственных и складских зданий. Неразрезные оболочки возводят с целью повышения жесткости и устойчивости пространственных конструкций. По контуру оболочки опирают на диафрагмы, представляющие собой фермы, арки или брусья на сравнительно часто расположенных колоннах. В многоволновых оболочках диафрагмы являются общими для конструкций соседних ячеек зданий. Они спариваются лишь в зоне температурных швов зданий. Сварные сетки оболочек изготовляют из арматуры класса А-III. В углах оболочек укладывают наклонную арматуру для восприятия главных растягивающих усилий. Ее располагают либо по верху сборных плит, либо в крестообразных ребрах. Такую арматуру

рекомендуют подвергать предварительному напряжению. Арматуру класса А-IV натягивают электротермическим способом. Для больших оболочек применяют канатную наклонную арматуру, которую натягивают механическим способом.

Покрытия с оболочками отрицательной гауссовой кривизны. Покрытия на прямоугольном плане с оболочками отрицательной гауссовой кривизны называют гипарами, или гиперболическими параболоидами. Их образуют путем переноса образующей параболы, выпуклой вверх (вниз, по направляющей параболе), выпуклой вниз (вверх или путем скручивания прямоугольника и параллелограмма, края которых остаются прямыми). Оболочки отрицательной гауссовой кривизны бывают двух разновидностей. В оболочках первой разновидности линии главных кривизн срединной поверхности параллельны сторонам контура основания. Усилия в таких оболочках определяют по методам, применяемым для расчета оболочек двоякой положительной гауссовой кривизны. В оболочках нормальные усилия являются растягивающими и полностью должны быть восприняты арматурой, лучше напрягаемой. В оболочках второй разновидности линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания. Срединная поверхность таких оболочек описывается уравнением

$$z = xy\chi/(ab). \qquad (16.14)$$

При конструировании гипаров следует обеспечить устойчивость контурных конструкций под действием сдвигающих усилий путем устройства специальных упоров или диагональной затяжки по линии действия усилий.

Цилиндрические оболочки. Они состоят из плиты свода, по краям которого имеются бортовые элементы и диафрагмы — опоры оболочки. В зависимости от отношения пролета к длине волны l_1/l_2 различают длинные цилиндрические оболочки ($l_1/l_2 \geqslant 1$) и короткие ($l_1/l_2 < 1$). Высота оболочки, включая бортовые элементы, обозначается через h, а стрела подъема оболочки без бортовых элементов — через χ. Высоту оболочки при отсутствии предварительного напряжения принимают равной не менее $(1/10...1/15)l_1$, стрелу подъема — не менее $(1/6...1/8)l_2$. Поперечное сечение оболочек, как правило, очерчивают по дуге круга. Эти оболочки могут быть одно- и многопролетными, одно- и многоволновыми. Их мож-

но выполнять монолитными и сборными, состоящими из отдельно изготовляемых бортовых балок и ребристых плит, образующих свод. Поперечное сечение (волну) оболочки принимают круговым. Бортовые элементы предназначены для повышения прочности и жесткости поперечного сечения оболочки. Они существенно уменьшают вертикальные и горизонтальные смещения краев оболочки. Высота поперечного сечения оболочки включает в себя высоту волны f и бортовых элементов h_1. Рекомендуют в проектах принимать высоту волны $f = (1/8...1/6)l_2$ и высоту бортовых элементов $h_1 = (1/30...1/20)l_1$. Под действием нагрузки длинные цилиндрические оболочки работают подобно балкам с пролетом l_1. В верхней части поперечного сечения возникают сжимающие, а в нижней — растягивающие напряжения. Поэтому примерно 80 % рабочей растянутой арматуры помещают в бортовые элементы, в том числе 60...70 % площадки сечения данной арматуры ставят в нижней зоне бортовых элементов. При пролетах $l_1 > 18$ м для бортовых элементов рекомендуют напрягаемую продольную арматуру.

Диафрагмы воспринимают опорное давление оболочки и передают его на колонны. В качестве диафрагм используют сплошные балки, фермы и арки с затяжками. Диафрагмы могут быть торцовыми и промежуточными, если покрытие многопролетное. В местах примыкания оболочки к диафрагмам ставят дополнительную рабочую арматуру. Ее укладывают перпендикулярно диафрагме с целью восприятия местных изгибающих моментов, возникающих из-за краевого эффекта оболочки. Здесь же действуют максимальные сдвигающие усилия Q_{xy}, а тем самым и главные растягивающие усилия N_1, направленные под углом 45°, поэтому в оболочке ставят наклонную рабочую арматуру.

Монолитные оболочки, как правило, возводят гладкими. Промежуточные поперечные ребра устраивают лишь в местах расположения подвесных сосредоточенных грузов. Более правильно грузы подвешивать к бортовым элементам. Сборные оболочки устраивают из криволинейных панелей с продольными и поперечными ребрами (рис. 16.4, *б*). Оболочки также могут быть смонтированы из небольших гладких плит, изготовленных из легкого конструкционно-теплоизоляционного бетона (рис. 16.4, *в*). Монтаж оболочек несложен при ис-

пользовании предварительно напряженных бортовых элементов, арматура которых натягивается на упоры до их бетонирования. Бортовые элементы устанавливают в проектном положении и подпирают временными монтажными упорами. По верху бортовых элементов укладывают криволинейные панели размером в плане 3×12 м, после чего сваривают выпуски арматуры и замоноличивают зазоры. После затвердевания бетона замоноличивания временные упоры убирают и оболочка работает под нагрузкой как пространственная конструкция.

Более экономичное решение пространственной конструкции получают при натяжении арматуры бортовых элементов на бетон. В данном случае сборные криволинейные панели размером в плане 3×6 м изготовляют совместно с фрагментом бортового элемента. После сборки оболочки на специальных монтажных лесах сваривают выпуски арматуры, замоноличивают швы и натягивают продольную арматуру бортовых элементов, пропускаемую через каналы. Однако данный способ возведения цилиндрических оболочек весьма трудоемок.

Длинные складки. Складки отличаются от цилиндрических оболочек тем, что в них криволинейная направляющая срединной поверхности заменена ломаной прямой (рис. 16.5, *а*, *б*). Если уменьшать длину этих прямых до минимума, то складка превратится в оболочку. Как и оболочки, складчатые конструкции бывают одно- и многоволновыми, а также одно- и многопролетными. Сборные складки состоят из плит, предварительно напряженных бортовых элементов и решетчатых или сплошных диафрагм. По верхним горизонтальным полкам складок могут укладываться сборные плиты плоской крыши, а также размещаться зенитные фонари. Расстояние между осями диафрагм или пролет складчатой конструкции $l_1 = 12...30$ м, длина волны $l_2 \leqslant 12$ м, высота складки $h = (1/10...1/7)\,l_1$. Складки пролетом больше 30 м экономически невыгодны. В продольном направлении складки рассчитывают так же, как и длинные оболочки. Поперечное сечение приводится к тавровой и двутавровой форме при толщине стенки

$$b = 2t/\sin\alpha, \qquad (16.15)$$

где t — толщина стенки складки; α — угол наклона к горизонтали.

В поперечном направлении многоволновые складки

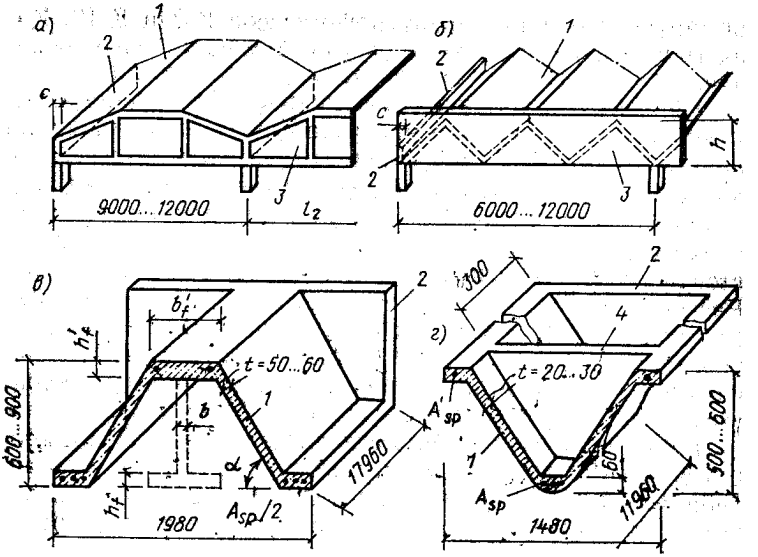


Рис. 16.5. Конструктивные решения покрытий

а — трапециевидные и треугольные складки; *б* — многоволновые складки; *в* — сборный железобетонный элемент складки; *г* — сборный армоцементный элемент складки; *1* — плита; *2* — бортовой элемент; *3* — опорная диафрагма; *4* — промежуточная диафрагма

рассчитывают как многопролетные ломаные балочные плиты. При этом отрицательные моменты в верхнем ребре умножают на поправочный коэффициент $\beta=0{,}7...2{,}5$.

Для покрытия залов общественных зданий целесообразно применять сборные крупноразмерные однопролетные длинные складки, обеспечивающие архитектурную выразительность интерьеров (рис. 16.5, *в*, *г*). Такие складки могут иметь один или два консольных вылета. Пролет железобетонных складок не превышает 24 м, а армоцементных — 18 м. Для обеспечения устойчивости складок на стадиях изготовления, транспортирования и монтажа, а также для восприятия усилий, возникающих в поперечном направлении при действии эксплуатационных нагрузок, кроме опорных диафрагм ставят промежуточные. Расстояние между промежуточными диафрагмами составляет 3...6 м. Сборные складки изготовляют из тяжелого бетона класса не ниже В30. Для армоцементных складок применяют бетон класса не ниже В20. Сборные предварительно напряженные складки

армируют канатной арматурой классов К-7 и К-19. Канаты помещают только в ребрах армоцементных складок.

Поперечное армирование складок, как правило, выполняют неразрезными сетками с перегибом по линии примыкания граней. В стенках армоцементных складок должно располагаться не менее двух тонких тканых или сварных сеток симметрично относительно срединной поверхности. Если арматура является конструктивной, то стенки армируют одной сеткой в средней части сечения. Рассчитывать предварительно напряженные длинные складки рекомендуется по методу совмещения предельных состояний, позволяющего прямым расчетом получать рациональную их высоту и площадь сечения напрягаемой арматуры.

Многоволновые своды-оболочки и своды-складки. Сводами-оболочками называют распорные оболочки двоякой кривизны, в которых пролет l_1 в четыре раза или более превышает их ширину, т. е. длину волны l_2. Если при этом поперечное сечение конструкции представляет собой складку, то их называют сводами-складками (рис. 16.6). Как правило, своды-оболочки и своды-складки бывают многоволновыми пространственными конструкциями. Их прогрессивность обусловливается возможностью применения сборных элементов заводского изготовления, простотой монтажа и небольшим расходом материалов. Стрела подъема свода колеблется в больших пределах и составляет $f_1 = (1/12...1/20)\,l_1$. Высота волны свода $f_2 = (1/12...1/7)\,l_2$ и $f_2 = (1/60...1/40)\,l_1$.

Свод работает под нагрузкой как арка, имеющая в поперечном направлении криволинейный или ломаный профиль. Распор сводов воспринимается затяжками (рис. 16.6, *а, б*), фундаментами (рис. 16.6, *в, г*) или контрфорсами. Шаг затяжек обычно совпадает с шагом волны оболочки или должен быть кратен ему. Распор сводов также может восприниматься затяжками, расположенными ниже уровня пола. Очертание сводов, монтируемых из криволинейных элементов, принимают по дуге окружности. При применении прямолинейных элементов своды будут очерчены как по дуге окружности, так и по квадратной параболе, а также по другим кривым, близким к кривой давления от постоянной нагрузки. Если кривые свода очерчены в продольном и поперечном направлениях по окружности, то такие оболочки назы-

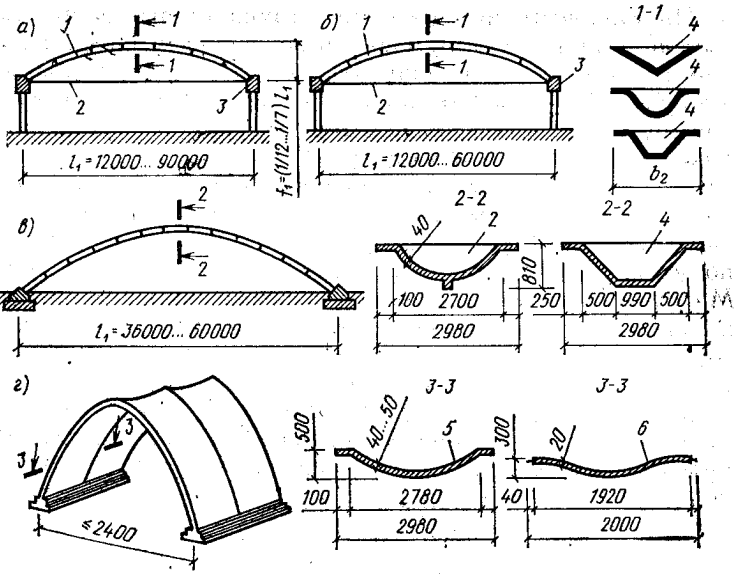


Рис. 16.6. Покрытия из волнистых сводов

а — из сборных криволинейных элементов с затяжками; *б* — из прямолинейных элементов с затяжками; *в* — большепролетные своды без затяжек; *г* — своды, монтируемые из двух элементов; *1* — свод; *2* — затяжка; *3* — опорная балка; *4* — торцевое ребро; *5* — железобетонный элемент; *6* — армоцементный элемент

вают бачарными сводами. Для перекрытия складских зданий пролетом до 24 м каждая волна свода может быть смонтирована из двух элементов, стыкуемых в ключе свода (рис. 16.6, *г*). Между полуарками свода может быть предусмотрена железобетонная рама для крепления зенитных фонарей.

Для зданий пролетом 18, 21 и 24 м со стрелой подъема соответственно 9; 7,2 и 6 м целесообразно использовать армоцементные полуарки заводского изготовления. Армоцементная панель-оболочка из бетона класса В25 размером 3×12,7 м — это ребристая конструкция с гладкой наружной поверхностью. Ее продольные ребра высотой 380 мм, поперечные высотой 120 мм располагают с шагом 1 м. Оболочка армируется одной тканой сеткой, расположенной в срединной поверхности, ребра — плоскими сварными каркасами. По сравнению с железобетонными, армоцементные трехшарнирные своды снижают расход стали и бетона на 15...20 %.

По торцовым краям сборные тонкостенные элементы сводов усиливают армированными ребрами, позволяющими надежно замоноличивать их стыки и обеспечивать устойчивость и прочность сборных элементов при транспортировании и монтаже. При ширине волны $l_2 \leqslant 1{,}5$ м и толщине плиты $t \geqslant 40$ мм криволинейные элементы могут быть изготовлены без торцовых ребер. Крайние тонкостенные элементы свода опирают на фундамент или замыкают на опорной балке. Вместо данной балки можно усилить торцовое ребро крайнего элемента свода. Многоволновые своды рассчитывают как плоские двухшарнирные арки, имеющие криволинейное или складчатое очертание поперечного сечения. Волнистые своды, собираемые из двух полуарок, рассчитывают как трехшарнирные арки. При расчете учитывают увеличение постоянной нагрузки, распределенной по горизонтальной проекции свода. Дополнительная нагрузка, вызываемая уклоном покрытия, составляет

$$q_1 = q\,(1/\cos\varphi - 1), \qquad (16.16)$$

где q — постоянная нагрузка в ключе свода; φ — угол наклона касательной к оси свода к горизонту в рассматриваемом сечении.

Прочность сборных элементов проверяют на внецентренное сжатие. При этом в сводах из прямолинейных элементов учитывают дополнительный изгибающий момент $M_1 = Nl_1$, где l_1 — максимальное расстояние между осями свода и отдельного элемента.

Купольные покрытия. Тонкостенные оболочки вращения применяют для покрытий круглых в плане зданий и сооружений диаметром до 100 м, например цирков, выставочных залов, резервуаров и т. п. Покрытия состоят из двух конструктивных элементов: оболочки и опорного кольца. Если требуется верхнее естественное освещение, то в куполе устраивают второе — фонарное кольцо. По расходу материалов купола более экономичны, чем другие оболочки. Срединная поверхность оболочки вращения описывается уравнениями второго порядка. Форму очертания поверхности диктуют архитектурные и технологические требования. Однако рациональная ее форма получается при стреле подъема купола $f = (1/5 \ldots 1/3)D$. Чаще всего в строительстве применяют сферические оболочки, образованные вращением дуги круга.

Монолитные купола имеют, как правило, гладкую оболочку вращения (рис. 16.7, *а*). Ее толщина $t \geqslant 50$ мм

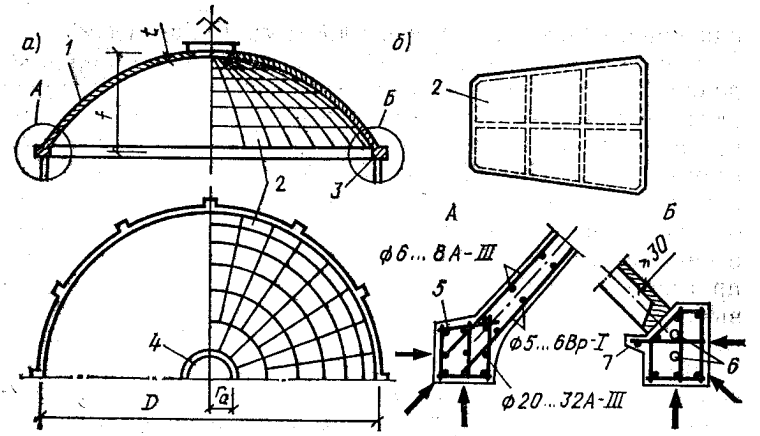


Рис. 16.7. Купольные покрытия

а — конструкция монолитного купола; *б* — конструкция сборного купола; *1* — монолитная оболочка купола; *2* — сборная плита купола; *3* — опорное кольцо; *4* — фонарное кольцо; *5* — рабочая ненапрягаемая арматура; *6* — мощные канаты; *7* — выступ опорного кольца

и не менее $r/600$, где r — радиус кривизны купола. Для оболочки кругового очертания радиус

$$r = (D^2 + 4f^2)/3f. \qquad (16.17)$$

Оболочка утолщается у места ее примыкания к опорному кольцу. Оболочка монолитного купола, за исключением приопорных зон, является сжатой, поэтому ее армируют конструктивно одиночной сеткой. При толщине оболочки $t \geqslant 80$ мм устанавливают двойную сетку. Вблизи опорного кольца оболочку утолщают. Здесь ставят дополнительные сетки с рабочими стержнями в меридиональном и кольцевом направлениях для восприятия растягивающих напряжений. В строительстве применяют в основном купола со сборными оболочками (рис. 16.7, *б*). Разрезка оболочки на сборные элементы может быть радиальной (для небольших куполов) или радиально-кольцевой. В обоих случаях сборные элементы ребристые. Контурные ребра позволяют выполнять надежные сопряжения элементов между собой, а также с опорным и фонарным кольцами. Сборные элементы оболочки имеют трапециевидную форму в плане. При радиальной разрезке оболочки элементы являются криволинейными, а при радиально-кольцевой разрезке —

как криволинейными, так и плоскими (чаще всего).

Опорное кольцо, которое воспринимает распор оболочки, может быть сборным или монолитным. В обоих случаях с целью повышения трещиностойкости и жесткости оболочки кольцо рекомендуют выполнять с напрягаемой арматурой. Интенсивность предварительного обжатия опорного кольца следует подобрать из расчета обеспечения безмоментного состояния оболочки при действии максимальной эксплуатационной нагрузки. Напрягаемая арматура опорного кольца анкеруется на его выступах, расположенных по периметру в четырех, восьми и более местах в зависимости от диаметра кольца.

Висячие покрытия. Пространственные тонкостенные конструкции висячего типа применяют для покрытия стадионов, спортивных залов, рынков и других большепролетных зданий. Эти покрытия состоят из основной конструкции — вантов (гибких тросов), опорного контура прямоугольной, кольцевой, овальной или другой формы в плане и оболочки ограждения, состоящей из сборных железобетонных или армоцементных плит (рис. 16.8). Плиты крепят к вантам с помощью выступов рабочей арматуры или специальных крюков. Висячие покрытия — пологие пространственные конструкции, так как стрела провеса в центре оболочки составляет лишь 4...10 % основного размера здания в плане. Если растягивающие усилия вантов могут быть восприняты наружными оттяжками зданий, рамами зрительных трибун и т. п., то покрытия выполняют с поверхностью одинарной кривизны (рис. 16.8, *а*). В зданиях круглой и овальной формы в плане, как правило, принимают ортогональное расположение вантов. Их растягивающие усилия в данном случае воспринимает жесткий опорный контур (рис. 16.8, *б*, *в*). Следует отметить, что для зданий круглой в плане формы целесообразно радиальное расположение вантов. По сравнению с покрытием, имеющим ортогональную систему вантов, радиальное расположение вантов позволяет снижать расход стали и бетона примерно на 30 %.

Монтаж висячих покрытий несложен. К другим преимуществам таких покрытий относят возможность полного использования несущей способности вантов, независимость плит покрытия от пролета оболочки. Поэтому висячие покрытия эффективны, а при пролетах более 100 м они экономичнее любых других пространственных

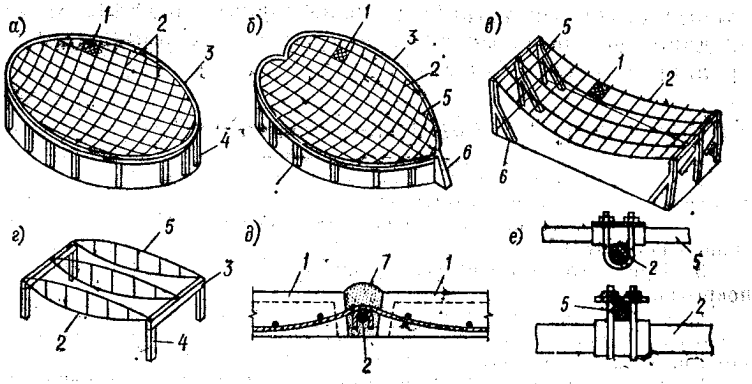


Рис. 16.8. Конструктивные решения висячих покрытий

а — зданий круглой формы; *б* — овальной формы; *в* — прямоугольной формы; *г* — покрытие с двойной системой вантов; *д* — детали крепления плит к вантам; *е* — сопряжения вантов; *1* — сборная плита; *2* — провисающий ант; *3* — опорный контур; *4* — колонна; *5* — стабилизирующий ант; *6* — рама; *7* — бетон замоноличивания

покрытий. Однако таким покрытиям присуща большая деформативность. Чтобы обеспечить стабильность геометрической формы висячих покрытий, ванты подвергают предварительному натяжению следующими способами: их натягивают до замоноличивания швов сборных плит с помощью подвесной монтажной пригрузки, которая снимается после замоноличивания швов бетоном или раствором и приобретения им передаточной прочности, а бетон оболочки обжимается; ванты размещают в каналах и натягивают домкратами после возведения оболочки; швы плит покрытия замоноличивают бетоном на напрягающем цементе, при гидратации которого оболочка подвергается предварительному обжатию; применяют двухпоясную систему вант (рис. 16.8, *г*), в которой нижние ванты — несущие, а верхние — напрягающие.

Ванты небольших покрытий изготовляют из стержневой горячекатаной арматуры классов А-IIIв, А-IV и А-V. Большепролетные покрытия армируют стальными канатами и специальными пучками из высокопрочной проволоки. Опорный контур покрытия выполняют из сборного или сборно-монолитного бетона класса не ниже В30. Для повышения его устойчивости сборные элементы имеют корытообразное поперечное сечение. Ванты закрепляют в опорном контуре с помощью специ-

альных анкерных устройств, позволяющих регулировать их длину во время монтажа покрытия и создания в нем предварительных напряжений.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. В чем заключается принципиальное отличие работы оболочек от плоских конструкций покрытий?
2. Каковы достоинства и недостатки тонкостенных пространственных покрытий?
3. Приведите классификацию тонкостенных пространственных покрытий.
4. Сформулируйте предпосылки технической теории пологих оболочек, запишите разрешающую систему основных уравнений и объясните физический смысл входящих в нее величин.
5. Каковы условия безмоментного напряженного состояния в оболочках? Приведите систему разрешающих уравнений, укажите возможные методы ее решения.
6. Назовите конструкции и приведите основные принципы расчета оболочек положительной гауссовой кривизны, куполов, гипаров, длинных и коротких цилиндрических оболочек, висячих покрытий.

Глава 17. Специальные сооружения

§ 17.1. БУНКЕРА И СИЛОСЫ

Бункеры и силосы представляют собой саморазгружающиеся хранилища, предназначенные для хранения сухих сыпучих материалов (цемента, песка, щебня, зерна и т. д.). Отличаются силосы от бункеров большей высотой при относительно малой площади. Бункеры предназначены в основном для кратковременного хранения материалов, они имеют небольшую высоту, а следовательно, и меньший объем, чем силосы (высота бункеров составляет обычно 9...12 м, силосов 30...40 м). Сыпучие материалы загружают сверху механическим или пневматическим способом, разгружают снизу через отверстия, устраиваемые в днищах, самотеком или с помощью механических или пневматических устройств. В бункерах линия обрушения призмы сыпучего материала, как правило, не пересекает противоположную стенку, т. е. $H < 1{,}5D_{min}$, в силосах пересекает — $H \geqslant 1{,}5D_{min}$ (рис. 17.1, *а*).

Форма и размеры бункеров и силосов, а также их конструкция определяются многими факторами, общей

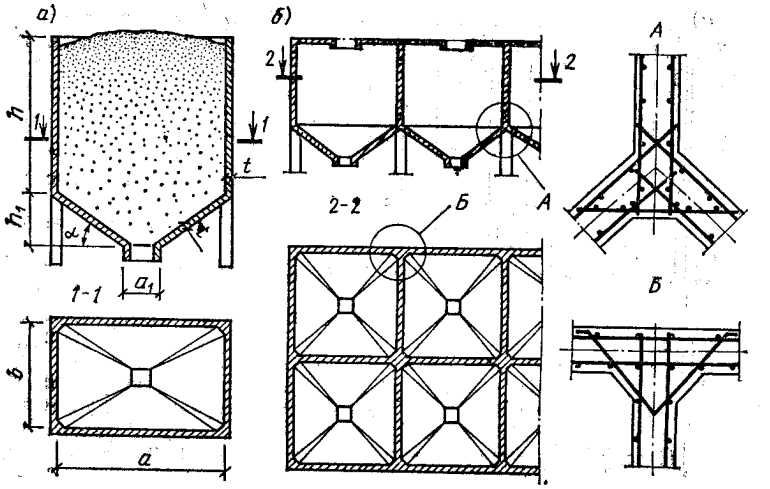


Рис. 17.1. Схемы бункеров
а — отдельно стоящий бункер; *б* — многоячейковые бункера

компоновкой сооружения, объемом материала, подлежащего хранению, методами загрузки и выгрузки, физическими свойствами хранимых материалов (влажностью, крупностью, плотностью, углом естественного откоса), сопротивлением грунта основания, технико-экономическими требованиями и т. д. Бункеры чаще всего имеют квадратное или прямоугольное очертание в плане (рис. 17.1, *а*), они могут располагаться вплотную друг к другу, образуя многоячейковую систему (рис. 17.1, *б*). Иногда возводят бункеры в форме вытянутого прямоугольника, имеющие вертикальные торцовые и промежуточные стенки и наклонные днища, такие бункеры называют лотковыми. Для защиты стенок от истирания их покрывают стальными листами или чугунными плитками. Бункеры обычно опираются на колонны, устанавливаемые в углах ячейки, размеры которых составляют обычно 6...8 м. По способу возведения бункеры и силосы могут быть монолитными, сборно-монолитными и сборными.

Силосы строятся круглыми или квадратными в плане. В последнее время стали применять шестиугольные и восьмиугольные силосы. Диаметры круглых силосных банок составляют 6...24 м. Силосы диаметром 6 м в основном используют для хранения зерна, бóльших диаметров — для хранения других материалов. Толщина сте-

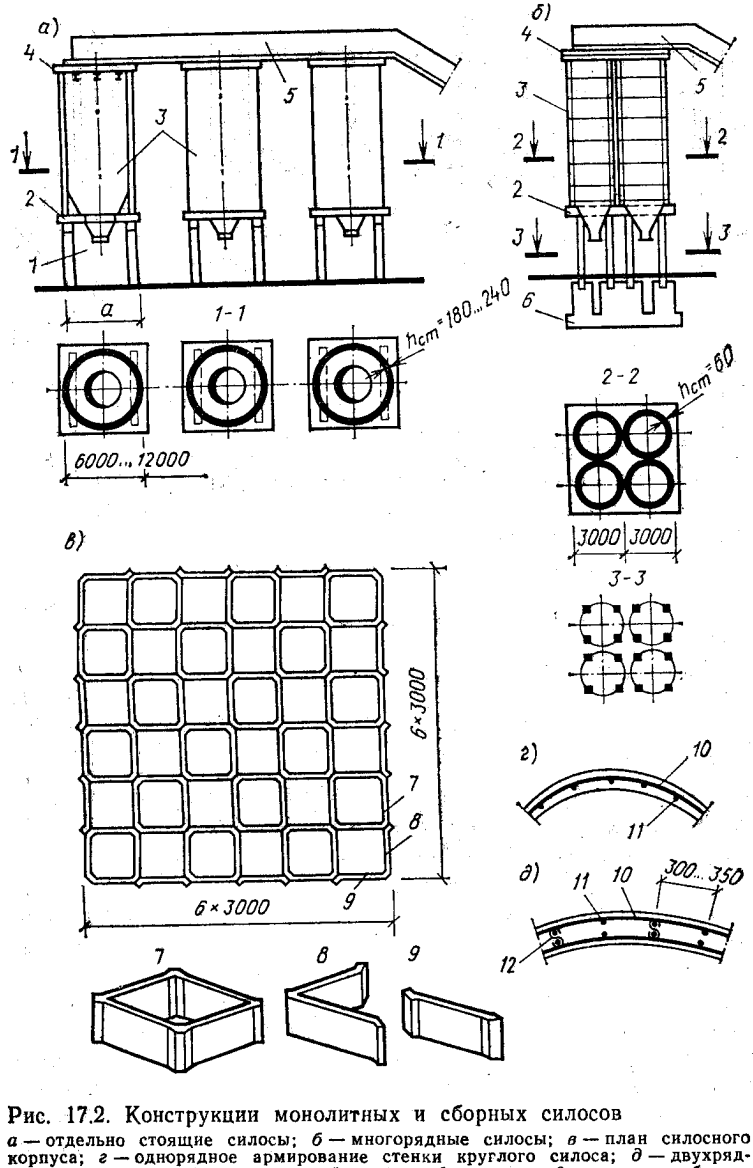


Рис. 17.2. Конструкции монолитных и сборных силосов

а — отдельно стоящие силосы; *б* — многорядные силосы; *в* — план силосного корпуса; *г* — однорядное армирование стенки круглого силоса; *д* — двухрядное армирование; *1* — подсилосный этаж; *2* — днище; *3* — силосные банки; *4* — перекрытие; *5* — надсилосная галерея; *6* — фундаментная плита; *7...9* — сборные элементы призматических силосов; *10* — кольцевая рабочая арматура; *11* — вертикальная арматура; *12* — шпильки

нок бункеров и силосов составляет обычно 150...240 мм в зависимости от размеров ячейки или диаметра силоса. Круглые силосные банки часто возводятся в монолитном варианте в скользящей опалубке, реже применяют сборный вариант из отдельных элементов (рис. 17.2). Расположение силосов бывает рядовым и многорядным.

Армируют стены бункеров и силосов с помощью двойной арматуры, одиночное армирование допускается только в многорядных корпусах в верхней зоне наружных стен. В круглых силосах в некоторых случаях используется предварительное напряжение арматуры. В сборных круглых силосах установка сегментов производится с зазором, который заполняется тяжелым бетоном, после его твердения осуществляется круговое натяжение арматуры на бетон, затем арматуру защищают бетонным покрытием, наносимым методом торкретирования.

Самое большое распространение в практике строительства получили сборные корпуса с силосами квадратного сечения 3×3 м серии СКС-3, схема которого показана на рис. 17.2, *в*, здесь же приведены отдельные элементы конструкции силосного корпуса. К достоинствам сборного конструктивного решения силоса относятся высокая технологичность и малая трудоемкость при возведении, крупным недостатком является трудность выполнения качественной герметизации стыков. Расчет бункеров и силосов выполняется на вертикальное и горизонтальное давление сыпучего материала. Расчетное вертикальное давление в любой точке бункера определяют без учета трения материала о стенки из-за небольшой высоты бункера как:

$$p_{\text{в}} = \gamma_f k_{\text{дин}} \rho h, \qquad (17.1)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; $k_{\text{дин}}$ — коэффициент динамичности; ρ — плотность загружаемого материала; h — высота слоя сыпучего материала.

Расчетное горизонтальное давление на вертикальную стенку бункера находят по следующей формуле:

$$p_{\text{г}} = \gamma_f k_{\text{дин}} k \gamma \rho h, \qquad (17.2)$$

здесь $k = \operatorname{tg}(45° - \varphi/2)$ — коэффициент бокового давления; φ — угол внутреннего трения сыпучего материала.

При расчетах к давлениям от веса сыпучего материала следует добавлять и собственный вес материалов бункера или силоса.

Вертикальные стенки многоячейковых бункеров же-

стко связаны между собой, поэтому метод их расчета зависит от соотношения h/a (где h — высота вертикальной стенки, a — поперечный размер ячейки бункера). При $h/a \geqslant 2$ стенки рассматриваются как замкнутые рамы, воспринимающие давление от сыпучего материала, при $0{,}5 \leqslant h/a < 2$ — как плиты, опертые по контуру; при $h/a < 0{,}5$ — как балочные плиты пролетом h. Расчетные усилия определяют с учетом наиболее невыгодного сочетания внешних нагрузок. Для вычисления максимальных пролетных моментов ячейки бункеров и силосов загружают в шахматном порядке, а максимальные опорные моменты (в зонах сопряжения стенок) определяют при загружении ячеек рядами. Для облегчения расчетов следует пользоваться специальными таблицами.

В силосах в отличие от бункеров вследствие трения сыпучего материала о стены вертикальное и горизонтальное давление будет возрастать пропорционально высоте, но оно будет меньше, чем в бункерах. Нормативное давление в силосах определяют по формулам Янсена — Кенена:

$$p_n^{\text{г}} = (ar\rho/f)\left(1 - e^{-fk/\rho y}\right); \tag{17.3}$$

$$p_n^{\text{в}} = \left(ar\rho/f_k\right)\left(1 - e^{-fk/\rho y}\right), \tag{17.4}$$

где a — поправочный коэффициент, принимаемый по данным норм; ρ — плотность сыпучего материала; $r = A/U$ — гидравлический радиус поперечного сечения силоса; (A — площадь сечения силоса, U — периметр силоса); f — коэффициент трения; $k = \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2)$; φ — угол естественного откоса сыпучего материала; y — вертикальная координата точки, где вычисляется давление.

Как видно из этих формул, при $y \to \infty$ давления стремятся к некоторому максимуму, к значению, равному первому сомножителю в формулах (17.3) и (17.4).

Стены круглых силосов рассчитывают на горизонтальное растягивающее усилие от давления засыпки и вертикальное сжимающее усилие от ее массы. Горизонтальное усилие находят в расчетном сечении силоса высотой 2...4 м и полностью передают его на горизонтальную арматуру. Горизонтальное растягивающее усилие на единицу высоты стены находят из выражения

$$N = \gamma_f p_n^{\text{г}} r, \tag{17.5}$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; r — радиус силоса.

Требуемое количество кольцевой арматуры на 1 м вы-

соты стенки в расчетном сечении определяют по формуле

$$A_s = N/\gamma_c R_s = \gamma_f p_n^{\Gamma} r/\gamma_c R_s, \qquad (17.6)$$

где γ_c — коэффициент условий работы конструкции силоса; R_s — расчетное сопротивление арматуры

Требуемое количество вертикальной арматуры находят из расчета единицы длины стенки силоса на совместное действие вертикального сжимающего усилия от массы засыпки и собственного веса силоса. Наклонные стенки бункеров и силосов и разгрузочные воронки рассчитывают на давление от массы сыпучего материала на основании давления, вычисляемого для вертикальных стенок с учетом угла наклона α плоскости стенки к горизонту.

Расчетное давление на наклонную стенку бункера определяют по формуле

$$p = \gamma_f k_{\text{дин}} m\gamma h, \qquad (17.7)$$

где $m = \cos^2\alpha + k\sin^2\alpha$ — определяется по табличным данным в зависимости от α.

Расчетное давление на наклонную стенку силоса находят по формуле

$$p = \gamma_f \left(p_n^{\Gamma} \sin^2\alpha + p_n^{\text{в}} \cos^2\alpha\right). \qquad (17.8)$$

При расчетах наклонных стенок силосов и бункеров следует обязательно учитывать массу стенок.

§ 17.2. СООРУЖЕНИЯ БАШЕННОГО ТИПА

К сооружениям башенного типа относятся радиотелевизионные и водонапорные башни, дымовые трубы тепловых электростанций и котельных, опоры линий электропередачи и т. д. Главный конструктивный элемент сооружений — железобетонный ствол. В большинстве случаев он представляет собой оболочку вращения цилиндрической, конической или ребристой конфигурации. Его бетонируют в переставной или скользящей опалубке, а также монтируют из сборных элементов кольцевого сечения. На стволе крепят светофоры и молниеотвод. Если лестницы внутри ствола нет, то башня сооружается с наружной лестницей. Высотные башенные сооружения армируют напрягаемой канатной арматурой. Канаты помещают в каналах, которые после натяжения арматуры

нируют специальным раствором под давлением. Если арматуру требуется подвергать дополнительному натяжению уже на стадии эксплуатации, то канаты покрывают защитным слоем и оставляют открытыми в специальных пазах ствола. Через каждые 3...8 м канаты присоединяют к стене специальными устройствами, обеспечивающими совместную работу канатов с конструкцией ствола.

Особенности расчета ствола. Расчетная схема ствола сооружений башенного типа представляет собой стержень постоянного или переменного по высоте поперечного сечения. Под действием скоростного напора ветра гибкий ствол подвергается колебанию. Поэтому в период свободных колебаний сооружения ветровую нагрузку следует определять с учетом динамического воздействия пульсации скоростного напора, вызываемой порывами ветра. Кроме того, для стволов с уклоном наружной поверхности не более 1,2 % делают поверочный расчет на резонанс. Ствол сооружений башенного типа рассчитывают по так называемой деформируемой схеме. Так как под влиянием ветровой нагрузки и других воздействий ствол прогибается и фундамент поворачивается, то в сечениях ствола возникают дополнительные изгибающие моменты от вертикальных нагрузок. Под воздействием солнечных лучей сторона ствола, обращенная к солнцу, нагревается больше, чем противоположная теневая сторона. Поэтому ствол дополнительно прогибается в теневую сторону.

Радиотелевизионные башни. Такие башни представляют собой железобетонный ствол кольцевого сечения с внешней платформой и металлической антенной. Внутри ствола находятся быстроходные лифты, лестницы и разные коммуникации. Внешняя платформа башни представляет собой кольцевую плиту или пологую коническую оболочку вращения, жестко защемленную внутренним контуром в стволе. На платформе создают обустройку, в которой помещают технические службы и др. Поэтому радиотелевизионная башня представляет собой комплексное высотное сооружение. Внутри ствола в местах изменения его формы и толщины стены, а также в зонах крепления внешней платформы устраивают диафрагмы жесткости. По высоте ствола их располагают через 30...50 м. Для эффективного снижения температурных напряжений, образующихся в зоне ствола у фунда-

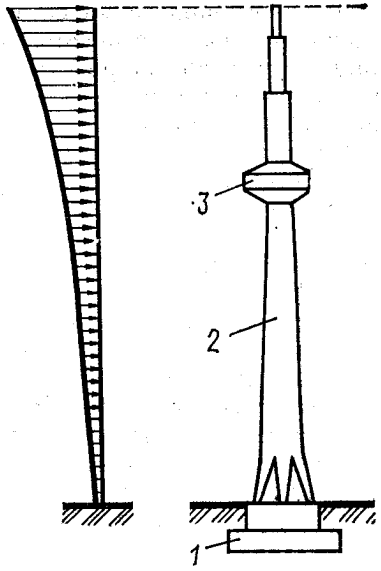


Рис. 17.3. К расчету башенных сооружений

1 — фундамент; *2* — ствол; *3* — обустройка

мента сооружения, внизу ствол заменяют гибкими ногами (рис. 17.3).

Дымовые трубы. Трубы применяют для отвода газов от котельных и промышленных агрегатов. Их возводят из тяжелого обычного или тяжелого и легкого жаростойкого бетона. Дымовые трубы небольшой высоты бывают также кирпичными. Все дымовые трубы оборудуют наружной лестницей и светофорными площадками. Высоту и внутренний диаметр трубы вверху назначают исходя из теплотехнических расчетов. Высота трубы колеблется от 20 до 500 м. Обычно бетон и кирпичную кладку стен внутри трубы покрывают футеровкой из шамотного или глиняного кирпича, а также из мелких жаростойких бетонных блоков. Между футеровкой и стволом оставляют зазор толщиной 30...50 мм, который может заполняться теплоизоляционным материалом из расчета, что температура на внутренней поверхности бетона не превысит 200 °С. На внутренней поверхности трубы из жаростойкого бетона температура может достигать 700 °С. Для предотвращения коррозии футеровки и бетона ствола по его внутренней поверхности устраивают антикоррозионное покрытие.

Ствол сборных железобетонных труб высотой до 60 м имеет цилиндрическую форму. Его монтируют из отдельных жаростойких железобетонных царг высотой до 3...4 м, соединенных напрягаемой или ненапрягаемой арматурой (рис. 17.4, *а*). Царги диаметром до 3...3,5 м изготовляют на заводах из бетона класса не ниже В25. Царги диаметром до 5...6 м изготовляют на строительной площадке. Толщину стенки царг определяют с учетом конструкций стыка продольной арматуры. Во всех случаях она составляет не менее 150 мм. Монтируют ствол трубы двумя способами: в вертикальном и горизонтальном положениях. Если ствол собирают в вертикальном (проектном) положении, то царги соединяют болтами и обжимают напрягаемой стержневой арматурой класса А-IV, помещенной в каналах царг. Арматура натягивается на бетон с помощью нарезных муфт, расположенных по высоте ствола. В горизонтальном положении собирают трубы высотой до 40 м. Царги соединяют напрягаемой канатной арматурой, укладываемой в каналах на всю высоту ствола. Подъем ствола и его установку в рабочее положение выполняют с помощью двух мачт или самоходного стрелового крана.

Ствол монолитных железобетонных труб имеет цилиндрическую или коническую форму при минимальном диаметре выходного отверстия 3,6 м. Цилиндрические трубы возводят в скользящей, а конические — в переставной инвентарной опалубке, позволяющей изменять толщину стенки и диаметр трубы. Минимальная толщина ее $t_2=r_2-r_1$ вверху монолитного ствола зависит от его внутреннего диаметра $D_1\leqslant 5$ м, 5 м$<D_1\leqslant 7$ м и $D_1>7$ м. Ее величина составляет соответственно не менее 160; 180 и 200 мм. Минимальный класс обычного и жаростойкого бетона — В15. Напрягаемую арматуру класса А-VI и канаты стыкуют по высоте трубы внахлестку без сварки. Расчет дымовых труб выполняют на действие ветровой нагрузки, веса трубы и температурного перепада, возникающего вследствие разности температур на внутренней и наружной поверхности бетона ствола. Расчет по прочности и трещиностойкости ствола проводят для вертикальных и горизонтальных сечений, расположенных не реже чем через 40 м по высоте трубы. При этом учитывают три температурных режима: кратковременный нагрев в зимний период; длительное действие повышенных технологических температур в летний период и последу-

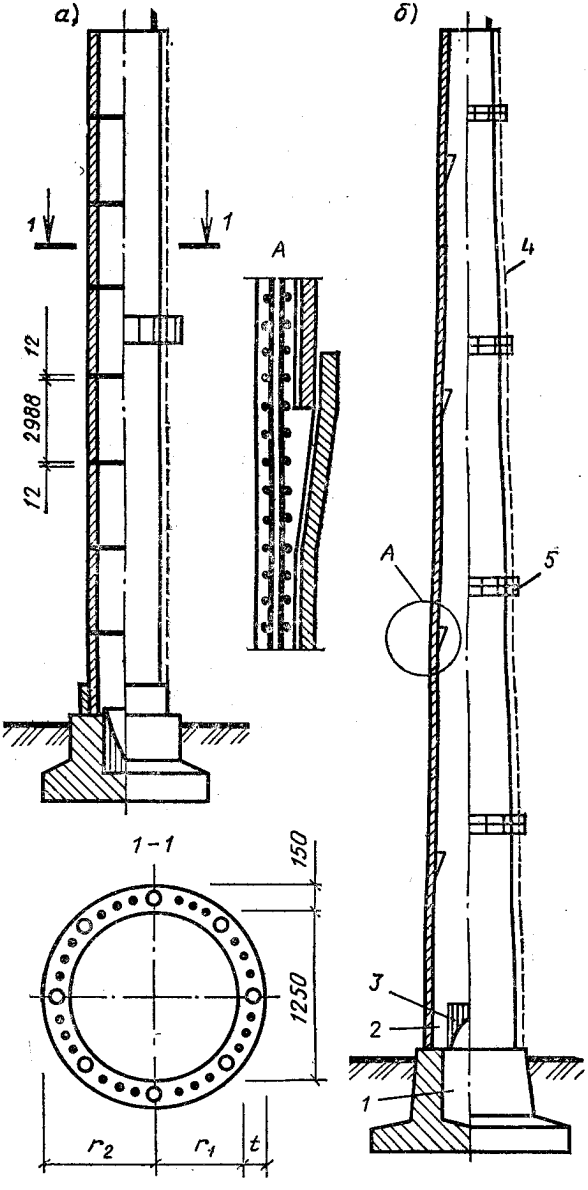


Рис. 17.4. Конструкции дымовых труб

а — сборная предварительно напряженная железобетонная; *б* — монолитная железобетонная; *1* — фундамент; *2* — ствол; *3* — отверстие для борова; *4* — металлическая лестница; *5* — светофорная площадка

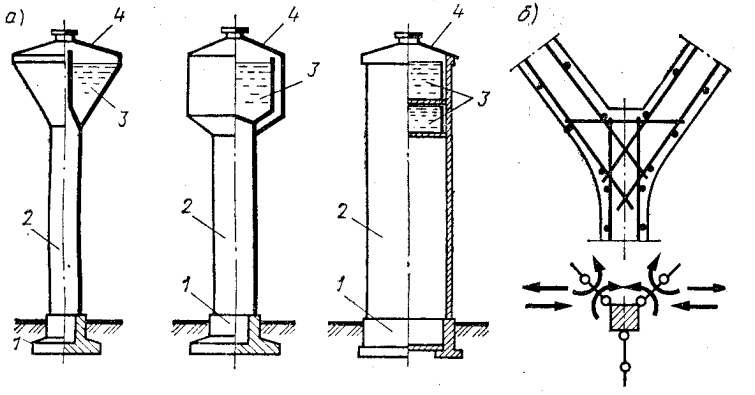


Рис. 17.5. Водонапорные башни
а — типы водонапорных башен; *б* — контурные усилия в узле; *1* — фундамент; *2* — ствол; *3* — резервуар; *4* — покрытие

ющее действие зимней температуры; остывание до нормальной температуры после длительного нагрева бетона.

Толщину стенки ствола и площадь сечения вертикальной арматуры определяют из расчета горизонтальных кольцевых сечений, а площадь сечения кольцевой арматуры — из расчета вертикальных сечений стенки ствола. Температурный перепад вызывает изгиб стенки при нормальных напряжениях в вертикальных сечениях ствола. При этом сжатая зона бетона находится с внутренней, а растянутая — с наружной стороны стенки, поэтому кольцевую арматуру помещают как можно ближе к наружной стороне ствола. Так как с утолщением стенки ствола возрастают усилия от температурного перепада, то несущую способность трубы целесообразно повышать, увеличивая диаметр трубы. В данном случае уменьшается гибкость ствола и снижается расход арматурной стали и бетона.

Водонапорные башни. Назначение водонапорных башен — регулировать напор воды в водопроводной системе при отсутствии или бездействии насосных станций, а также обеспечивать водопотребление, предохранять систему от гидравлических ударов и т. п. Современные башни состоят из железобетонного фундамента и ствола, а также железобетонного или металлического резервуара (рис. 17.5). Основными параметрами водонапорных башен являются: объем резервуара (50, 100, 200, 300,

500, 800, 1200, 1500 и 2000 м^3) и амплитуда проектного положения его дна (12, 18, 24, 30, 36 и 42 м). Чтобы обеспечить требуемую температуру воды, стены резервуара снаружи покрывают теплоизоляционным материалом либо открытый резервуар помещают внутри специального строения — шатра. При быстром водообмене температура воды в резервуаре мало понижается даже при низких температурах внешней среды и мало повышается в условиях жаркого климата, поэтому часто возводят железобетонные резервуары без применения тепловой изоляции и тем более шатрового ограждения.

Водонапорные башни могут иметь как один, так и несколько резервуаров в том случае, если требуется снабжение водой различного качества по чистоте и температуре. По конструктивному решению резервуар представляет собой монолитную оболочку вращения цилиндрической, конической или более сложной формы. В конструкцию резервуара входит также его опорное кольцо. Для повышения трещиностойкости резервуаров опорные кольца подвергают предварительному обжатию с натяжением канатной арматуры на бетон. Покрытие резервуара выполняют из сборных элементов. Стенки резервуаров толщиной 120...150 мм возводят из гидротехнического бетона класса не ниже В20. Резервуары бетонируют в проектном положении или чаще всего внизу ствола с последующим подъемом с помощью системы домкратов.

Ствол водонапорных башен имеет форму цилиндрической или конической оболочки вращения с толщиной стенок 120...150 мм. Монолитный ствол возводят из бетона класса не ниже В15, армируют продольными стержнями классов А-III и А-II диаметром не менее 12 м и кольцевой арматурой класса А-I диаметром не менее 8 мм с шагом соответственно 200 и 250 мм. Сборный ствол монтируют из царг высотой 2...3 м, изготовленных из бетона класса не ниже В20. Царги армируют конструктивной арматурой класса А-III. Ствол башен собирают в вертикальном или горизонтальном положении с последующим натяжением арматуры на бетон. При расчете и конструировании элементов водонапорной башни учитывают следующие сочетания нагрузок: все постоянные нагрузки, ветровая и снеговая нагрузки и давление жидкости, представляющие собой основное сочетание нагрузок при проверке несущей способности

резервуара и ствола; все постоянные нагрузки и ветровая нагрузка при опорожненном резервуаре — при проверке устойчивости башни против опрокидывания; все постоянные и временные вертикальные нагрузки при проверке несущей способности сжатого ствола. Статический расчет железобетонного резервуара и ствола сопряжен с большим объемом вычислений и поэтому его выполняют на ЭВМ. При этом учитывают неупругие деформации бетона.

§ 17.3. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Подпорные стены служат для предотвращения сдвигов грунта, возможных при проведении гидромелиоративных и землеустроительных работ в случаях, когда не представляется возможности устраивать естественный откос. Подпорные стены сооружают из каменной кладки, бетона и железобетона. Наиболее индустриальны железобетонные подпорные стены, формы и размеры которых должны обеспечивать прочность, расчетные напряжения в грунтах основания, а также исключать возможность опрокидывания и сдвига. Железобетонные подпорные стены применяют в монолитном, сборно-монолитном или сборном вариантах, последний тип экономически более целесообразен. Сборные железобетонные подпорные стены подразделяются на уголковые, с контрфорсами (рис. 17.6) и анкерные. Уголковые стены используются при высоте стены до 4,5 м, при высоте до 10 м применяются стены с контрфорсами и анкерные. Монтируются уголковые стены из отдельных блоков размерами 2...3 м. Номинальная длина плит 3 м, ширина подошвы плиты может быть в пределах 2,2...3,7 м.

В подпорных стенах с контрфорсами и анкерных ограждение создается с помощью сборных стеновых плит, которые закладываются в пазы контрфорсов и рам. Контрфорсы устанавливаются с шагом 2...3 м, они могут быть сборными и состоять из 2—3 частей. Рамы анкерных стен размещаются с шагом 4...5 м с опиранием на отдельные фундаменты. Известны и другие конструкции подпорных стен, в частности: с обратным уклоном подошвы для повышения сопротивления сдвигу и с разгрузочными площадками, устраиваемыми на промежуточных уровнях по высоте стены с ее задней стороны.

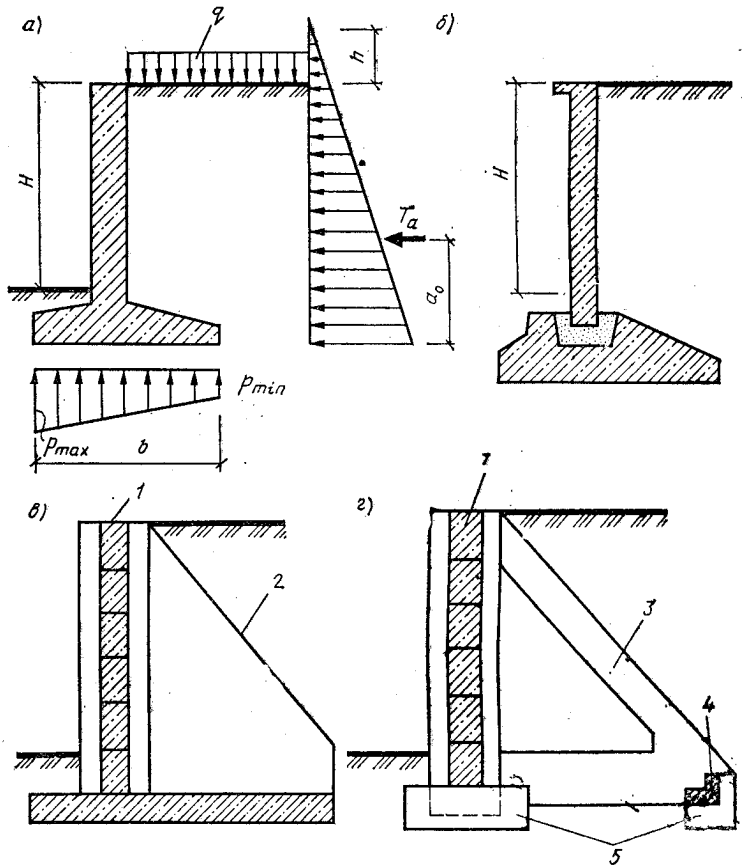


Рис. 17.6. Подпорные стены

а — уголковая; *б* — то же, двухэлементная; *в* — то же, с контрфорсами; *г* — то же, анкерная контрфорсная; *1* — сборные стеновые плиты; *2* — сборный контрфорс; *3* — рама; *4* — анкерная балка; *5* — опоры рамы

Расчет подпорных стен производится на горизонтальное давление, определяемое графическим методом или аналитически по формуле

$$T_a = (1/2)\,\rho H\,(H + 2h)\,\mathrm{tg}^2\,(45^\circ - \varphi/2), \qquad (17.9)$$

где ρ — плотность грунта; H — высота подпорной стенки; $h = q/\rho$ — высота приведенного слоя грунта, которым заменяется нагрузка q; φ — угол внутреннего трения грунта.

Размер опорной плиты подбирают по правилам рас-

чета внецентренно нагруженных фундаментов, так, что бы краевые давления на грунт $p_{\max}$ и $p_{\min}$ не превышали предельно допустимых значений (подробно об этом сказано ниже в разделе, посвященном изучению оснований и фундаментов).

Устойчивость стены против сдвига проверяют по условию

$$\Sigma G f / T_a \geqslant 1{,}2, \qquad (17.10)$$

где ΣG — вертикальная нагрузка от массы стены и грунта; f — коэффициент трения материала стены по грунту.

Устойчивость от опрокидывания проверяют по формуле

$$M_A^{\text{уд}} / M_A^{\text{оп}} \geqslant 1{,}5, \qquad (17.11)$$

где $M_A^{\text{уд}}$ — удерживающий момент от вертикальных нагрузок относительно точки A; $M_A^{\text{оп}}$ — опрокидывающий момент от давления грунта относительно этой же точки.

Вертикальную плиту уголковой подпорной стены рассчитывают на изгиб как консольную балку, защемленную в фундаментной плите. Размер поперечного сечения и площадь арматуры подбирают по изгибающему моменту и поперечной силе, полученным в результате расчета на 1 м длины плиты. Вертикальная плита стены с контрфорсами и анкерами — делится на горизонтальные полоски высотой 1 м с пролетом, равным расстоянию между ребрами. Рассчитывают ее как неразрезную балку на соответствующее горизонтальное давление грунта. Опорные фундаментные плиты рассчитывают на изгиб от нагрузки, равной давлению грунта по подошве (более подробно об этом сказано ниже в разделе, посвященном изучению оснований и фундаментов).

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите области применения бункеров и силосов.
2. В чем заключается разница между бункерами и силосами?
3. Назовите основные типы бункеров и силосов, укажите размеры последних.
4. Назовите виды сооружений башенного типа.
5. Перечислите конструктивные особенности башенных сооружений.
6. Какие конструктивные особенности телевизионных башен, дымовых труб, водонапорных башен вы знаете?
7. Для чего возводят подпорные стены?
8. Перечислите основные типы подпорных стен, применяемых в строительстве.
9. Как определяется давление на подпорные стены?
10. Как выполняется расчет подпорных стен?

Раздел III. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 18. Общие сведения. Материалы для каменных и армокаменных конструкций

§ 18.1. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Конструкции из камня и армированной каменной кладки используются при возведении фундаментов, стен, колонн, дымовых труб, подпорных стен, водонапорных башен, силосных ям и других элементов зданий и сооружений. К преимуществам каменных конструкций относятся: простота изготовления, возможность применения имеющихся местных материалов, долговечность, огнестойкость, относительно высокая прочность, влагостойкость, морозостойкость и химическая стойкость. К недостаткам — значительные трудовые затраты на возведение, большая масса и высокая теплопроводность.

Дальнейшее развитие каменных конструкций пойдет по пути освоения и внедрения новых более эффективных материалов и крупноразмерных конструкций из кирпича, крупных блоков и панелей заводского изготовления, из легких и ячеистых бетонов, что позволит существенно повысить уровень механизации кладочных работ и добиться сокращения сроков строительства. Совершенствование теоретических методов расчета прочности, устойчивости и деформативности даст возможность проектировать эффективные конструкции из каменных материалов, имеющих сравнительно малую массу, позволяющих использовать индустриальные методы строительства и местную сырьевую базу.

§ 18.2. ВИДЫ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ИХ ВОЗВЕДЕНИЯ

Каменная кладка представляет собой неоднородное тело, состоящее из камней, вертикальных и горизонтальных швов, заполненных раствором. Эта неоднородность в основном и определяет особенности ее физико-механических свойств.

По конструктивному решению каменную кладку раз-

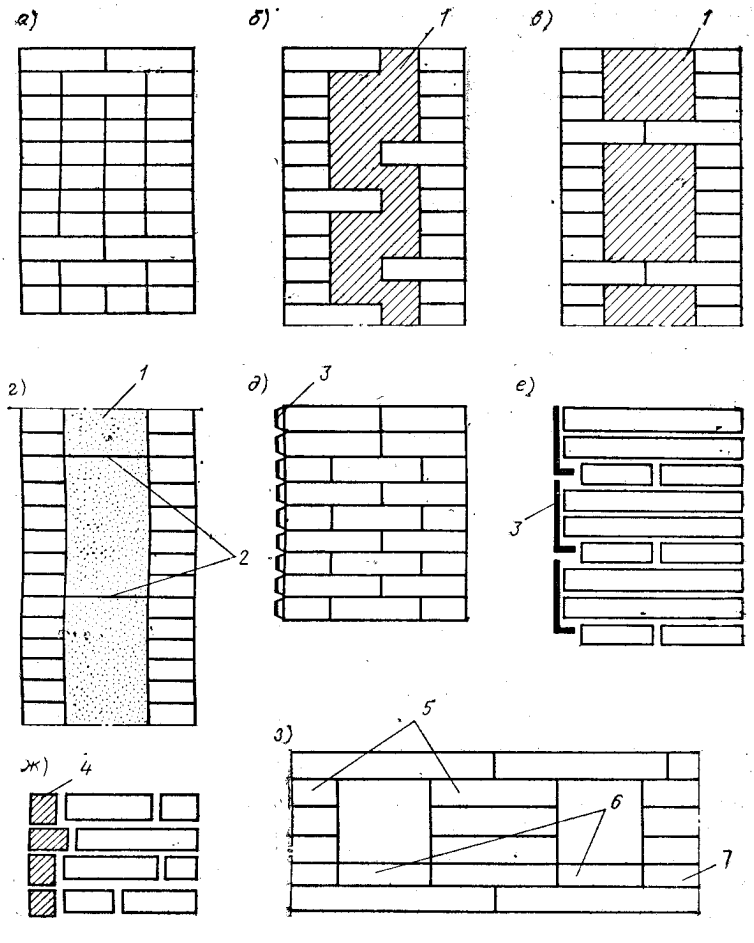


Рис. 18.1. Конструкции стен

1 — утеплитель; *2* — металлические связи; *3* — керамические плиты; *4* — лицевые керамические камни; *5* — простеночные блоки; *6* — подоконные блоки; *7* — перемычечные блоки

деляют на: сплошную — из кирпича или камней правильной формы (рис. 18.1, *а*); облегченную, состоящую из несущих кирпичных слоев и утеплителя, располагаемого внутри (рис. 18.1, *б*, *в*, *г*) с облицовкой керамическими плитками, кирпичом или камнями (рис. 18.1, *д*, *е*, *ж*), из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона или

виброкирпичных блоков или панелей (рис. 18.1, *з*). Конструкции из сплошной кладки, как правило, получаются достаточно массивными (особенно в северных районах) из-за большой теплопроводности. Поэтому для повышения экономической эффективности рекомендуется применять кладки из облегченного пустотелого (пористого, дырчатого, пористо-дырчатого) кирпича и из пустотелых бетонных камней. Такая кладка рекомендуется при строительстве малоэтажных зданий и в верхних этажах многоэтажных зданий, поскольку в этих случаях нагрузки невелики и позволяют использовать облегченный кирпич, так как его прочность невелика по сравнению со сплошным. Стены из крупных блоков и панелей в наибольшей степени соответствуют требованиям индустриализации строительства, так как они дешевле и менее трудоемки при возведении. В зданиях с внутренними поперечными несущими каменными стенами и легкими несущими или самонесущими наружными стенами толщина последних в основном определяется требованиями тепло- и звукоизоляции. В этом случае следует применять конструкции из облегченной кирпичной кладки.

Каменные материалы различают по следующим признакам: по происхождению — природные, добываемые в карьерах из горных пород (известняков, доломитов, песчаников, гранита, туфа и др.), и искусственные, изготавливаемые на заводах строительных материалов, по величине — блоки (камни) крупные высотой более 50 см, мелкоштучные — высотой 10...20 см и кирпич высотой до 10 см. Прочность каменных материалов характеризуется их марками, которые определяются по пределу прочности в Па при сжатии образцов установленной формы (обычно кубик с определенной длиной ребра). Для кирпича марка устанавливается в зависимости от предела прочности при сжатии и изгибе. По прочности каменные материалы бывают: высокопрочные (марка 250...1000), средней прочности (75...200) и малой прочности (4...50).

Долговечность конструкций из каменных материалов зависит от стойкости против атмосферных воздействий и определяется испытаниями на морозостойкость (Мрз). Необходимая морозостойкость измеряется числом циклов замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии, которое выдерживает испытываемый материал. Установлены следующие марки по морозостойкости: Мрз 10, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200 и 300. Требования, предъ-

являемые к конструкциям по морозостойкости, зависят от региона строительства, условий эксплуатации и надежности здания. При эксплуатации здания в условиях повышенной влажности требования по морозостойкости повышаются на одну-две ступени. При устройстве фундаментов и подземных частей зданий из камней или блоков тяжелого бетона независимо от расположения уровня подземных вод марку по морозостойкости принимают 150, 200 и 300 соответственно при I, II и III классах ответственности зданий. Для южных районов страны допускается снижать норму морозостойкости на одну ступень.

Искусственные камни, применяемые для каменных конструкций, производятся на заводах строительных материалов в виде кирпича: керамического обыкновенного (обожженного) пластического или полусухого прессования, силикатного, шлакового, глиняного пустотелого пластического и полусухого прессования (дырчатый и пористо-дырчатый). Плотность сплошного кирпича 1700...2000 кг/м^3, облегченного — 700...1500 кг/м^3. Марки кирпича от 50 до 200. Керамические пустотелые камни (рис. 18.2, *в*) выпускают с вертикальными или горизонтальными пустотами (объемом до 60 % общего объема камня). Из-за наличия пустот существенно улучшаются теплотехнические свойства и снижается плотность, однако такой камень менее прочен (марки камней 50... 150). Бетонные обыкновенные камни изготавливают из тяжелого и легкого бетонов на пористых заполнителях с соответствующей плотностью 1800 кг/м^3 и ρ=900... 1800 кг/м^3, в некоторых случаях используется и ячеистый бетон (ρ=600...1200 кг/м^3). Камни обычно выпускаются облегченными трехпустотными или с щелевидными пустотами (рис. 18.2, *г*). Для фундаментов, цоколей и стен мокрых помещений используют сплошные блоки. Крупные блоки бывают бетонными, силикатными, из кирпича и керамических камней. По своему назначению их подразделяют на фундаментные, для стен подвалов, цоколей, внутренних и наружных стен. Бетонные блоки для наружных стен изготавливаются чаще всего из легкого бетона, бетона на пористых заполнителях и ячеистого. Для стен подвалов блоки выполняются, как правило, из тяжелого бетона. Применение крупных блоков из кирпича и керамических камней позволяет снижать трудозатраты до 15 % по сравнению с обычной кладкой.

Блоки из силикатного бетона не рекомендуется применять в помещениях, где относительная влажность воздуха превышает 75 %, так как в этом случае снижается прочность бетона.

Строительные растворы обеспечивают связь между отдельными камнями в кладке, уменьшают ее влагопроницаемость и продуваемость, образуя единый монолит. В зависимости от типа вяжущих различают растворы: цементные, известковые, цементно-известковые и цементно-глиняные. Маркой раствора называют предел прочности при сжатии стандартных кубиков, выдержанных 28 сут и испытанных согласно ГОСТу. В современном строительстве применяются следующие марки растворов: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 и 200. Наибольшую прочность и стойкость при атмосферных и других воздействиях имеют цементные растворы, однако из-за большого расхода цемента они достаточно дороги. Для повышения пластичности (удобоукладываемости) и водоудерживающей способности в цементные растворы часто добавляют пластификаторы. Следует учитывать, что пластифицирующие добавки несколько снижают прочность раствора.

Известковые и глиняные растворы медленно твердеют, имеют низкую прочность и быстро разрушаются с увеличением влажности, поэтому их применяют при небольших нагрузках. Выбор марки раствора для каменной кладки осуществляется с учетом требований к прочности и долговечности зданий и сооружений. Для наружных стен зданий сроком службы 50 и 100 лет с помещениями нормальной влажности (до 60 %) минимальная марка раствора принимается не ниже 10, с влажными помещениями (61...75 %) — не ниже 25 и мокрыми — (более 75 %) — не ниже 50. Для подземной кладки фундаментов и цоколей во влажном грунте рекомендуется применять цементно-известковые и цементно-глиняные растворы марок 25, 50, в насыщенных водой грунтах — цементные растворы не ниже марки 50. В армированных кладках для стен помещений с влажностью до 60 % минимальная марка раствора 25, с влажностью выше 60 % — 50. При использовании крупных блоков из керамики или других материалов марка раствора должна быть не менее 25.

Металлическую арматуру для армокаменных конструкций обычно изготавливают из стали. Рекомендуется

использовать горячекатаную круглую сталь класса А-I и периодического профиля класса А-II диаметром 6... 40 мм, а также арматурную проволоку холоднотянутую периодического профиля класса Вр-I диаметром 3...8 мм. Для соединительных элементов и закладных деталей и стальных обойм следует применять прокатную листовую сталь, фасонные профили, полосовую сталь, как в металлических и железобетонных конструкциях.

Особенности каменной кладки возводимой в зимних условиях. Зимние условия для возведения каменных конструкций определяются среднесуточной температурой окружающего воздуха +5 °С и ниже или минимальной суточной температурой 0 °С и ниже. В зимних условиях допускается возводить кладку из кирпича, камней правильной формы и крупных блоков. При этом каменные работы выполняются тремя способами: основанным на применении растворов с противоморозными химическими добавками, замораживанием раствора и кладкой с прогревом конструкций. Способ зимней кладки должен обосновываться технико-экономическими расчетами. Наиболее экономично применение противоморозных добавок в растворах с прочностью не ниже 5 МПа, твердеющих на морозе без обогрева. К таким добавкам относятся нитрат натрия ($NaNO_2$), поташ (K_2CO_3), а также смешанные и комплексные добавки. Количество добавок зависит от среднесуточной температуры воздуха и составляет 2...15 % массы цемента в растворе.

Растворы с химическими добавками твердеют и набирают прочность на морозе. Однако они обладают повышенной гигроскопичностью и могут вызывать коррозию пористых силикатных материалов. Поэтому зимнюю кладку на растворах с добавками поташа и нитрита натрия нельзя применять для кладки тех помещений, в которых относительная влажность воздуха предусматривается более 60 и 75 %. Применять химические добавки для кладки конструкций, подвергающихся воздействию температур выше +40 °С, а также находящихся в непосредственной близости к источникам тока высокого напряжения, не допускается. Кроме того, добавка поташа не рекомендуется для кладки из силикатного кирпича.

Способ замораживания раствора прочности $R_2 \geqslant \geqslant 1$ МПа заключается в том, что цементный или смешанный раствор в кладке замерзает и не твердеет, а приобретает временную морозную прочность. В момент оттаи-

вания кладки прочность раствора становится нулевой. После твердения в условиях положительной температуры она не достигает прочности раствора кладки, не подвергавшейся раннему замораживанию и снижается на 20...50 %. Способ замораживания раствора без химических добавок не допускается для конструкций, подвергающихся в стадии оттаивания действиям вибрационных и динамических нагрузок, значительных поперечных сил и продольных сил при больших эксцентриситетах их приложения. Состав растворов должен подбираться из условий обеспечения минимально необходимой прочности и устойчивости кладки во время оттаивания и эксплуатации конструкций. Не допускается применение такого способа замораживания при кладке из камней неправильной формы.

Способ прогрева кладки применяется, если невозможно использовать растворы без химических добавок или когда требуется ускорить нарастание прочности раствора, необходимой для восприятия кладкой, лежащей выше нагрузки. Температура внутри прогреваемой части зданий в наиболее охлажденных местах у наружных стен на высоте 50 см от пола должна быть не менее +10 °С. Утепленную часть здания следует оборудовать вентиляцией, обеспечивающей относительную влажность воздуха в период прогрева не более 70 %.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите преимущества и недостатки каменных и армокаменных конструкций.
2. Как классифицируется каменная кладка?
3. Какие марки и условия их применения для зданий различных классов ответственности вы знаете?
4. Перечислите типы искусственных камней, их характеристики, преимущества и недостатки.
5. Назовите типы растворов, применяемых для каменной кладки, их марки и условия применения.
6. Как производится выбор марки раствора?
7. Перечислите классы арматуры, применяемой для армокаменных конструкций.
8. Укажите способы выполнения каменной кладки в зимних условиях.

Глава 19. Расчет элементов каменных конструкций

§ 19.1. ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Прочность кладки зависит от прочности камня и раствора, формы и размеров камня, наличия пустот в нем, качества кладки и ухода за ней, а также схемы перевязки камней и других факторов. Анализ работы каменной кладки при сжатии показал, что вертикальные швы практически не участвуют в работе из-за нарушения сцепления раствора с камнем вследствие его усадки в процессе твердения. Поэтому нагрузка на лежащие ниже слои кладки передается через горизонтальные швы, причем передается неравномерно, так как и плотность и жесткость раствора по длине шва неодинаковы, да и опорные плоскости камней имеют неровности. Неравномерность передачи нагрузки по отдельным точкам наиболее плотного соприкосновения раствора и камней вызывает в последних не только напряжения сжатия, но и изгиба, и среза. При сжатии кладки появляются поперечные деформации в горизонтальных швах и камнях, вызывающие по плоскостям соприкосновения образование касательных напряжений, приводящих к растяжению камней.

Стадии работы каменной кладки при сжатии. Различают четыре стадии работы (рис. 19.1, *а*). В стадии I кладка работает без каких либо повреждений или дефектов. При увеличении внешней нагрузки наступает стадия II, при которой напряжения в кладке составляют 50...70 % прочности. В отдельных камнях при этом образуются местные вертикальные трещины, распространяющиеся в пределах одного — трех рядов кладки. Эти трещины не опасны, так как при постоянной нагрузке увеличения трещин не происходит. Когда напряжения в кладке достигнут 80...90 % предела прочности, наступает стадия работы III: вертикальные трещины, развиваясь по высоте соединяются друг с другом, расчленяя элемент на отдельные столбики. И, наконец, по достижении напряжениями предела прочности наступает стадия IV, при которой происходит разрушение от потери устойчивости отдельных столбиков, образовавшихся в 3-й стадии, что соответствует полному разрушению кладки.

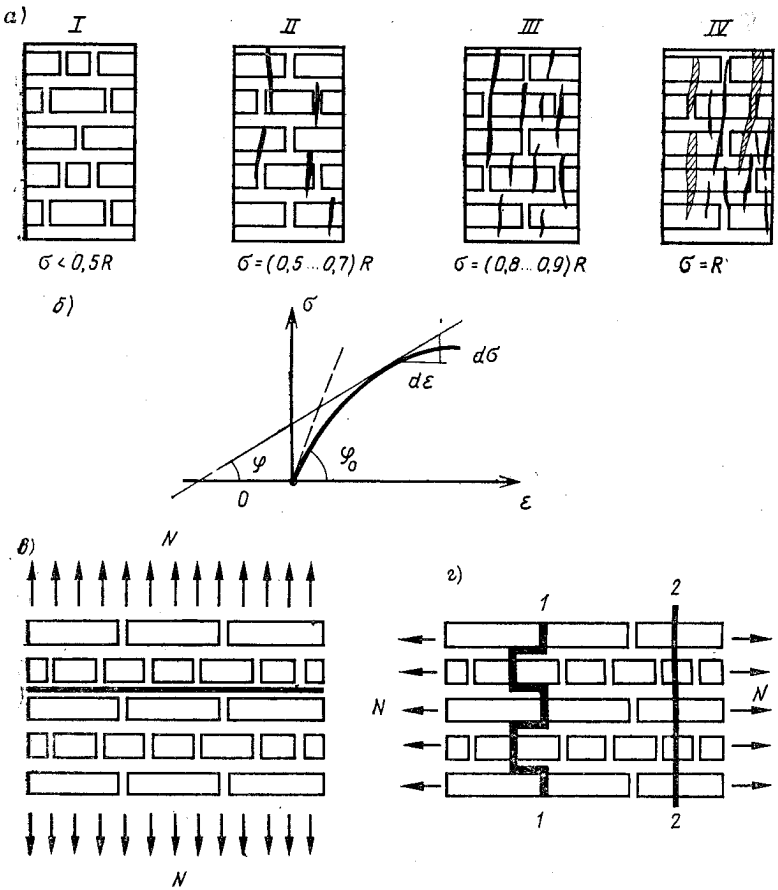


Рис. 19.1. Прочность и деформативность каменной кладки

а — стадии работы кирпичной кладки; *б* — зависимость между напряжениями и деформациями при сжатии; *в* — разрушение кладки при растяжении по неперевязанному сечению; *г* — то же по перевязанному сечению; *1—1* — разрушение по перевязанному сечению; *2—2* — по камню

Прочность кладки. Установлено, что какой бы высокой прочности ни использовался раствор, прочность кладки всегда меньше прочности камня. Поэтому предельной прочностью кладки на сжатие считается некоторая осредненная величина, учитывающая прочность камня, раствора и вида кладки. Предел прочности кладок всех видов при сжатии можно определить по следующей

формуле:

$$R_u = k_к R_1 \left(1 - \frac{a}{b + R_2/2R_1}\right), \qquad (19.1)$$

где $k_к$ — конструктивный коэффициент, учитывающий вид кладки и материал кладки; R_1 — предел прочности камня; R_2 — то же, раствора; a и b — опытные коэффициенты, учитывающие тип кладки.

Деформативность кладки при сжатии определяется на основании экспериментальных зависимостей между напряжениями и относительными деформациями. В связи с тем, что каменная кладка неоднородна и в ней развиваются как упругие, так и пластические деформации, зависимость между напряжениями и деформациями выражается кривой линией в отличие от прямо пропорциональной зависимости закона Гука, характерной для упругодеформируемых тел. В каменной кладке прямо пропорциональная зависимость справедлива только на начальном участке диаграммы при небольших напряжениях, поэтому тангенс угла наклона касательной к кривой в начале координат (рис. 19.1, *б*) соответствует начальному модулю упругости и находят его по формуле:

$$E_0 = \operatorname{tg}\varphi_0 = \alpha R_u, \qquad (19.2)$$

где α — упругая характеристика кладки, принимаемая по СНиПу в зависимости от типа кладки и марки раствора в пределах 20...200.

Расчеты деформативности каменной кладки при значительных напряжениях следует выполнять с помощью модуля деформаций, который представляет собой тангенс угла наклона касательной, проведенной к кривой $\sigma - \varepsilon$,

$$E = d\sigma/d\varepsilon = \operatorname{tg}\varphi. \qquad (19.3)$$

Однако пользоваться переменным значением модуля деформаций неудобно, поэтому в практических расчетах его считают постоянным и определяют осредненно по следующей формуле:

$$E = 0{,}8\alpha R_u. \qquad (19.4)$$

Следует учитывать, что, подобно бетонным конструкциям, каменная кладка обладает свойствами ползучести (увеличение деформаций с течением времени), которые особенно заметны в начальный период загружения. Влияние деформаций ползучести на прочность и деформативность кладки учитывается с помощью коэффициента m_g (см. ниже).

Прочность кладки при растяжении, срезе и изгибе.

При растяжении и срезе кладка в основном разрушается из-за нарушения сцепления раствора с камнем, поэтому разрушение происходит, как правило, по шву (рис. 19.1, *в*). При использовании очень прочных растворов и камня малой прочности может произойти разрушение по камню (рис. 19.1, *г*). В зависимости от направления действующего усилия при растяжении, срезе и изгибе каменная кладка может разрушиться по неперевязанному или по перевязанному сечению (рис. 19.1, *г*). По неперевязанному сечению разрушение происходит по горизонтальному шву кладки (рис. 19.1, *в*), по перевязанному — по ступенчатому сечению или по плоскому (рис. 19.1, *г*).

Временное сопротивление (средний предел прочности) осевому растяжению R_{ut} зависит от сцепления раствора с камнем. Сопротивление кладки разрыву по камню определяется по формуле

$$R_{ut} = 0{,}5R_{tk}, \qquad (19.5)$$

где 0,5 — учитывает половину площади рассчитываемого сечения, занимаемого камнем; R_{tk} — прочность камня на растяжение.

Временное сопротивление кладки срезу R_{usg} зависит от касательного сцепления раствора кладки.

При работе на изгиб кладка испытывает сжатие в верхней зоне и растяжение в нижней. Здесь также возможны два случая разрушения по перевязанному и неперевязанному сечениям. В связи с тем, что прочность кладки при растяжении значительно ниже (в 10—20 раз), чем при сжатии, прочность кладки при изгибе в основном определяется ее работой в растянутой зоне элемента. Экспериментальными данными установлено, что временное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению в 1,5 раза больше сопротивления кладки осевому растяжению:

$$R_{utb} = 1{,}5R_{ut}. \qquad (19.6)$$

§ 19.2. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

При расчете каменных и армокаменных конструкций учитывают две группы предельных состояний.

I группа — по несущей способности. Этот расчет выполняется во всех случаях при проектировании. Расчет по несущей способности производится по условию

$$N \leqslant F_u. \qquad (19.7)$$

Расчетное усилие N определяют от наиболее невыгодного сечения расчетных нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке. Расчетную несущую способность F_u находят с учетом геометрических размеров, сечения, расчетного сопротивления кладки R и коэффициентов условий работы γ_c. Расчетное сопротивление кладки составляет часть предела ее прочности (временного сопротивления). Определяют его по формуле

$$R = R_u/k, \qquad (19.8)$$

где k — коэффициент надежности кладки, принимаемый для кирпича, камней, крупных блоков, бута, бутобетона и вибрированной кирпичной кладки $k=2$; для кладки из крупных и мелких блоков из ячеистого бетона $k=2{,}25$.

В СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» значения расчетных сопротивлений при сжатии R, растяжении — R_t, срезе — R_{sg}, растяжении при изгибе R_{tb} и по главным растягивающим напряжениям R_{tw} приведены в специальных таблицах для кладок из различных каменных материалов и марок применяемых растворов.

Как уже упоминалось выше, на прочность кладки влияет большое количество факторов, поэтому наиболее существенные из них учитываются с помощью коэффициентов условий работы γ_c, которые приведены в отдельных пунктах строительных норм и примечаниях к таблицам. Если в расчетах требуется вводить несколько коэффициентов условий работы, они учитываются независимо друг от друга. Например, при расчете прочности столбов и простенков с площадью поперечного сечения 0,3 м^2 и менее $\gamma_c=0{,}8$, для кладки из силикатного кирпича на растворах с добавками поташа $\gamma_c=0{,}85$ и т. д. При расчетах кладки, возводимой способом замораживания, следует учитывать для кладки $\gamma_{c1}=0{,}5..1$ и сетчатой арматуры $\gamma_{cs1}=0{,}5...1$.

II группа — по образованию и раскрытию трещин и деформациям используется в расчетах только в специальных случаях, оговоренных нормами, если в конструкциях по каким-либо причинам не допускаются трещины, или ограничивается их раскрытие (облицовки резервуаров, внецентренно сжатые стены и столбы при больших эксцентриситетах и т. д.), или ограничивается развитие деформации из условий совместной работы (стыковое заполнение и каркас здания, самонесущие стены, связанные с каркасом и т. д.).

Расчет по деформациям, когда по условиям эксплуатации не допускается появление трещин на растянутых поверхностях в штукатурных или других покрытиях, для неармированных каменных конструкций выполняется по следующим формулам:

при осевом растяжении

$$N \leqslant EA\varepsilon_u; \tag{19.9}$$

изгибе

$$M \leqslant EI\varepsilon_u/(h-y); \tag{19.10}$$

внецентренном сжатии и растяжении

$$N \leqslant \frac{EA\varepsilon_u}{[A(h-y)e_0/I] \pm 1}, \tag{19.11}$$

здесь N и M — соответственно продольная сила и момент от нормативных нагрузок; E — модуль деформации кладки; A и I — соответственно площадь и момент сопротивления сечения; ε_u — предельные деформации растяжения кладки, гарантирующие от появления трещин в защитном слое, определяемые по табличным данным СНиПа; $(h-y)$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее растянутой грани; $e_0=M/N$ — эксцентриситет приложения продольной силы.

Расчет по раскрытию трещин делается для внецентренно сжатых неармированных конструкций при эксцентриситетах $e_0>0{,}7y$ (y — расстояние от центра тяжести сечения до сжатой грани). Расчетная формула имеет вид

$$N \leqslant \frac{\gamma_r R_{tb} A}{[A(h-y)e_0/I] - 1}, \tag{19.12}$$

где γ_r — коэффициент условий работы кладки по раскрытию трещин, определяемый по табличным данным; R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению; остальные обозначения те же, что и в формуле (19.11).

§ 19.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ И МЕСТНОЕ СЖАТИЕ

При центральном сжатии в поперечном сечении элемента возникают напряжения, которые равномерно распределяются по сечению (рис. 19.2, *а*). В данном случае потери несущей способности возможны не только из-за утраты прочности кладки, но и вследствие потери устойчивости элемента. Прочность центрально-нагруженного элемента малой гибкости рассчитывают по следую-

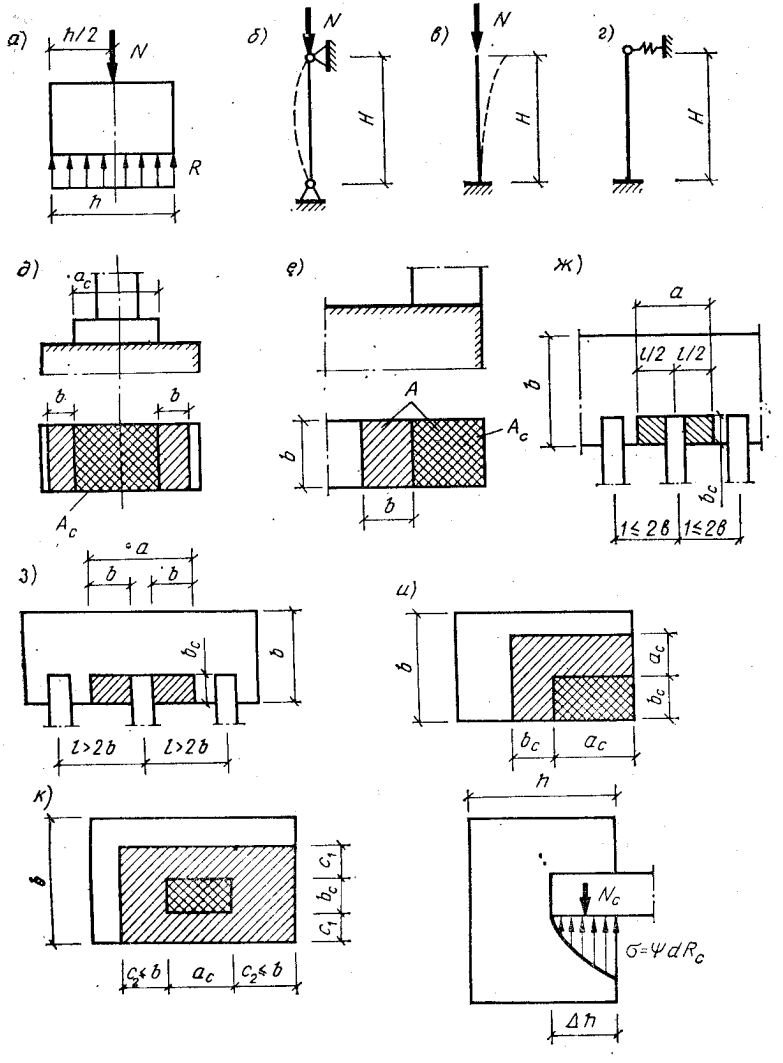


Рис. 19.2. Схемы к расчету элементов из каменной кладки на центральное и местное сжатие

а — эпюра напряжений; *б, в, г* — расчетная высота каменных стен при различных условиях закрепления; *д* — расчетная площадь сечения площади смятия при местной нагрузке, распределяемой по всей толщине стены; *е* — то же при нагрузке, действующей по краю стены; *ж, з* — то же, при опирании на стену концов балок и прогонов; *и* — то же, при местной краевой нагрузке, действующей на угол элемента; *к* — то же при приложении местной нагрузки на некотором участке по длине и ширине элемента

щему условию:

$$N \leqslant RA, \qquad (19.13)$$

где R — расчетное сопротивление кладки; A — площадь поперечного сечения.

В гибких элементах разрушение может произойти от потери устойчивости при напряжениях в сечении, которые значительно меньше предельных, допускаемых условием прочности $\sigma < R$. Как уже отмечалось выше, такая возможность учитывается введением в расчет коэффициента продольного изгиба $\varphi < 1$, зависящего от гибкости элемента λ. Она, в свою очередь, определяется, как отношение расчетной длины к наименьшей стороне сечения (для прямоугольного сечения) или к меньшему радиусу инерции (для произвольного сечения)

$$\lambda_h = l_0/h; \quad \lambda_i = l_0/i_{\min}. \qquad (19.14)$$

Гибкость элементов каменных конструкций дополнительно зависит и от упругой характеристики кладки α. Значения коэффициентов продольного изгиба приведены в табл. 19.1.

Таблица 19.1. **Коэффициенты продольного изгиба каменной кладки**

Гибкость элемента		Коэффициенты φ при упругой характеристике α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,97	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	—
20	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	0,2	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	—

Расчетная высота каменных стен, колонн и столбов зависит от условий их закрепления в опорных зонах. При шарнирном опирании на опоры, неподвижные в горизонтальном направлении (перекрытия жилых зданий) принимают $l_0 = H$ (H — высота этажа, рис. 19.2, *б*). Для свободно стоящих конструкций, в которых отсутствует связь с перекрытиями или другими горизонтальными опорами, $l_0 = 2H$ (рис. 19.2, *в*). При упругой верхней опоре и нижней защемленной (рис. 19.2, *г*) $l_0 = 1{,}25H$ — в однопролетных зданиях и $l_0 = 1{,}25$H — в многопролетных.

Условие расчета неармированных центрально-сжатых элементов по несущей способности имеет следующий вид:

$$N \leqslant m_g \varphi R A, \qquad (19.15)$$

где m_g — коэффициент, учитывающий влияние прогиба при длительно действующей нагрузке; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 19.1.

Неоднородность кладки и неточность монтажа приводят к тому, что физически невозможно точно совместить точку приложения внешней силы с осью элемента, поэтому всегда существует некоторый случайный эксцентриситет e_0, который для толстых стен (более 25 см) не учитывается. В тонких гибких элементах в случаях длительного действия нагрузки развивается ползучесть кладки, вызывающая постепенное отклонение элементов от персонального положения и приводящая к увеличению случайных эксцентриситетов, а следовательно, и возрастанию изгибающих моментов, вызываемых этими эксцентриситетами. Это снижает прочность кладки.

Значение коэффициента m_g принимают равным единице, если меньшая сторона поперечного сечения $h \geqslant 30$ см или меньший радиус инерции $i \geqslant 8{,}7$ см. Во всех остальных случаях (при $e_0 = 0$) значение коэффициента определяют по формуле

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \qquad (19.16)$$

где η — коэффициент, учитывающий вид кладки и процент продольного армирования (определяется по табличным данным СНиПа); N_g — расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки.

Алгоритм и блок-схема расчета центрально-сжатого элемента из каменной кладки не будут принципиально отличаться от алгоритма для расчета стального стержня. Разница будет заключаться в том, что значение про-

чности R и коэффициента продольного изгиба φ следует определять для принятых марки и сечения каменной кладки, кроме того, при расчете требуется дополнительно вычислять значение коэффициента.

Местное сжатие(смятие) кладки происходит в зонах опирания балок, прогонов, ферм, колонн, плит покрытий и перекрытий, а также других конструкций. Нагрузка в этом случае воспринимается не всем поперечным сечением поддерживающей конструкции, а частью этого сечения, поэтому несущая способность кладки при местном сжатии всегда выше, чем при осевом, когда в работе участвует все поперечное сечение элемента (рис. 19.2, *д — к*). Это объясняется тем, что соседние ненагруженные участки кладки препятствуют развитию поперечных деформаций нагруженного участка, повышая тем самым его местное сопротивление.

При местном сжатии расчетное сопротивление кладки определяют по следующей формуле:

$$R_c = \xi R; \qquad \xi = \sqrt[3]{A/A_c} \leqslant \xi_1, \tag{19.17}$$

здесь R — расчетное сопротивление кладки осевому сжатию; A — расчетная площадь сечения; A_c — площадь смятия, через которую воспринимается нагрузка; ξ_1 — предельный коэффициент, учитывающий максимально возможное увеличение R_c по сравнению с R и зависящий от схемы расположения площади смятия и вида кладки, $\xi_1 = 1...2$ (определяется по табличным данным СНиПа).

Вычисление площадей A и A_c. Площадь смятия A_c определяется непосредственно размером опорных площадок, по которым соприкасаются конструкции. Если в опорной зоне используют бетонные, железобетонные или металлические прокладки, то A_c принимают равной площади прокладки. Расчетная площадь сечения включает в себя помимо площади смятия дополнительные площади соседних участков кладки, участвующие в работе:

при местной нагрузке, распределяемой по всей толщине стены (рис. 19.2, *д*),

$$A = A_c + 2b^2;$$

при нагрузке, действующей по краю стены (рис. 19.2, *е*),

$$A = A_c + b^2;$$

при опирании на стену концов балок и прогонов (рис. 19.2, *ж, з*)

$$A = ab_c;$$

при местной краевой нагрузке, действующей на угол элемента (рис. 19.2, *и*),

$$A = (a_c + b_c)^2 \text{ при } (a_c + b_c) \leqslant b;$$

$$A = b\,(a_c + b_c) \text{ при } (a_c + b_c) > b;$$

при местной нагрузке, приложенной на некотором участке по длине и ширине элемента (рис. 19.2, *к*):

$$A = (b_c + 2_{c_1})\,(a_c + 2_{c_2}).$$

Если площадь смятия располагается от края стены на расстояние больше, чем b, принимают $c_2 = b$;

несущую способность кладки при местном сжатии рассчитывают по условию

$$N_c \leqslant \psi d R_c A_c, \qquad (19.18)$$

где ψ, d — соответственно коэффициент полноты эпюры давления от местного загружения и коэффициент, учитывающий вид кладки.

При отсутствии распределительных плит под концами прогонов и балок местное давление на стену передается неравномерно, поэтому для кладки из кирпичей, сплошных бетонных камней, крупных блоков из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях разрешается принимать $\psi d = 0{,}75$; для пустотелых бетонных камней и блоков, а также блоков из ячеистого бетона $\psi d = 0{,}5$. При равномерном распределении давления по площади смятия принимают $\psi = 1$, при треугольной эпюре $\psi = 0{,}5$. Коэффициент d имеет значения 0,5...1,5 в зависимости от типа кладки.

§ 19.4. ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Наиболее распространенный вид работы конструкций из каменной кладки — внецентренно сжатые. Этот тип нагружения возникает в том случае, когда линия действия вертикальной нагрузки не совпадает с осью элемента, а также может вызываться действием изгибающего момента от поперечной (горизонтальной) нагрузки, например: давления земли на стены подвалов, давления ветра и тормозных усилий при работе кранов.

Гибкие элементы каменных конструкций толщиной $h \leqslant 25$ см при центральном нагружении рассчитывают как внецентренно сжатые с учетом случайных эксцентриситетов, равных для несущих стен 2 см, для самонесущих стен — 1 см. При малых эксцентриситетах, когда e_0 на-

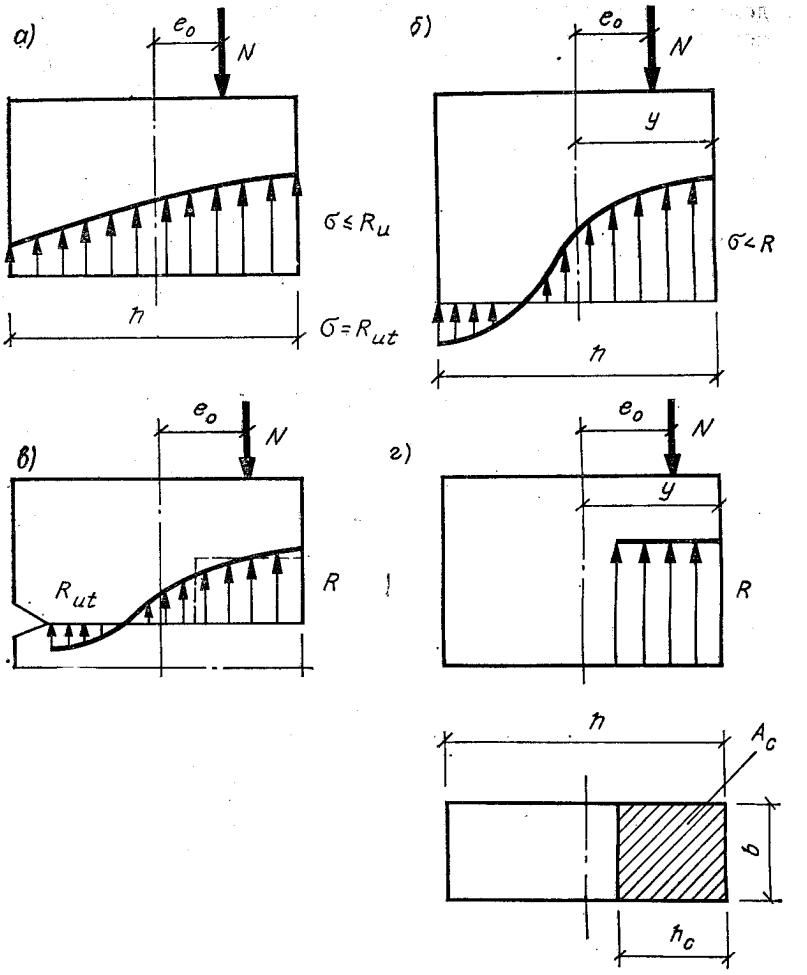


Рис. 19.3. Напряженное состояние внецентренно сжатого элемента
а — случай малых эксцентриситетов; *б* — случай больших эксцентриситетов; *в* — образование трещин; *г* — расчетная эпюра напряжений

ходится в пределах ядра сечения, эпюра напряжений в сечении будет однозначна, т. е. оно будет сжато, а разрушение произойдет со стороны наиболее сжатой грани, когда напряжения достигнут предела прочности (рис. 19.3, *а*).

При больших эксцентриситетах (e_0 выходит за пре-

делы ядра сечения) эпюра напряжений будет двузначной, т. е. в сечении помимо сжимающих появятся и растягивающие напряжения (рис. 19.3, *б*), которые по достижении предела прочности кладки на растяжение (при увеличении нагрузки) приведут к образованию трещин по горизонтальным швам (рис. 19.3, *в*), и эта часть сечения исключается из работы. При расчетах криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной (рис. 19.3, *г*) и считают, что в предельном состоянии прочность внецентренно сжатого элемента определяется сопротивлением сжатой зоны кладки (площадь A_c), с учетом ползучести материалов при длительном действии нагрузки (коэффициент m_g) и снижения прочности от потери устойчивости (коэффициент φ_1). Тогда несущую способность вычисляют по формуле

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R A_c \omega, \qquad (19.19)$$

где R — расчетное сопротивление кладки сжатию; A_c — площадь сжатой части сечения, у которой центр тяжести совпадает с точкой приложения силы N (рис. 19.3, *г*); ω — коэффициент для расчета кладки.

При расчетах прямоугольного сечения формула (19.19) принимает вид

$$N \leqslant m_g \varphi_1 R A (1 - 2e_0/h) \omega, \qquad (19.20)$$

где A — площадь всего сечения; h — высота сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент φ_1 зависит от гибкости элемента $\lambda_h = e_0/h$, эксцентриситета e_0 и определяется как среднее между значениями коэффициента продольного изгиба φ для всего сечения и φ_c для сжатой части сечения:

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2, \qquad (19.21)$$

здесь φ_c — определяется по гибкости сжатой части сечения, $\lambda_{hc} = e_0/h_c$ или $\lambda_{ic} = e_0/i_c$, h_c и i_c — высота и радиус инерции сжатой части сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента, для прямоугольных сечений $h_c = h - 2e_0$.

При внецентренном сжатии менее загруженные участки растянутой и сжатой части сечения оказывают поддерживающее влияние на более загруженные, причем это влияние тем больше, чем больше эксцентриситет приложения внешней нагрузки. Поэтому работу сжатой части сечения во внецентренно сжатом элементе можно рассматривать условно как случай местного сжатия. Следовательно, расчетное сопротивление кладки можно увеличить (в некоторых случаях до 45 %). В формулах

(19.19) и (19.20) этот фактор учитывается введением коэффициента ω, который равен для всех видов кладок (кроме кладок из камней ячеистого, крупнопористого бетона и природных камней; для них ω = 1):

для прямоугольных сечений

$$\omega = (1 + e_0/h) \leqslant 1{,}45,$$

для сечений произвольной формы

$$\omega = (1 + e_0/2y) \leqslant 1{,}45,$$

при $2y \leqslant h$ принимают $2y = h$.

При внецентренном сжатии влияние ползучести кладки сказывается значительно больше, чем при центральном сжатии. Это учитывается с помощью коэффициента m_g, вычисляемого по следующей формуле:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1{,}2 e_{0g}}{h}\right), \qquad (19.22)$$

где N_g — расчетная продольная сила от длительно действующих нагрузок; e_{0g} — эксцентриситет расчетной продольной длительно действующей силы.

При $h \geqslant 30$ см или $i \geqslant 8{,}7$ см принимают $m_g = 1$.

Расчет внецентренно нагруженных элементов только по несущей способности разрешается выполнять, если значение эксцентриситета e_0 не превышает предельно допустимого e_u, т. е. если выполняется условие $e \leqslant e_u = 0{,}7y$. В этом случае происходит раскрытие трещин, незаметное для глаза. В случае если $e_0 > e_u = 0{,}7y$, раскрытие трещин становится заметным и через них в кладку может проникать влага, ухудшая эксплуатационные характеристики конструкций, поэтому в этом случае необходимо выполнить расчет не только несущей способности (1-я группа предельных состояний), но и раскрытия трещин швов кладки (2-я группа предельных состояний) по формуле (19.12).

§ 19.5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ, РАСТЯЖЕНИЕ И СРЕЗ

Расчет изгибаемых элементов каменных конструкций выполняется только для перевязанных сечений. Работа кладки на изгиб по неперевязанному сечению не допускается. Изгибу подвержены подпорные стенки и стены подвалов, находящиеся под давлением грунта, простен-

ки, испытывающие воздействия от собственного веса и давления ветра, а также некоторые другие конструкции. При изгибе в поперечном сечении элемента действуют два внутренних силовых фактора: изгибающий момент и поперечная сила, причем кладка считается упругим материалом.

Несущая способность при изгибе определяется по формулам сопротивления материалов. Расчетная формула при действии изгибающих моментов имеет следующий вид:

$$M \leqslant R_{tb} W, \tag{19.23}$$

здесь R_{tb} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению; W — упругий момент сопротивления кладки.

Несущую способность сечения при действии поперечной силы определяют по сопротивлению кладки главным растягивающим напряжениям по наклонному сечению и вычисляют по следующей формуле:

$$Q \leqslant R_{tw} bz, \tag{19.24}$$

где R_{tw} — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе; b — ширина сечения (толщина стены); z — плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения $z = (2/3)h \approx 0{,}67h$.

Центральное растяжение наблюдается в стенах круглых резервуаров, силосов и других емкостей. Расчет ведут по перевязанному сечению, так как проектировать и возводить конструкции, в которых возможна работа каменной кладки на растяжение по неперевязанному сечению, не разрешается. Условие расчета по первой группе предельных состояний имеет следующий вид:

$$N \leqslant R_t A_n, \tag{19.25}$$

где N — расчетная сила при осевом растяжении; R_t — расчетное сопротивление каменной кладки растяжению по перевязанному сечению; A_n — расчетная площадь сечения нетто (за вычетом площади вертикальных швов).

Работа на срез по горизонтальным швам элементов каменных конструкций возможна в подпорных стенах и стенах подвалов, а также в опорных зонах изгибаемых конструкций, где действуют значительные поперечные силы. Сопротивление срезу (сдвигу) определяется касательным сцеплением раствора с камнем и силой трения камня по шву, зависящих от веса лежащей выше части кладки.

Условие расчета каменной кладки по неперевязанному сечению и перевязанным швам бутовой кладки на срез имеет вид

$$Q \leqslant (R_{sg} + 0{,}8n\mu\sigma_0)\, A, \qquad (19.26)$$

где R_{sg} — расчетное сопротивление кладки на срез по неперевязанному сечению; 0,8 — поправочный коэффициент, учитывающий уменьшение сил трения из-за возможного увлажнения швов и других неблагоприятных условий работы; n — коэффициент, учитывающий тип кладки (для сплошного кирпича и камней $n=1$, пустотелого — $n=0{,}5$); μ — коэффициент трения камня по шву (для кирпичной кладки $\mu=0{,}7$); $\sigma_0=N/A$ — среднее напряжение сжатия в расчетном горизонтальном шве кладки (N — наименьшее расчетное усилие от собственного веса расположенного выше участка кладки, вычисленное с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f=0{,}9$); A — площадь рассчитываемого сечения.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. От каких факторов зависит прочность каменной кладки?
2. Перечислите стадии работы кладки при осевом сжатии.
3. Как определяется прочность кладки?
4. Укажите деформативные свойства кладки, назначение модуля деформации.
5. Какова прочность кладки при растяжении, срезе и изгибе?
6. Как выполняется расчет каменных конструкций по предельным состояниям?
7. Как выполняется расчет по второй группе предельных состояний (деформациям и раскрытию трещин)?
8. Как выполняется расчет элементов каменных конструкций при центральном сжатии?
9. Как определяется гибкость и оценивается ее влияние на несущую способность сжатых элементов?
10. Каким образом учитывается влияние длительности действия внешней нагрузки на несущую способность кладки?
11. Как производится расчет каменных конструкций при местном сжатии?
12. Каким образом рассчитывают внецентренно сжатые элементы из каменной кладки?
13. Как выполняется расчет каменной кладки, работающей на изгиб, растяжение и срез?

Глава 20. Армированные каменные конструкции

§ 20.1. ВИДЫ АРМИРОВАНИЯ И УСИЛЕНИЯ КЛАДКИ

К армированию каменной кладки прибегают для повышения ее прочности и устойчивости, так как арматурные сетки, уложенные в швы кладки, препятствуют

развитию поперечных деформаций, воспринимая растягивающие усилия, служащие основной причиной разрушения каменных конструкций. Различают армирование поперечное (сетчатое) и продольное. Поперечное армирование каменной кладки производят стальными сетками, укладываемыми в горизонтальные швы. Применяют сетки прямоугольные (рис. 20.1, *а*) и типа «зигзаг» (рис. 20.1, *б*). Сетки изготавливают из холоднотянутой проволоки класса B_p-I диаметром не менее 3 и не более 5 мм при пересечении стержней в швах и 8 мм — без пересечения. Расстояние между стержнями сетки (размер ячеек) принимается в пределах 30...120 мм.

Шаг сеток по высоте элемента кладки s должен быть не более 400 мм. Сетки типа «зигзаг» должны быть уложены таким образом, чтобы в двух смежных горизонтальных сечениях направление стержней было взаимно перпендикулярным. Толщина швов кладки должна превышать диаметр арматуры не менее, чем на 4 мм. Для армокаменных конструкций рекомендуется применять раствор марки не ниже 50. Количество арматуры в кладке принято определять процентом армирования по объему элемента

$$\mu = (V_a/V_k)\,100, \qquad (20.1)$$

где V_a и V_k — соответственно объемы арматуры и кладки.

Для квадратных сеток из арматуры с площадью сечения стержней A_s при размере ячейки c и шаге сеток по высоте s объему кладки $V_k = c^2 s$ соответствует объем арматуры $V_a = 2A_s c$. Тогда процент армирования можно вычислить по формуле

$$\mu = 2A_s/cs. \qquad (20.2)$$

Количество сетчатой арматуры ограничивается конструктивными требованиями и должно быть в пределах $0{,}1\,\% \leqslant \mu \leqslant 1\,\%$. Наибольший эффект поперечное армирование даст при использовании его в центрально-сжатых элементах. При внецентренном сжатии эффективность применения сеток снижается и при больших эксцентриситетах их использовать уже нецелесообразно. Поэтому СНиП рекомендует применять сетчатое армирование при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений при $e_0 > 0{,}17h$), или гибкости $\lambda_h > 15$ либо $\lambda_i > 53$.

Продольное армирование используют в каменных

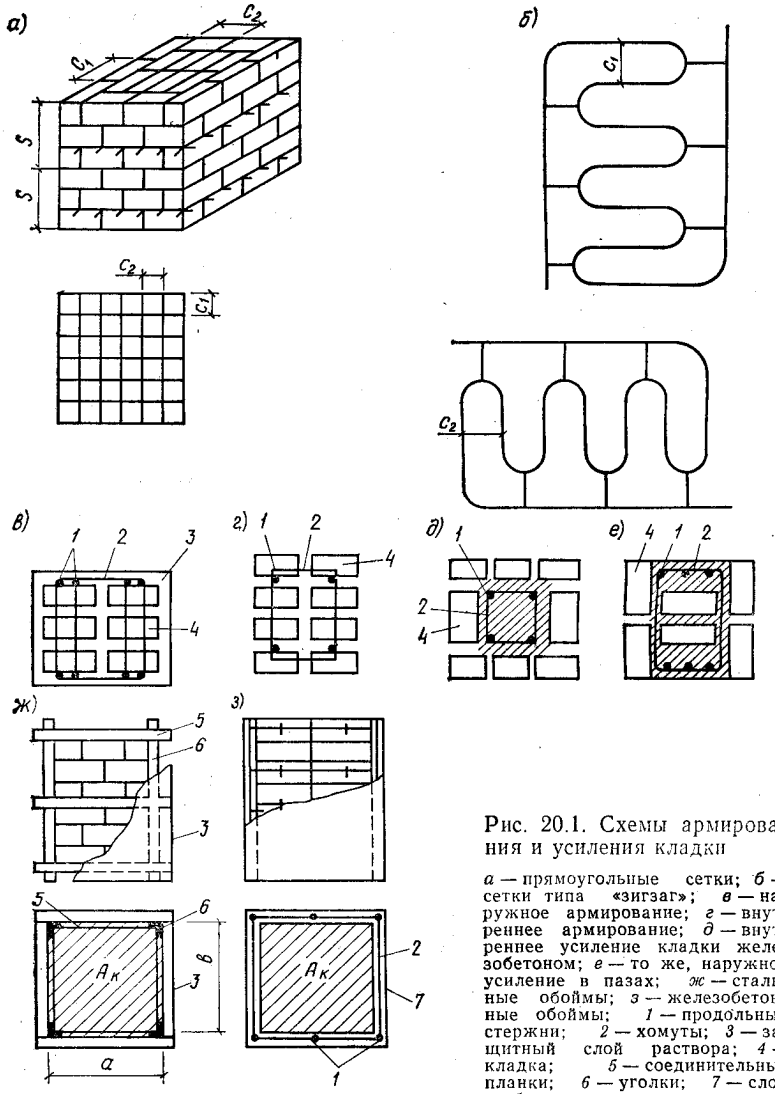


Рис. 20.1. Схемы армирования и усиления кладки

а — прямоугольные сетки; *б* — сетки типа «зигзаг»; *в* — наружное армирование; *г* — внутреннее армирование; *д* — внутреннее усиление кладки железобетоном; *е* — то же, наружное усиление в пазах; *ж* — стальные обоймы; *з* — железобетонные обоймы; *1* — продольные стержни; *2* — хомуты; *3* — защитный слой раствора; *4* — кладка; *5* — соединительные планки; *6* — уголки; *7* — слой из бетона или штукатурки

конструкциях, работающих на изгиб, растяжение и внецентренное сжатие, если расчетная несущая способность неармированной кладки недостаточна. Иногда продольное армирование назначается по конструктивным требованиям для повышения устойчивости и прочности в цен-

трально-сжатых элементах большой гибкости ($\lambda \geqslant 15$ или $\lambda_i \geqslant 53$), а также в тонких стенах и перегородках и конструкциях, находящихся под воздействием значительных вибраций. Продольную арматуру устанавливают снаружи кладки в слое раствора (рис. 20.1, *в*) или внутри (рис. 20.1, *г*). Совместная работа стержней и кладки обеспечивается установкой хомутов. Если арматура расположена снаружи кладки, то расстояние между хомутами принимают не более 15 диаметров продольного стержня (2...3 ряда кирпичной кладки), при расположении арматуры внутри кладки это расстояние принимают не более 25 диаметров; конструктивная арматура и арматура, работающая на растяжение, должны связываться хомутами не реже чем через 80 диаметров, но не более чем через 50 см.

Марка раствора должна приниматься не менее 50. Толщина защитного слоя цементного раствора в помещениях с нормальной влажностью должна составлять не менее 10...12 мм, во влажных и мокрых помещениях, резервуарах и фундаментах — 20...30 мм. Количество продольной арматуры в растянутых элементах должно быть не менее 0,05 %, в сжатых — не менее 0,1 %. Диаметр сжатой продольной арматуры принимается не менее 8 мм, растянутой и хомутов — не менее 3 мм. В армированных стенах и перегородках расстояние между вертикальными стержнями не должно превышать по фасаду $8h$ (h — толщина стены).

Комплексные конструкции. Из каменной кладки, усиленной железобетоном, располагаемым внутри (рис. 20.1, *д*) или снаружи в пазах (рис. 20.1, *е*), изготовляют комплексные конструкции. Такие конструкции из-за включения в работу железобетонных элементов имеют более высокую несущую способность при сжатии, растяжении и изгибе по сравнению с обычными неармированными конструкциями. Кладка при возведении служит опалубкой при бетонировании, тем самым несколько снижается трудоемкость работ. Комплексные конструкции целесообразно применять при ограниченных конструктивными требованиями размерах поперечного сечения, когда прочности неармированной кладки недостаточно, а также в гибких, внецентренно сжатых и изгибаемых элементах.

Усиление кладки. Когда требуется повысить несущую способность сечения без увеличения его площади, уси-

ливают кладку обоймами. Такая необходимость может возникнуть при реконструкции зданий, сопровождающейся увеличением нагрузок на колонны или столбы, а также в случае развития значительных деформаций в эксплуатируемых зданиях, образующихся в результате ошибок, допущенных при проектировании или возведении зданий. Обоймы препятствуют развитию поперечных деформаций, существенно увеличивают несущую способность кладки. Наиболее эффективны стальные (рис. 20.1, *ж*) и железобетонные обоймы (рис. 20.1, *з*). Конструкция штукатурных обойм аналогична конструкции бетонной обоймы, их применяют, когда требуется незначительно увеличить несущую способность кладки, так как они менее эффективны.

Стальную обойму конструируют из вертикальных стальных уголков, устанавливаемых по углам элемента и соединяемых для совместной работы планками из полосовой стали через 20...50 см по высоте. Размер поперечного сечения уголков устанавливается расчетом, сечение планок назначается конструктивно в пределах 5×35...12×60 мм. Защита обоймы от коррозии осуществляется с помощью покрытия из цементной штукатурки толщиной 25...30 мм. Толщина железобетонной обоймы должна составлять 6...10 см, ее армируют продольной арматурой и хомутами. Площадь поперечного сечения стержней назначают по результатам расчета. Диаметр вертикальных стержней рекомендуется принимать в пределах 6...12 мм, хомутов — 4...10 мм. Расстояние между хомутами — не более 15 см. Класс бетона следует принимать В25...В40. Штукатурные обоймы изготовляют из вертикальных стержней диаметром 6...12 мм, которые назначаются конструктивно, и хомутов диаметром 4...10 см, расстояние между последними не более 15 см. Штукатурку толщиной 3...4 см наносят из раствора марок 75...100.

§ 20.2. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

При центральном сжатии элементы с сетчатым армированием рассчитывают аналогично конструкциям из неармированной кладки, но с учетом повышенного сопротивления армированной кладки сжатию вследствие

включения в работу металлической арматуры. Расчет производится по условию:

$$N \leqslant m_g \varphi R_{sk} A, \tag{20.3}$$

где N — продольная сила от расчетного сочетания нагрузок; m_g — коэффициент, вычисляемый по формуле (19.16); R_{sh} — расчетное сопротивление армированной кладки, при кладке на растворах марки 25 и выше и при высоте ряда не более 15 см

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s/100; \tag{20.4}$$

при кладке на растворах марки менее 25

$$R_{sk} = R + (2\mu R_s/100)/(R_s/R_{25}), \tag{20.5}$$

здесь R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки; μ — процент армирования; R_s — расчетное сопротивление арматуры; определяемое по табличным данным норм проектирования железобетонных конструкций с учетом коэффициентов условий работы (табл. 20.1); R_{25} — расчетное сопротивление кладки на растворе марки 25;

Таблица 20.1. **Коэффициенты условий работы арматуры в каменной кладке**

Вид армирования кладки	Коэффициенты условий работы γ_{cs} сталей классов		
	A-I	A-II	Bp-I
Сетчатая арматура	0,75	—	0,6
Продольная арматура:			
растянутая	1	1	1
сжатая	0,85	0,7	0,6
хомуты	0,8	0,8	0,6

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по данным табл. 19.1 в зависимости от гибкости элемента λ_h или λ_i и упругой характеристики кладки с сетчатым армированием α_{sk}, вычисляемой по следующей формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u/R_{sku}, \tag{20.6}$$

где α — упругая характеристика неармированной кладки; R_u и R_{sku} — соответственно средние пределы прочности неармированной и армированной кладки, определяемые по следующим зависимостям:

$$R_u = kR; \quad R_{sku} = kR + 2\mu R_{sn}/100, \tag{20.7}$$

здесь k — коэффициент, принимаемый для кладки из кирпича и всех видов камней и крупных блоков равным 2; R_{sn} — нормативное сопротивление арматуры, принимаемое по табличным данным норм проектирования железобетонных конструкций с учетом коэффициентов условий работы арматуры в кладке γ_{cs} (табл. 20.1); A — площадь поперечного сечения кладки.

Следует учитывать, что расчетные сопротивления армированной кладки, вычисленные по формулам (20.4) и (20.5), не должны превышать удвоенного сопротивления неармированной кладки сжатию, т. е.

$$R_{sk} \leqslant 2R.$$

При внецентренном сжатии элементов, выполненных с сетчатым армированием, эффективность применения сеток снижается особенно при больших эксцентриситетах, поскольку в этом случае в работе участвует не все сечение элемента, а лишь та его часть, которая сжата непосредственно под внецентренно приложенным усилием.

Внецентренно нагруженные элементы с сетчатым армированием при небольших эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, рассчитывают по такой же методике, как и неармированные, но с учетом увеличения расчетного сопротивления кладки за счет ее армирования. Расчет производится по условию:

$$N \leqslant \varphi_1 m_g R_{skb} A_c \omega; \qquad (20.8)$$

для прямоугольного сечения:

$$N \leqslant \varphi_1 m_g R_{skb} A (1 - 2e_0/h) \omega, \qquad (20.9)$$

где R_{skb} — расчетное сопротивление армированной кладки внецентренному сжатию при использовании марки раствора 50 и выше вычисляется по формуле

$$R_{skb} = R + (2\mu R_s/100)(1 - 2e_0/y); \qquad (20.10)$$

при использовании раствора марки 25 и ниже

$$R_{skb} = R + (2\mu R_s/100)(R/R_{25})(1 - 2e_0/y) \qquad (20.11)$$

(величина R_{skb} не должна превышать $2R$, т. е. $R_{skb} \leqslant 2R$); обозначения характеристик, входящих в формулы (20.8) и (20.9), те же, что и в формулах (19.19) и (19.20), а в (20.10) и (20.11) — те же, что и в (20.4) и (20.5).

Если эксцентриситеты превышают размеры ядра сечения (прямоугольные сечения при $e_0 > 0{,}17h$, а также при λ_h или $\lambda_i > 53$, применять сетчатое армирование не рекомендуется.

§ 20.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРОДОЛЬНЫМ АРМИРОВАНИЕМ ПРИ СЖАТИИ

Работа армокаменных конструкций с продольной арматурой под действием внешних нагрузок подобна работе железобетонных конструкций, поэтому и методы их расчета аналогичны. Особенность работы этих конструкций при сжатии в том, что в предельном состоянии продольная арматура раньше достигает предела текучести, чем каменная кладка, и ее несущая способность используется не полностью (примерно на 85 %), поэтому для сжатой зоны кладки вводится коэффициент условий работы $\gamma_c = 0{,}85$.

При центральном сжатии несущая способность элемента с продольным армированием равна сумме усилий, воспринимаемой каменной кладкой и арматурой (рис. 20.2). В элементах с наружным армированием защитный слой раствора при определении площади поперечного сечения кладки не учитывается. Основываясь на условии равновесия действующих расчетных внешних и внутренних сил, получим следующую расчетную формулу:

$$N \leqslant m_g \varphi (0{,}85RA + R_s A_s), \qquad (20.12)$$

где N — расчетное значение продольного усилия; R_s-A_s — соответственно расчетное сопротивление и площадь сечения продольной арматуры; остальные обозначения те же, что и в формуле (19.15).

Следует заметить, что армирование центрально-сжатых элементов продольными стержнями применяется очень редко, чаще оно используется из конструктивных соображений, поскольку проще и целесообразнее увеличить сечение неармированной кладки или армировать кладку сетками. При расчетах внецентренно сжатых элементов требуется определить площадь растянутой арматуры, которая, воспринимая растягивающие усилия, препятствует раскрытию швов и образованию трещин в кладке в растянутой зоне сечения. Прочность сжатой зоны сечения обычно обеспечивается работой кладки, и ставить здесь арматуру не требуется. Сжатая арматура, как правило, устанавливается по конструктивным соображениям в очень гибких конструкциях или при действии знакопеременных усилий (при динамических нагрузках), когда арматура может испытывать и сжатие, и растяжение.

Несущую способность армокаменной кладки с продольным армированием при внецентренном сжатии рас-

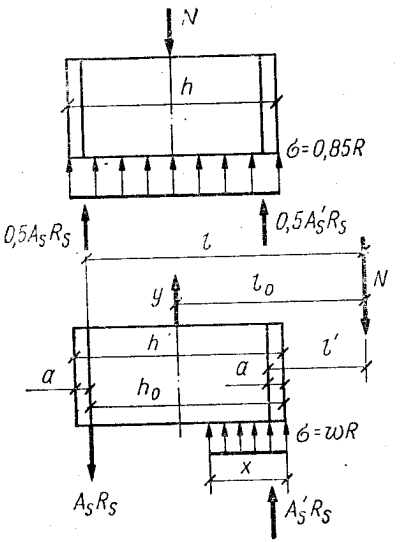


Рис. 20.2. Расчетная схема элемента с продольным армированием при центральном сжатии

считывают так же, как и железобетонные конструкции. Различают два расчетных случая: при больших эксцентриситетах $S_c < 0{,}85S_0$ и при малых — $S_c \geqslant 0{,}8S_0$, здесь S_c — статический момент полного сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры; A_s, S_c — статический момент площади сжатой зоны кладки относительно центра тяжести растянутой арматуры A_s.

При больших эксцентриситетах действия продольных сил, т. е. при $x < 0{,}55h_0$, расчетную зависимость устанавливают для прямоугольного сечения из условия равновесия всех сил на вертикальную ось y

$$N \leqslant m_g \varphi \left(0{,}85\omega Rbx + RA'_s - RA_s\right), \qquad (20.13)$$

где $0{,}85\omega R$ — сопротивление кладки сжатой зоны сечения, здесь ω — коэффициент полноты эпюры напряжений при прямоугольных сечениях $\omega = (1 + e_0/h) \leqslant 1{,}45$; x — расчетная высота сжатой зоны сечения.

Высоту сжатой зоны сечения находят из условий равновесия моментов всех внутренних сил относительно точки приложения внешнего усилия N

$$0{,}85\omega\, Rbx\,(e - h_0 + x/2) \pm R_s A'_s e' - R_s A_s e - 0. \qquad (20.14)$$

Знак «минус» перед выражением $R_s A'_s e'$ в формуле

(20.14) применяют, если сила N приложена между центрами тяжести сжатой и растянутой арматуры.

При малых эксцентриситетах приложения продольных сил ($x \geqslant 0{,}55h_0$) расчетные формулы получают из условия равновесия моментов внутренних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой или сжатой арматуры. Для прямоугольных сечений эти формулы примут вид:

$$N \leqslant \varphi m_g \left[0{,}42\omega R b h_0^2 + R_s A_s' \left(h_0 - a'\right)\right]/e; \qquad (20.15)$$

$$N \leqslant \varphi m_g \left[0{,}42\omega R b h_0^2 + R_s A_s \left(h_0 - a\right)\right]/e', \qquad (20.16)$$

здесь a и a' — толщина защитного слоя растянутой и сжатой арматуры; e, e' — соответственно расстояние от центра тяжести растянутой и сжатой арматуры до точки приложения силы.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите виды армирования каменной кладки, их преимущества и недостатки.
2. Какие марки раствора и классы арматуры используют для армированной кладки?
3. Что такое комплексные конструкции?
4. Как выполняется усиление кладки обоймами?
5. Как производится расчет каменных конструкций с сетчатым армированием при центральном сжатии?
6. Как определяются прочность и упругая характеристика кладки с сетчатым армированием при сжатии?
7. Как рассчитывают внецентренно сжатые элементы с сетчатым армированием?
8. Как выполняется расчет каменных конструкций с продольным армированием при центральном сжатии?
9. Как рассчитываются внецентренно сжатые элементы с продольным армированием?

Глава 21. Проектирование каменных конструкций зданий

§ 21.1. ТРЕБОВАНИЯ К КАМЕННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ ЗДАНИЙ

Здание из каменной кладки, состоящее из внутренних и наружных стен, покрытий и перекрытий, связанных между собой в одно целое, называют пространственной системой. В кирпичных и каменных стенах связь осуществляется с помощью перевязки швов кладки. Жесткость пространственной системы в крупноблочных зда-

ниях обеспечивается установкой металлических Т-образных связей из полосовой стали или арматурных сеток, применением бетонных шпонок, а также перевязкой кладки специальными угловыми и Т-образными блоками. Элементы в узлах крупнопанельных зданий соединяют с помощью сварки закладных деталей из металла, сечение связей в узлах должно быть не менее 2 см. Каменные столбы и стены следует соединять с перекрытиями и покрытиями с помощью анкеров сечением не менее 0,5 см, устанавливаемых в опорных зонах балок, прогонов и ферм, размещаемых в швах между сборными железобетонными настилами или панелями перекрытий. Шаг анкеров по длине стены не должен превышать 6 м. Концы балок, заанкеренных на внутренних стенах, столбах или прогонах, соединяются накладками.

В местах приложения значительных местных нагрузок на кладку (опоры балок, ригелей перекрытий, ферм и т. п.) укладывают распределительные железобетонные плиты толщиной не менее 14 см, которые связывают с кладкой анкерами. Под опоры сборных элементов и распределительные плиты укладывают слой раствора толщиной 10...15 мм. Установка таких конструкций насухо не разрешается. Стены каркасных зданий связываются с колоннами и ригелями каркаса выпусками арматуры или специальными анкерами.

Предельные гибкости стен и столбов. Поперечное сечение стен и столбов должно соответствовать требованиям расчета по первой группе предельных состояний (прочности и устойчивости), а в некоторых случаях и по второй группе предельных состояний. Помимо этих требований следует ограничивать гибкость стен и столбов. Предельные отношения высоты стены или столба в пределах одного этажа H к меньшей стороне прямоугольного сечения h при свободной длине стены $l \leqslant 2{,}5H$ приведены в табл. 21.1.

К I группе относят кладку из кирпича марки 50 и выше на растворе не ниже марки 10 и из блоков на растворе марки 25 и выше; ко II группе — из кирпича марки 50 на растворе марки 4 или из кирпича марок 25 и 35 на растворе марки 10, а также из бутового камня на растворе марки 25 и выше; к III — из кирпича марок 25, 35 на растворе марки 4, либо из кирпича марок 7, 10, 15 на любом растворе, включая и глиняный, а также из бутового камня на растворах марок 4, 10; к IV группе —

Таблица 21.1. **Предельные значения $\beta = H/h$ для стен без проемов, под нагрузки от перекрытий или покрытий, для кладок из камней и блоков правильной формы**

Марка раствора	Предельные отклонения β при группах кладки			
	I	II	III	IV
50	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	15	14	13

кладку из кирпича марки 4 и из бутового камня на любом растворе.

Для сечений сложной формы при использовании данных табл. 21.1 принимают вместо h условную ширину $h' = 3{,}5i$, где $i = \sqrt{I/A}$. Для круглых столбов $h' = 0{,}85d$ (d — диаметр столба). Значения β, приведенные в табл. 21.1, необходимо умножать на коэффициент K, который принимается:

для свободной длины стен и перегородок $l = 2{,}5H...3{,}5H$	$K = 0{,}9$
то же, $l > 3{,}5H$	$K = 0{,}8$
для стен из бутовых кладок и бутобетона	$K = 0{,}8$
для стен с проемами	$K = \sqrt{A_n/A_b}$
для стен и перегородок, не несущих нагрузок от перекрытий при толщине 25 см и более	$K = 1{,}2$
то же, при толщине 10 см и менее	$K = 1{,}8$

Предельные значения β для армированных стен можно увеличивать на 20 % при продольном армировании в одном направлении и на 30 % — в двух. Для свободно стоящих стен и столбов (не укрепленных в верхней зоне перекрытиями) значения β в нераскрепленном направлении следует снижать на 30 %. Указанные ограничения по предельному соотношению $\beta = (H/h)$ следует назначать до расчета сечений элементов каменных конструкций.

Температурные и деформационные швы. Под действием изменения температуры окружающей среды в каменной кладке стен могут возникнуть деформации укорочения (при отрицательной температуре) и удлинения (при положительной). В результате развития этих деформаций в стенах зданий возникают дополнительные

усилия, которые могут вызвать образование и развитие трещин. Поэтому для предотвращения этого явления стены зданий разрезают вертикальными швами на отдельные отсеки такой длины, при которой изменение температуры не вызывает образования трещин. Максимальное расстояние между температурными швами приведено в табл. 21.2.

Таблица 21.2. **Расстояние *s* между температурными швами отапливаемых зданий из неармированной кладки**

Расчетная температура наружного воздуха, °С	*s*, м кладки			
	из кирпича глиняного, крупных блоков, керамических, бетонных и природных камней		из силикатного кирпича, камней, крупных блоков из силикатного бетона	
	при растворе марок			
	⩾50	⩽25	⩾50	⩽25
⩽—40	50	60	35	40
—30	70	90	50	60
⩾—20	100	120	70	80

Осадочные швы устраиваются для предотвращения дополнительных усилий, возникновение которых возможно в результате неравномерной осадки оснований зданий и сооружений. Эти усилия могут повлечь за собой образование и развитие трещин, нарушающих нормальную эксплуатацию зданий. Температурные швы допускается устраивать в стенах зданий до обреза фундамента. Поскольку фундаменты мало подвергаются значительному влиянию изменения температуры, осадочные швы должны обязательно прорезать и фундаменты.

Часто для уменьшения трудоемкости работ температурные и осадочные швы совмещают. Конструкция шва показана на рис. 21.1, *а*.

Конструктивные схемы зданий. Здания и сооружения в зависимости от их пространственной жесткости условно подразделяют на две категории, с жесткой и с упругой (гибкой) конструктивной схемой. В связи с тем, что статический расчет стен зданий как элементов пространственной системы очень сложен и трудоемок, прибегают к некоторым упрощениям, в частности считают, что стены связаны шарнирно с перекрытиями и покрытиями.

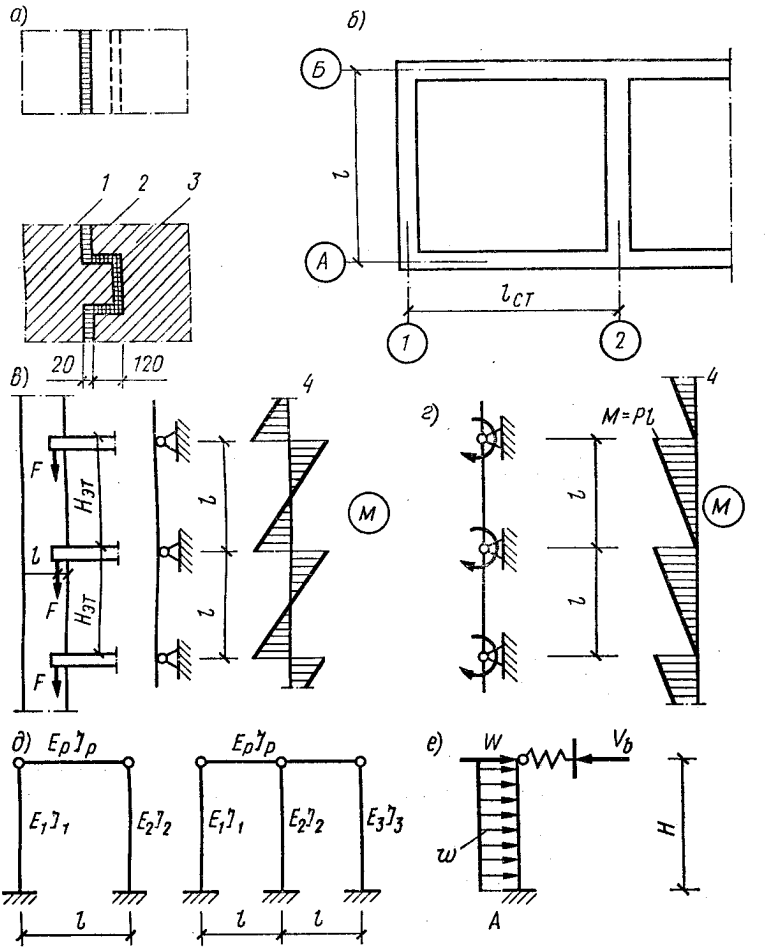


Рис. 21.1. Температурно-осадочные швы и расчетные схемы зданий *а* — конструкция шва; *б* — к определению $l_{ст}$; *в, г* — расчетная схема (жесткая); *д, е* — расчетная схема (гибкая); *1* — герметик или цементная расшивка; *2* — утеплитель; *3* — рубероид

В этом случае при расчетах стеновых конструкций на внецентренное сжатие, действие горизонтальных (ветровых) нагрузок и продольный изгиб считают, что стены опираются на перекрытия. В свою очередь, перекрытия при воздействии на них горизонтальных нагрузок рас-

Таблица 21.3. **Предельные расстояния между поперечными конструкциями, когда покрытия и перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов**

Вид перекрытия или покрытия	Расстояние $l_{ст}$ между поперечными конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
Деревянные	30	24	18	12
Из сборных железобетонных конструкций или стальных балок с настилом	42	36	24	—
Железобетонные и армокаменные сборно-монолитные и монолитные	54	42	30	—

сматриваются как горизонтальные балки, опертые на поперечные стены. Жесткость здания будет тем больше, чем меньше расстояние между несущими поперечными стенами и больше жесткость перекрытия. Максимальные расстояния между поперечными стенами и другими устойчивыми конструкциями (рис. 21.1, *б*) приведены в табл. 21.3.

К другим типам жестких поперечных конструкций относятся поперечные каменные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные стены толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, фермы и железобетонные пояса, способные воспринимать горизонтальные нагрузки от стен. Если конструкция здания соответствует данным, приведенным в табл. 21.3, то в этом случае горизонтальные опоры стен (покрытия и перекрытия) считаются жесткими, а само здание рассчитывается по жесткой конструктивной схеме (рис. 21.1, *в, г*), в противном случае перекрытия считаются податливыми и расчет выполняется по упругой (гибкой) конструктивной схеме (рис. 21.1, *д, е*).

§ 21.2. РАСЧЕТ СТЕН И СТОЛБОВ ЗДАНИЙ С ЖЕСТКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ

В зданиях с жесткой конструктивной схемой продольные стены работают как неразрезные вертикальные балки, опирающиеся на междуэтажные перекрытия (рис. 21,1, *в*). Расчет неразрезных балок сравнительно сложен

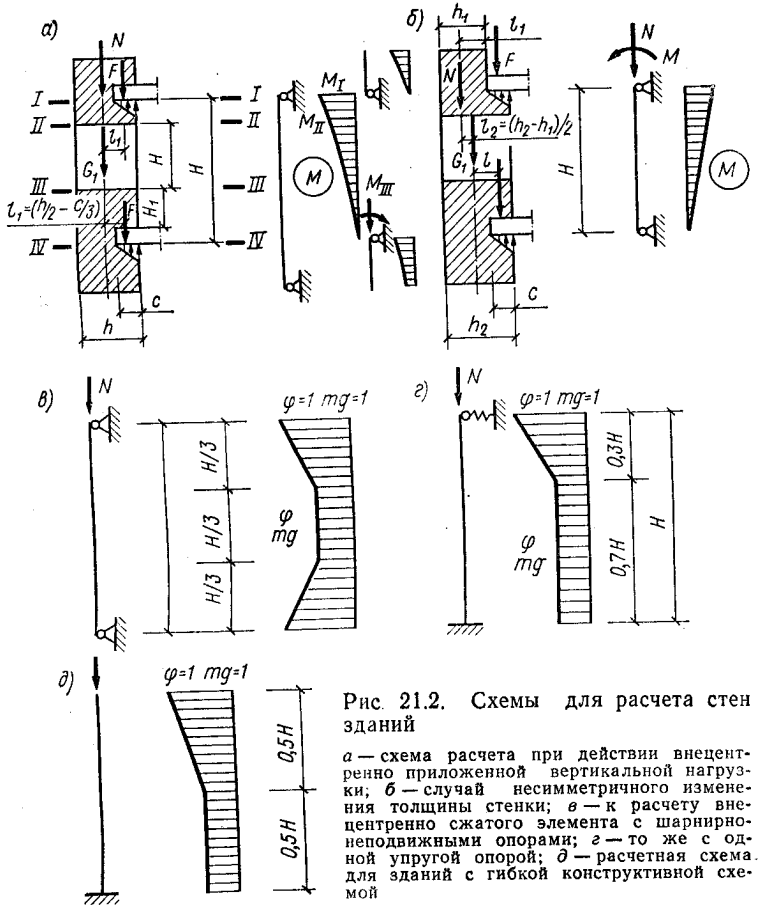


Рис. 21.2. Схемы для расчета стен зданий

а — схема расчета при действии внецентренно приложенной вертикальной нагрузки; *б* — случай несимметричного изменения толщины стенки; *в* — к расчету внецентренно сжатого элемента с шарнирно-неподвижными опорами; *г* — то же с одной упругой опорой; *д* — расчетная схема для зданий с гибкой конструктивной схемой

и трудоемок, поэтому СНиП разрешает выполнять его по упрощенной схеме, как для разрезных балок, свободно опертых в уровне перекрытий (рис. 21.1, *г*). В общем случае на стену действуют нагрузки от веса самой стены, веса покрытия и перекрытия, силы ветра, а также моменты от внецентренного приложения опорных реакций перекрытий относительно центральной оси стены. В разрезной балке момент от внецентренно приложенной вертикальной нагрузки от перекрытий будет действовать только в пределах одного этажа, эпюра этого момента будет иметь вид треугольника (рис. 21.2, *а*) с максимальной ординатой у верхней опоры ($M_1 = Fe_1$) и нуле-

вым значением внизу. Нагрузка от веса стены считается приложенной центрально, однако в сечениях несимметричного изменения толщины стены (устройство уступа внутри здания) нагрузка от лежащей выше части стены будет передаваться на лежащую ниже с эксцентриситетом $e_2=0{,}5(h_2-h_1)$, где h_1 и h_2 — соответствующие толщины стен. Тогда суммарный изгибающий момент в верхнем сечении стены будет равен: $M=M_2-M_1=Fe_1-Ne_2$ (рис. 21.2, *б*).

Расчет несущей способности стен ведется сверху вниз, начиная с кровли, чердачного перекрытия и т. д., при этом следует учитывать нагрузки от парапетов, карнизов и балконов. Расчетная ширина участка принимается равной расстоянию между осями смежных оконных проемов. В наиболее нагруженных нижних этажах проверяют прочность кладки. Расчетными являются сечения I—I, II—II, III—III и IV—IV (см. рис. 21.2, *а*). Наиболее опасны сечения II—II и III—III в уровнях верха и низа оконного простенка, поскольку в этих зонах площадь поперечного сечения кладки меньше из-за ослабления стены оконными проемами. Расчет столбов и стен без проемов выполняют для сечений I—I и IV—IV. Простенки в сечениях II—II и III—III рассчитывают на внецентренное сжатие при действии усилий в данных сечениях:

$$\left.\begin{aligned} N_{II,III} &= N+F+G;\\ M_{II} &= Fe_1(H_1+H_2)/H;\\ M_{III} &= Fe_1H_1/H, \end{aligned}\right\} \qquad (21.1)$$

где N — расчетная нагрузка в сечении I—I от расположенных выше этажей; F — нагрузка от одного перекрытия, расположенного над сечениями II—II, III—III; G — собственный вес стены между сечениями I—I и II—II или I—I и III—III; H — расстояние в свету между железобетонными перекрытиями (при деревянных или металлических перекрытиях — высота этажа).

Вычислив значения N и M, находят эксцентриситет приложения вертикальных сил

$$e_0=M/N \qquad (21.2)$$

и по формулам (19.20) или (19.9) проверяют несущую способность сечения кладки. Причем следует учитывать, что при шарнирно-неподвижных опорах для стен и столбов при расчетной высоте элемента $l_0=H$ коэффициент продольного изгиба φ и коэффициент m_g принимаются равными их расчетному значению только в средней тре-

ти высоты этажа H (рис. 21.2, *в*). В пределах крайних третей высоты элемента разрешается увеличивать значения φ и m_g по линейному закону до $\varphi=1$ и $m_g=1$ в опорных сечениях (вследствие условности расчетной схемы и ослабления сечения в средней части стены оконными проемами).

В некоторых случаях при расчетах многоэтажных зданий, а также зданий, располагающихся в районах с интенсивными ветровыми нагрузками, требуется учитывать усилия от скоростного напора ветра. Изгибающий момент в поперечном сечении кладки от равномерно распределенной нагрузки разрешается определять, как в неразрезной балке на опорах и в пролете, по приближенной формуле

$$M = \omega H^2/12, \qquad (21.3)$$

где ω — расчетное значение ветровой нагрузки.

Ветровую нагрузку можно не учитывать, если возникающие от нее дополнительные напряжения не превышают 0,0981 МПа.

§ 21.3. РАСЧЕТ СТЕН И СТОЛБОВ ЗДАНИЙ С ГИБКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся одноэтажные промышленные и сельскохозяйственные здания, складские, зрелищные и выставочные здания и т. п., в этих зданиях расстояния между поперечными стенами превышают предельно допустимые (см. табл. 21.3). Поэтому в данном случае верхние опоры продольных стен и столбов, которыми обычно служат конструкции покрытий, являются податливыми, частично смещаемыми при действии внешних нагрузок. Расчетная схема таких зданий представляет собой систему плоских однопролетных или многопролетных рам (рис. 21.1, *д*), стойки которых (столбы и стены) защемлены в уровне обреза фундаментов и шарнирно соединены с жесткими ригелями (перекрытиями или покрытиями). Нагрузками являются вес конструктивных элементов, снеговая и ветровая нагрузки, в производственных зданиях следует учитывать и крановые нагрузки.

Расчет зданий с гибкой конструктивной схемой ведется для двух стадий готовности. Для стадии строительства (первая), когда конструкции покрытий или пе-

рекрытий еще не установлены, стены и столбы рассматриваются как отдельно стоящие консоли, заделанные в фундаменты (рис. 21.2, *д*) и для стадии завершенного строительства (вторая), когда стены и столбы рассматриваются как стойки рамы, связанные с ригелем с помощью упругой опоры (рис. 21.2, *е*). Следует знать, что на первой стадии стены и столбы могут оказаться в более неблагоприятных условиях работы, чем на второй.

В стадии законченного строительства при расчетах здания на горизонтальные нагрузки смещение упругой опоры Δ рассматриваемой стойки (см. рис. 21.1, *е*) зависит от жесткости E_nI_n других стоек. Чем выше жесткость этих стоек по сравнению с рассматриваемой, тем меньше смещение Δ и наоборот. При максимальном значении E_nI_n (соответствующем стойкам с минимальной гибкостью) верхнюю опору столба или стенок принято считать неподвижной. В этом случае $\Delta=0$, а опорная реакция V_B максимальна. Если же жесткость E_nI_n очень мала, то работу остальных стоек не учитывают, а рассматриваемую стойку полагают работающей как консоль, у которой $V_B=0$.

В реальных условиях эксплуатации жесткости E_nI_n имеют такое значение, при котором смещение упругих опор $\Delta>0$, но меньше отклонения f консольной стойки ($f>\Delta>0$). Поэтому опорная реакция V_B верхней упругой опоры будет больше нуля, но меньше опорной реакции x стойки с неподвижной верхней опорой ($x>V_B>0$).

Значение опорной реакции в верхней податливой опоре стены или столба находят из выражения

$$V_B = x/(1+\mu), \tag{21.4}$$

где μ — коэффициент, учитывающий влияние податливости верхней опоры рассчитываемой стойки рамы;

$$\mu = \frac{EI}{H^3 \sum_{i}^{n} (E_n I_n)/H_n^3}, \tag{21.5}$$

здесь EI, H — соответственно жесткость и высота рассматриваемой стойки рамы; E_nI_n, H_n — то же, всех остальных стоек, кроме рассчитываемой.

После определения опорной реакции V_B столб или стену рассчитывают, как консоли, защемленные в фундаменте, на наиболее невыгодные сочетания внешних на-

грузок. При наличии изгибающих моментов и продольных сил, не совпадающих с осью стоек, их рассчитывают на внецентренное сжатие, принимая значение φ по гибкости стоек:

$$\lambda_i = l_0/i, \qquad (21.5а)$$

где l_0 — расчетная высота стойки (в однопролетных зданиях $l_0 = 1{,}5H$, в многопролетных — $l_0 = 1{,}25H$).

Значения коэффициента продольного изгиба φ и коэффициента m_g разрешается линейно увеличивать до значений $\varphi = 1$, $m_g = 1$ в верхних опорных зонах стоек (рис. 21.2, *г*, *д*).

§ 21.4. РАСЧЕТ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Расчет стен подвалов. Стены подвалов рассматриваются аналогично стенам вышележащих этажей с жесткой конструктивной схемой, как балки, шарнирно закрепленные на опорах: в верхней зоне в уровне подвального перекрытия, в нижней — в уровне бетонного пола подвала (рис. 21.3, *а*). Стена подвала находится под действием внецентренно приложенной нагрузки от перекрытия подвального этажа, собственного веса и веса вышележащих частей стены (перекрытий, карниза, кровли), а также бокового давления грунта, учитываемого совместно с временной равномерно распределенной по его поверхности нагрузкой. Расчетную высоту стены H принимают от низа подвального перекрытия до основания пола подвала. При отсутствии пола расчетную высоту устанавливают до подошвы фундамента. В некоторых случаях для удобства расчета временную нагрузку на поверхности грунта g условно заменяют добавочным слоем грунта эквивалентной высоты

$$h_{\text{пр}} = g/\rho_{\text{I}}, \qquad (21.6)$$

где ρ — плотность грунта.

Эпюра бокового давления грунта имеет вид трапеции, верхняя ордината которой представляет собой давление только от эквивалентного слоя грунта:

$$g_b = \gamma_f b \gamma_{\text{I}} (h_{\text{пр}} - h_0) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_{\text{I}}/2). \qquad (21.7)$$

Нижнюю ординату эпюры давления грунта определяют из следующего выражения:

$$g_n = \gamma_f b \rho_{\text{I}} (h_{\text{пр}} + h_{\text{гр}}) \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi_{\text{I}}/2); \qquad (21.8)$$

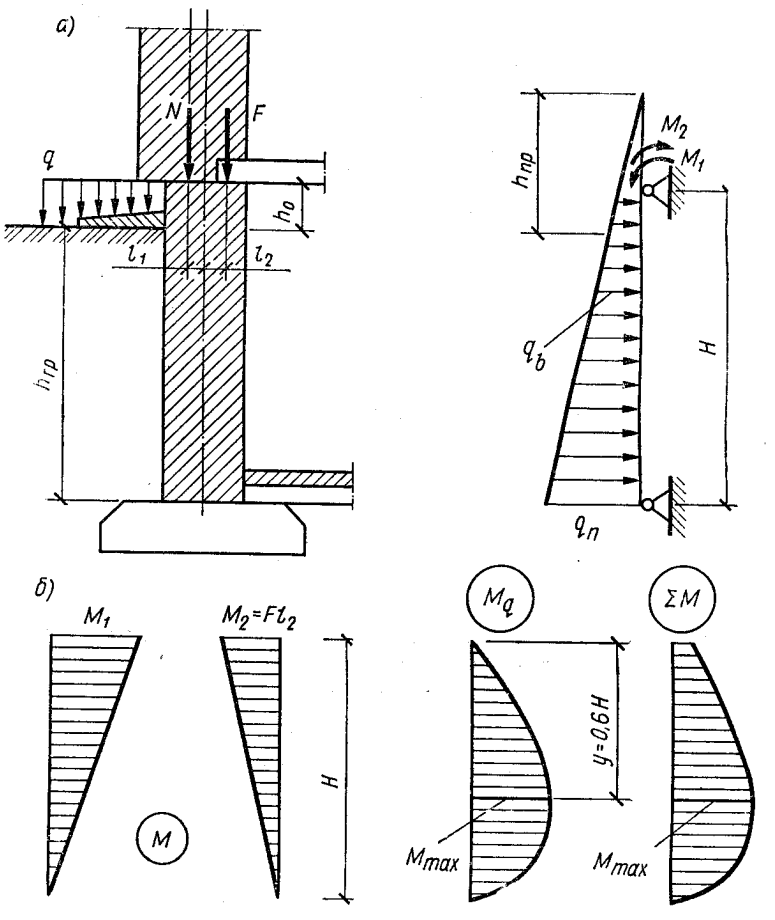


Рис. 21.3. К расчету стен подвалов
а — расчетная схема; *б* — эпюра моментов

в формулах (21.7), (21.8): γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,15; b — ширина рассчитываемого участка стены; ρ_I — плотность грунта обратной засыпки (осредненно принимаемая $\gamma_I=0{,}018$ МН/м^3); φ_I — расчетный угол внутреннего трения грунта (осредненно принимаемый $\varphi_I=30^\circ$); $h_{пр}$, h_0, $h_{гр}$ — показаны на рис. 21.3, *а*.

Расчет несущей способности стены подвала выполняется на внецентренное сжатие. Эпюры моментов от действующих нагрузок показаны на рис. 21.3, *б*. Если боко-

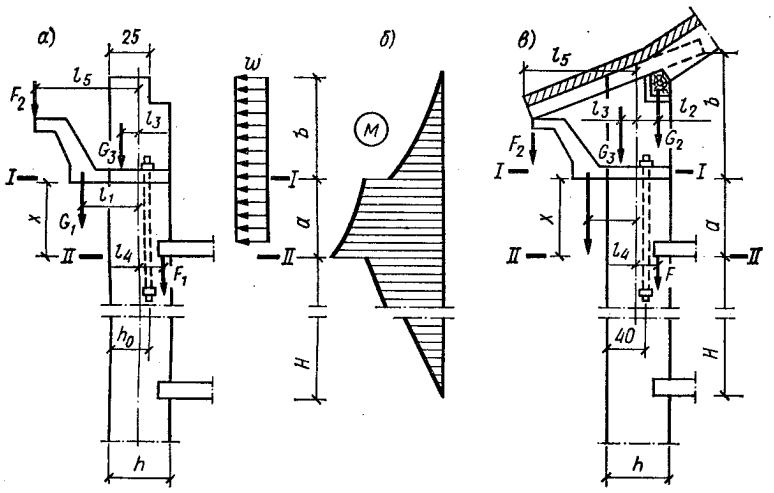


Рис. 21.4. К расчету карниза здания

а — расчетная схема при отсутствии чердачного перекрытия и крыши; *б* — эпюра моментов; *в* — расчетная схема при наличии чердачного перекрытия и крыши

вое давление грунта приложено по всей высоте стены подвала, то максимальный момент будет действовать приблизительно на расстоянии $y=0{,}6H$ от верхней опоры, а его значение разрешается определять по формуле

$$M_{\max} = (0{,}056g_b + 0{,}064g_n)\,H^2. \qquad (21.9)$$

Расчет карнизов. В практике строительства в основном применяют сборные железобетонные карнизы, которые закрепляются в стенах зданий с помощью анкеров. Расчет карнизов делают для двух стадий готовности здания: для незаконченного здания (первая) при отсутствии чердачного перекрытия и крыши (рис. 21.4, *а*) на нагрузку от веса карниза, расчетную нагрузку на край карниза, а также на ветровую нагрузку, действующую на внутреннюю стену с аэродинамическим коэффициентом $c=1{,}4$; для законченного здания (вторая стадия) при наличии чердачного перекрытия и крыши (рис. 21.4, *в*), на нагрузку от веса карниза и всех опирающихся на него конструкций. При определении массы крыши учитывается ее уменьшение в результате отсоса от ветровой нагрузки.

Расчет кладки проводят для двух сечений: I—I, рас-

положенного под карнизной плитой, и II—II — на глубине заделки анкера (расстояние x от плиты карниза см. рис. 21.4, *а*). Эпюра изгибающих моментов от всех действующих нагрузок показана на рис. 21.4, *б*. Осуществляется расчет в такой последовательности: сначала проверяют необходимость постановки анкеров, для этого в сечении I—I находят величину и точку приложения равнодействующей всех сил. Эксцентриситет этой равнодействующей равен изгибающему моменту M_1 всех сил относительно оси стены, деленному на равнодействующую N_1:

для незаконченного здания

$$e_0 = M_I / N_I = (G_1 e_1 + F_2 e_5 + \omega b^2/2)/(G_1 + F_2); \qquad (21.10)$$

для законченного здания

$$e_0 = \frac{G_1 e_1 - G_2 e_2 - F_1 e_4 + F_2 e_5 + \omega b^2/2}{G_1 + G_2 + F_1 + F_2}; \qquad (21.12)$$

в формулах (21.10), (21.11) G_1, G_2 — соответственно масса карниза и кровли; F_1, F_2 — соответственно расчетные нагрузки, приложенные к стене и карнизу; w — ветровая нагрузка.

Если значение эксцентриситета окажется больше предельно допустимого $e_0 > e_u = 0{,}7y$, то необходима установка анкеров, при $e_0 \leqslant 0{,}7y$ анкеры не требуются.

При необходимости постановки анкеров следует определить глубину их заделки в кладку. Эта глубина x назначается из условия непревышения эксцентриситета равнодействующей всех сил в сечении II—II предельно допустимого значения:

$$e_{II} = M_{II}/N_{II} \leqslant e_u = 0{,}7y. \qquad (21.12а)$$

Окончательно принимают большее из двух значений x, полученных из расчетов для двух стадий готовности здания. Глубину заделки анкеров принимают по конструктивным требованиям не менее чем на 15 см ниже сечения II—II, как правило, ниже чердачного перекрытия, которое, догружая анкеры своим весом, улучшает работу карниза. Сечение анкера назначается по растягивающему усилию в сечении кладки с наибольшим изгибающим моментом по приближенной формуле

$$N = M/0{,}85h_0. \qquad (21.13)$$

Сечение анкера определяют из выражения:

$$A_{sb} \geqslant N/\gamma_{cs} R_s, \qquad (21.14)$$

где γ_{cs} — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9

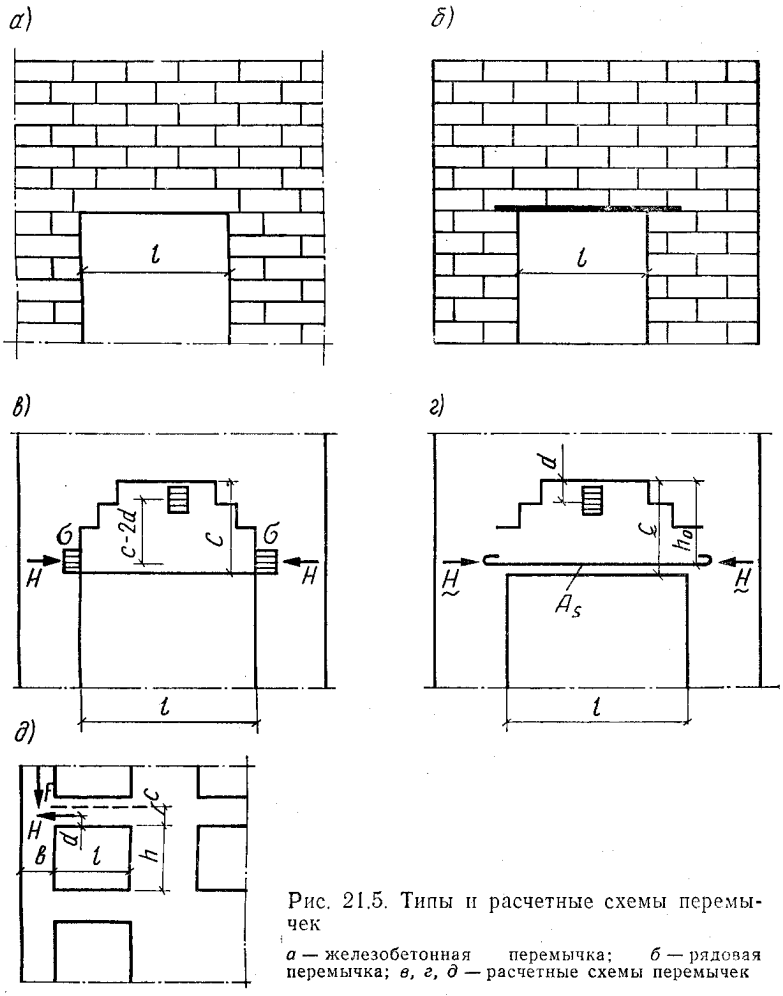


Рис. 21.5. Типы и расчетные схемы перемычек

а — железобетонная перемычка; *б* — рядовая перемычка; *в, г, д* — расчетные схемы перемычек

при кладке на растворе марки 25 и выше и 0,5 при марке 10 и ниже; R_s — расчетное сопротивление арматуры.

Расстояние между анкерами не должно превышать 2 м. Несущую способность кладки в сечениях I—I и II—II следует проверять по формулам внецентренного сжатия.

Расчет перемычек. В настоящее время для перекрытия проемов в стенах из каменной кладки устраивают, как правило, сборные железобетонные или рядовые пе-

ремычки (рис. 21.5, *а, б*). Железобетонные перемычки из сборных железобетонных брусков рассчитывают на изгиб в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций. Рядовые перемычки и рядовые перемычки с затяжкой (армированные перемычки) используют обычно в малоэтажном строительстве. Для предотвращения выпадения кирпичей из нижнего ряда под ним создается рядовая перемычка, представляющая собой арматурные стержни толщиной 2... 3 см, укладываемые в слой раствора из расчета не менее одного стержня сечением 0,2 см^2 на каждые 13 см толщины стены. Максимальная длина рядовой перемычки 2 м. Наименьшую высоту перемычек устанавливают из конструктивных соображений и составляет она: для рядовых перемычек из кирпичей 0,25 *l*, но не менее четырех рядов кладки; для перемычек из камней 0,33*l* и не менее трех рядов камней (*l* — длина пролета).

Расчет перемычки производится на вес неотвердевшей кладки высотой, равной $^1/_3 l$ (*l* — пролет перемычки) при летней кладке и при кладке, выполненной способом замораживания. Нагрузка от веса настилов или балок перекрытий учитывается в том случае, если она действует над перемычкой в пределах квадрата со стороной, равной пролету перемычки при летней кладке и удвоенному пролету — при зимней. На начальной стадии нагружения перемычка работает совместно с лежащей выше кладкой на изгиб, как обычная балка. При нагрузке, составляющей 40...60 % разрушающей, в швах появляются горизонтальные трещины, вызывающие отслоение перемычки от лежащей выше кладки. В это же время в нижней части перемычки под действием растягивающих усилий образуется вертикальная трещина. Начиная с этого момента и до разрушения перемычка работает как трехшарнирная арка, кривая давления которой проходит на расстоянии *d* от верха (в замке) и низа (в пяте) перемычки (рис. 21.5, *в*).

При расчетах перемычек несущую способность кладки проверяют на действие распора *H*, возникающего в опорных зонах перемычки, при этом в необходимых случаях следует учитывать воздействия от веса перекрытий и балконов. Распор прикладывают на расстоянии *d* от низа перемычки. Величину распора находят из условия равенства нулю моментов всех сил относительно

условного шарнира (замка) арки, расположенного на расстоянии d от верха перемычки.

Величину распора находят по формулам:

для рядовых перемычек

$$H = M/(c - 2d); \qquad (21.15)$$

для армированных перемычек (рис. 21.5, *г*)

$$H = M/(h_0 - d), \qquad (21.16)$$

где M — расчетный изгибающий момент в перемычке, подсчитанный, как для балки на шарнирных опорах; c — расчетная высота перемычки, равная расстоянию от низа перемычки до уровня опирания настила или балок перекрытий, при отсутствии последних $c = Ф/3$ (l — пролет перемычки); h_0 — расстояние от условного шарнира до оси затяжки (см. рис. 21.5, *г*).

Величину d для кладки из кирпича или камня марки 75 и выше на растворе марки 25 принимают равной $d = 0{,}15$ с, на растворе марки 50 — $d = 0{,}12$ с, марки 100 — $d = 0{,}1$ с. Несущую способность кладки перемычки на опорах и в замке проверяют на внецентренное сжатие от распора, который действует в горизонтальном направлении с эксцентриситетом, равным:

$$e_0 = (c/2) - d. \qquad (21.17)$$

Расчет растянутой зоны перемычки по раскрытию трещин не выполняется.

Следует учитывать, что в крайних проемах перемычки работают в более неблагоприятных условиях, поскольку в промежуточных перемычках распор взаимно погашается распором соседних проемов, а в крайних перемычках его воспринимает угловой простенок (рис. 21.5, *д*). Поэтому в крайних проемах проверяется прочность опорной зоны перемычки на срез, а также прочность углового простенка в уровне подоконника на совместное действие вертикальных нагрузок и распора.

Прочность опорной зоны перемычки на срез определяют по формуле (19.26), в которой значение A принимается равным площади горизонтального сечения углового простенка. Прочность углового простенка проверяют по формуле (19.20) на внецентренное сжатие, при этом значение эксцентриситета равнодействующей в уровне подоконника не должно превышать $e_0 \leqslant e_u = 0{,}7y$. Если окажется, что условия сопротивления срезу и внецентренному сжатию не выполняются, то для передачи распора в перемычке устанавливается затяжка, заделываемая в глубину простенка не менее чем на

50 см от края. Площадь поперечного сечения затяжки находят из условия:

$$A_s \geqslant H/R_s, \qquad (21.18)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Какие требования предъявляются к зданиям и сооружениям из каменной кладки?
2. Какое значение предельной гибкости установлено для стен и столбов из камня?
3. Назовите группы каменных конструкций.
4. Для чего в зданиях необходимо устраивать температурные и деформационные швы?
5. Приведите классификацию конструктивных схем зданий из каменной кладки.
6. Как выполняется расчет стен и столбов зданий с жесткой конструктивной схемой?
7. Как производится расчет стен и столбов зданий с гибкой конструктивной схемой?
8. Как определяют нагрузки, действующие на стену подвала?
9. Как рассчитываются стены подвалов из каменной кладки?
10. Как производится расчет карнизов?
11. Какова последовательность расчета перемычек?

Раздел IV. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Глава 22. Материалы для металлических конструкций

§ 22.1. СОСТАВ И КЛАССИФИКАЦИЯ МЕТАЛЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ ИЗ НИХ

Материалами для строительных металлических конструкций служат прокатная сталь, стальное литье и алюминиевые сплавы. Наиболее часто (более 95 %) применяют прокатную сталь. Сталь — это сплав железа с углеродом и незначительным количеством примесей (которые попадают из руды или образуются в процессе выплавки) и легирующих добавок (которые вводят для улучшения свойств стали). Стали подразделяются на углеродистые и легированные. Углеродистые стали в зависимости от содержания углерода делят на малоуглеродистые (0,09...0,23 % углерода), среднеуглеродистые (0,24...0,5 % углерода) и высокоуглеродистые (0,51... 1,2 % углерода). В инженерных конструкциях применяют в основном малоуглеродистую сталь, характеризующуюся большой пластичностью и хорошей свариваемостью. Легированные стали также делят на три группы: низколегированные (с суммарным содержанием легирующих добавок до 2,5 %), среднелегированные (2,6...10 %) и высоколегированные (более 10 %). В инженерных конструкциях применяют низколегированные и в незначительных количествах среднелегированные стали. По способу выплавки стали подразделяют на мартеновские и конверторные. Свойства и качество сталей оценивают рядом технических характеристик, основные из которых — механические свойства и химический состав, регламентируемые соответствующими ГОСТами и ТУ.

Химический состав стали. Такой состав характеризуется процентным содержанием в ней различных добавок и примесей. Углерод повышает предел текучести и прочности стали, однако снижает пластичность и свариваемость. В связи с этим в строительстве применяют только малоуглеродистые стали. Специальное введение в сталь различных примесей (легирующих добавок) улучшает некоторые ее свойства.

Так, кремний (обозначается буквой С) раскисляет

сталь. Он увеличивает прочность стали, однако несколько ухудшает свариваемость, стойкость против коррозии и значительно снижает ударную вязкость. Вредное влияние кремния компенсируется повышенным содержанием марганца. Марганец (Г) увеличивает прочность стали, незначительно снижая ее пластичность. Медь (Д) несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии, но способствует старению стали. Алюминий (Ю) хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость. Значительно повышает механические свойства введение в сталь таких легирующих добавок, как никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), вольфрам (В) и др. Однако применение этих добавок в сталях, используемых в инженерных конструкциях, ограничивается их дефицитностью и высокой стоимостью.

Некоторые примеси вредны для сталей. Так, фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хрупкой при низких температурах. Сера несколько снижает прочность стали и, главное, способствует образованию трещин при сварке. Кислород, водород и азот, попадая в расплавленный металл из воздуха, ухудшают структуру стали, увеличивая ее хрупкость.

В зависимости от степени раскисления различают спокойную, полуспокойную и кипящую стали. Если сталь не раскислять, происходит выделение газов, и сталь производит впечатление кипящей жидкости. Такая сталь называется кипящей; она оказывается засоренной газами и менее однородной вследствие ее быстрого остывания. Если в сталь добавить раскислители — кремний (0,12...0,3 %) или алюминий (до 0,1 %), то эти элементы, соединяясь с растворенным в стали кислородом, уменьшают его вредное влияние. Такой процесс называется раскислением стали, он сопровождается выделением тепла. При раскислении сталь остывает спокойно, поэтому ее и называют спокойной. Промежуточное положение по качеству между спокойной и кипящей сталью занимает полуспокойная сталь, которую раскисляют кремнием (0,05...0,15 %). Спокойная сталь, по сравнению с кипящей и полуспокойной, более однородна, лучше сваривается, сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Однако она на 12 % дороже кипящей, что определяет области ее применения.

В зависимости от механических свойств (σ_u, σ_y) все стали условно делят на три группы — с обычной, повышенной и высокой прочностью. К сталям с обычной прочностью относят малоуглеродистые, с повышенной и высокой — низколегированные и среднелегированные стали. Поставка сталей обычной прочности (малоуглеродистых) металлургическими заводами производится по трем группам: по группе *А* — с гарантиями по механическим свойствам; по группе *Б* — с гарантиями по химическому составу; по группе *В* — с гарантиями по механическим свойствам и химическому составу. В инженерных конструкциях применяется, как правило, сталь группы *В* и только для второстепенных нерасчетных элементов иногда может быть применена сталь группы *Б*. В зависимости от предъявляемых требований по испытаниям на ударную вязкость малоуглеродистая сталь разделена на шесть категорий, для каждой из которых нормируются химический состав, значения временного сопротивления, относительного удлинения и требования к испытанию на холодный загиб.

Обозначение марок малоуглеродистой стали по ГОСТ 380—71* и ГОСТ 23570—79 принято буквенно-цифровым. Например, ВСт3сп5, ВСт3Гпс5, 18сп, 18Гпс. Буква В указывает, что сталь поставляется с гарантиями механических свойств и химического состава, буквы Ст — сталь, цифра 3 — условный порядковый номер марки малоуглеродистой стали. Марки стали различаются в зависимости от химического состава и механических свойств от Ст0 до Ст5. В инженерных конструкциях применяется сталь Ст3. Она имеет достаточно высокий предел текучести, пластична, хорошо сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «сп» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). Для обозначения полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца добавляют букву Г. Последняя цифра указывает на категорию стали. Стали марок 18сп и 18пс поставляются по группе В (цифра 18 показывает среднее содержание углерода в сотых долях процента; остальные обозначения те же).

Для гидротехнических сооружений, мостов и других особо ответственных конструкций предназначены малоуглеродистые стали марки М16С и марки 16Д. Стали повышенной и высокой прочности (низколегированные и среднелегированные) поставляются по ГОСТам и по

специальным техническим условиям. Наименование марок легированных сталей в определенной мере отражает их химический состав. Первые две цифры показывают среднее содержание углерода в сотых долях процента, следующие далее буквы русского алфавита обозначают легирующие добавки. Цифра после буквы показывает содержание добавки в процентах с округлением до целых значений. Если количество легирующих добавок 0,3...1 %, то цифра не ставится. Содержание добавки менее 0,3 % не отмечается. Все стали повышенной и высокой прочности поставляются с гарантией механических свойств и химического состава. В зависимости от нормируемых свойств согласно ГОСТу стали подразделяются на 15 категорий. Примеры обозначения: сталь 14Г2 имеет среднее содержание углерода 0,14 %, марганца (Г) до 2 %; сталь 15ХСНД — углерода 0,15 %, хрома (Х), кремния (С), никеля (Н) и меди (Д) 0,3...1 % каждого.

В целях экономии металла прокат из углеродистой стали марок Ст3, Ст3ГСпс и низколегированной стали марок 09Г2, 09Г2С и 14Г2 поставляют по двум группам прочности (например, ВСт3сп5-1 и ВСт3сп5-2). Отличаются такие стали различным браковочным уровнем предела текучести и временного сопротивления и в связи с этим расчетными сопротивлениями. Более высокие расчетные характеристики имеют стали, отнесенные ко второй группе прочности. Выбор марки стали определяет надежность и стоимость конструкции, удобство изготовления, длительность нормальной ее эксплуатации, количество, объем и стоимость работ по содержанию конструкции, в том числе и по защите от коррозии. Марку сталей, если по условиям эксплуатации конструкций не выдвигается специальных требований, выбирают на основании вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом СНиП II-23-81 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Алюминиевые сплавы получают на основе алюминия и легируют марганцем, магнием, кремнием, цинком, медью, хромом. Маркировка сплавов осуществляется по легирующим элементам: АМг — сплавы с магнием, АМц — с марганцем (магналии), АД и АВ — типа авиаль с магнием и кремнием, Д — типа дюралюмин; В — высокопрочные сплавы. Цифра обозначает номер сплава, а в магналиях — процент содержания магния. Состояние сплава в зависимости от вида обработки обозначают

буквами: М — отожженное (мягкое), Т — закаленное (твердое) и естественно состарившееся в течение 3... 6 сут, ТІ — закаленное и естественно состарившееся, Н — нагартованное (путем вытяжки), П — полунагартованное. Например, Д16-Т означает дюралюмин № 16 после закалки и естественного старения, АВ-М — отожженный авиаль. В строительстве в основном применяются магналии, дюралюмины и авиали. По прочности эти сплавы разделяют на две группы: 1 — малой и средней прочности, но с высокими противокоррозионными свойствами (АМг, АМц, АВ), применяемые в основном для стеновых и кровельных панелей, витражей переплетов и т. д.; 2 — высокой прочности и средней коррозионной стойкости (Д и В), используемые в качестве несущих конструкций.

Металлические конструкции разделяются на 4 группы в зависимости от ответственности и условий эксплуатации: 1-я группа — сварные конструкции, находящиеся под действием динамической, вибрационной или подвижной нагрузки; 2-я — сварные конструкции, работающие на статические нагрузки в условиях растяжения или изгиба; 3-я — сварные металлические конструкции, работающие на сжатие или сжатие с изгибом под действием статических нагрузок; 4-я — вспомогательные сварные конструкции (фахверки, связи площадки и т. д.). Для болтовых соединений расчетная группа принимается на единицу больше.

При проектировании необходимо точно установить, к какой группе относится данная конструкция, и в зависимости от принятой группы следует выбрать марку стали. При этом нужно учитывать следующее: чем выше номер группы, тем легче условия эксплуатации, меньше опасность хрупкого разрушения и ниже требования к марке стали. Для конструкций 1-й группы рекомендуется применять спокойные, полуспокойные и низколегированные стали. Конструкции 4-й группы в некоторых случаях разрешается выполнять даже из кипящей стали. При назначении марки стали следует учитывать возможность эксплуатации конструкции при низких температурах и в условиях агрессивных сред.

§ 22.2. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МЕТАЛЛОВ

Механические свойства стали определяют такие показатели, как прочность, упругость и пластичность, а также склонность к хрупкому разрушению, которое косвенно оценивается ударной вязкостью. Прочность стали определяется сопротивляемостью материала внешним силовым воздействиям. Упругость характеризуется свойством материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок. Пластичность — свойство материала не возвращаться в свое первоначальное состояние после снятия внешних нагрузок, т. е. получать остаточные деформации. Хрупкость характеризуется разрушением материала при малых деформациях. К основным характеристикам металлов, по которым судят об их механических свойствах, относятся: предел пропорциональности $\sigma_{пу}$, предел упругости $\sigma_{ер}$; модуль упругости F; предел текучести σ_y; предел прочности σ_u; относительное удлинение δ после разрыва; хрупкость, выносливость. Первые семь показателей определяются на основании испытания на растяжение стандартных образцов (рис. 22.1, *а*), по результатам которого строят диаграмму зависимости между напряжениями и относительными деформациями (рис. 22.1, *б*).

Пределом пропорциональности называют наибольшее напряжение, при котором остается справедливым закон Гука $\sigma = E\varepsilon$, где $E = \operatorname{tg}\alpha$ — модуль упругости. Следует знать, что модуль упругости алюминиевых сплавов примерно в 3 раза меньше, чем у сталей. Предел упругости — наибольшее напряжение, до которого материал не получает остаточных деформаций, т. е. при снятии нагрузки полностью восстанавливаются первоначальные размеры образца *. Предел текучести — напряжение, при котором начинают развиваться пластические деформации, а на диаграмме (рис. 22.1, *б*) появляется площадка текучести. Если при напряжениях, превышающих предел текучести, снять нагрузку, то в образце появятся остаточные деформации ε_o, которые будут меньше полных деформаций ε (при полном загружении) на величину упругих деформаций ε_y (восстанавливающихся после разгружения). Если через некоторое время вновь загру-

* Для большинства сталей пределы пропорциональности и упругости практически совпадают.

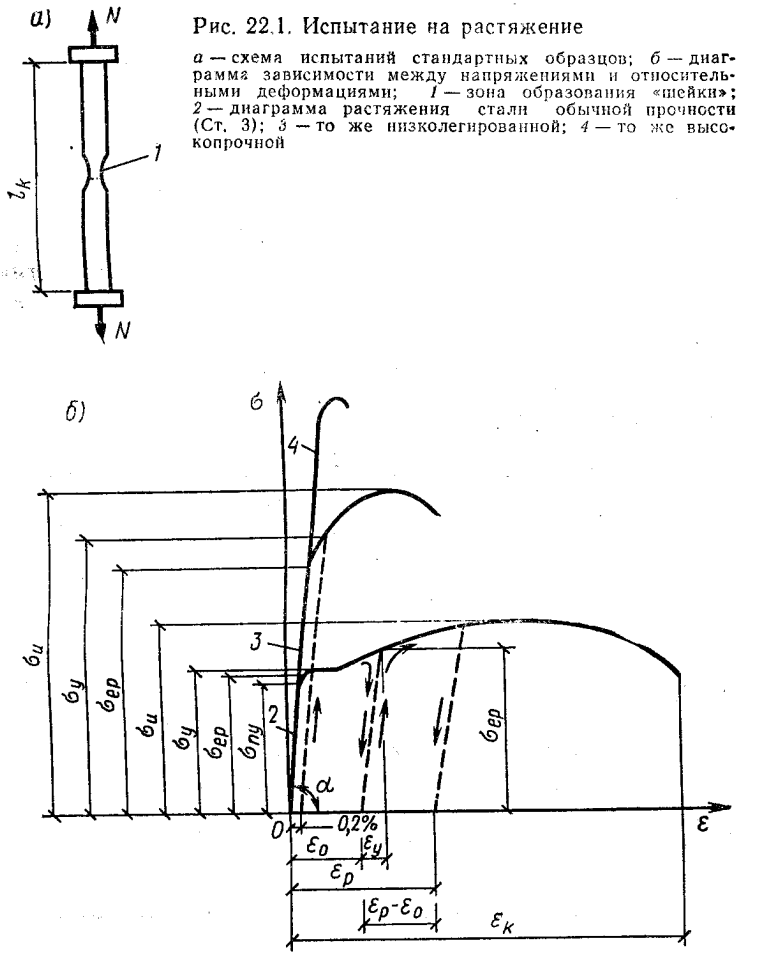


Рис. 22.1. Испытание на растяжение

а — схема испытаний стандартных образцов; *б* — диаграмма зависимости между напряжениями и относительными деформациями; *1* — зона образования «шейки»; *2* — диаграмма растяжения стали обычной прочности (Ст. 3); *3* — то же низколегированной; *4* — то же высокопрочной

зить образец, его работа изменится, предел упругости возрастет $\sigma_{lp} = \sigma_0$ (рис. 22.1, *б*), а деформации при разрушении уменьшатся на величину предварительной вытяжки $\varepsilon_p - \varepsilon_o$, т. е. будет получен другой материал с повышенными упругими свойствами и меньшей пластичностью. Повышение упругих свойств материалов в результате предварительного пластического деформирования носит название наклепа или нагартовки и широко используется в технике при упрочнении арматурных сталей и алюминиевых сплавов.

На диаграммах растяжения низколегированных сталей и алюминиевых сплавов отсутствует ярко выраженная площадка текучести, поэтому в этих случаях за предел текучести принимают напряжения, при которых образец получает остаточную деформацию в 0,2 %.

Пределом прочности σ_u, или временным сопротивлением, называют напряжение (равное отношению наибольшей силы к первоначальной площади поперечного сечения образца), при котором образец, пройдя стадию самоупрочнения, начинает разрушаться (рис. 22.1, *б*). Относительное удлинение при разрыве характеризует пластичность металла и определяется по выражению

$$\delta\% = 100\,(l_k - l_0)/l_0,$$

где l_0 и l_k — соответственно длина образца до и после разрыва.

Помимо относительного удлинения для оценки пластичности металла и склонности к трещинообразованию прибегают к пробе на загиб в холодном состоянии на 180° вокруг специальной оправки. Проба считается успешной, если у образца не образовались трещины, подрывы или расслоения.

Хрупкость — способность материала разрушаться при очень малых деформациях. Показатель хрупкости — ударная вязкость, которую определяют испытанием стандартных образцов с выточкой на маятниковом копре, измеряя величину работы, затраченную на разрушение образца, отнесенную к площади его поперечного сечения. С понижением температуры ударная вязкость понижается, поэтому если конструкция будет эксплуатироваться при низких температурах, испытания проводят при отрицательных температурах (до —70 °С). Хрупкое разрушение значительно опаснее пластического, поскольку при пластических деформациях разрушение наступает постепенно, оно заметно на глаз и есть время усилить конструкцию. При хрупком разрушении материал разрушается внезапно без видимых деформаций. Следует иметь в виду, что с понижением температуры хрупкость сталей возрастает, а у алюминиевых сплавов уменьшается, что предопределяет более выгодное их использование в условиях эксплуатации при низких температурах.

Выносливость. Из практики известно, что при действии многократно повторяющихся нагрузок, включая и динамические, разрушение конструкции может наступать при напряжениях, которые значительно меньше

предельных в случае статического (однократного) приложения внешней нагрузки. Такое разрушение при действии переменных напряжений называют усталостью материала. Способность сопротивляться разрушению от усталости называют выносливостью, которая определяется пределом выносливости. Пределом выносливости называют наибольшее напряжение, которое выдерживает материал при 2 млн. циклов повторяющейся нагрузки. Разрушение при потере выносливости всегда носит хрупкий характер, хотя материал может быть пластичным и иметь хорошую ударную вязкость. Это связано с образованием микротрещин, которые увеличивают хрупкость.

§ 22.3. СОРТАМЕНТ МЕТАЛЛА

Элементы металлических конструкций ферм, балок, колонн образуются из профилей различной формы — листов, уголков, двутавров, швеллеров (фасонный прокат) и т. д. Сортаментом называют каталоги профилей, которые изготавливаются и поставляются металлургическими заводами. В сортамент обычно входит более сотни профилеразмеров, но в практике строительства применяют только некоторые из них, т. е. используется сокращенный сортамент наиболее употребительных профилей. Так, стальные профили получают с помощью прокатки, гнутьем из листов в холодном состоянии и сваркой (обычно замкнутые — круглые или прямоугольные трубы). Весь прокат разделяют на листовой и фасонный.

Листовая сталь (рис. 22.2, *а*) чаще всего используется в строительстве. Ее масса в колоннах, балках, фермах составляет 40...60 % общей массы конструкции. Большая группа (резервуары, бункеры и т. д.) так и называется — листовые конструкции. Листовая сталь бывает толстолистовой, тонколистовой, универсальной, рулонной, полосовой, кровельной, листовой рифленой (для настилов), просечно-вытяжной (с большим количеством отверстий, не допускающих скопления пыли) и т. д. Толстолистовая сталь имеет толщину 5...160 мм, ширину 600...3600 мм и длину до 12 м (в строительстве обычно применяют листы толщиной до 40 мм, шириной до 2400 мм и длиной до 6 м).

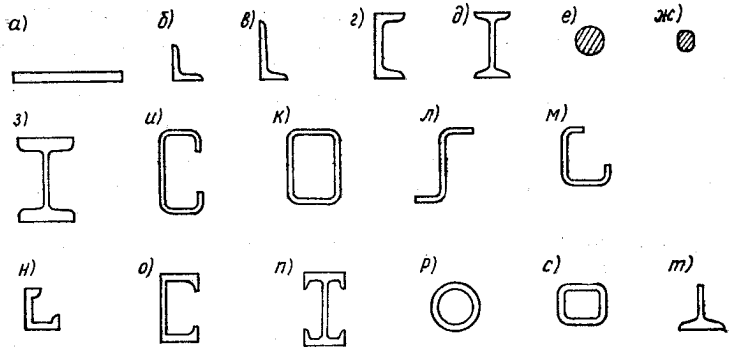


Рис. 22.2. Профили сортамента
а—е — прокатные; *и—м* — гнутые; *н—т* — прессованные

Фасонный прокат поставляется в виде уголков (рис. 22.2, *б, в*), швеллеров (рис. 22.2, *г*), двутавров (рис. 22.2, *д*). В некоторых случаях используют специальные прокатные профили, круглые с диаметром до 250 мм и квадратные со стороной до 100 мм (рис. 22.2, *е, ж*). Гнутые профили (рис. 22.2, *и — м*) имеют меньшую толщину по сравнению с прокатными, что позволяет в сжатых элементах конструкций получать экономию металла до 10 %. Прессованные профили (рис. 22.2, *н — с*) получают в результате продавливания нагретой заготовки через специальную матрицу с отверстием по форме профиля. Двутавры (рис. 22.2, *д, н*) и швеллеры (рис. 22.2, *г, и, о*) применяются в основном для изгибаемых и сжимаемых элементов (балок и колонн). Швеллеры и «зэты» (рис. 22.2, *л*) хорошо работают на косой изгиб. В последнее время металлургическими заводами стали выпускаться широкополочные двутавры (рис. 22.2, *з*). Их применение наиболее перспективно, так как они могут использоваться без предварительной обработки в качестве балок и колонн, что снижает в 2—3 раза трудоемкость изготовления. Очень часто применяются уголки (рис. 22.2, *б, в, м, н*), поскольку они удобны при конструировании сечений любой конфигурации.

Применение трубчатых профилей (рис. 22.2, *к, р*) дает существенный экономический эффект в сжимаемых конструкциях, так как они имеют примерно равную гибкость в различных плоскостях. Профили из алюминиевых сплавов чаще всего получают: прокаткой, прессованием

и гнутьем. Для предотвращения потери местной устойчивости полок алюминиевых профилей на их концах создаются специальные утолщения, называемые бульбами. Это объясняется тем, что потеря устойчивости алюминиевых профилей наступает значительно раньше, чем у стальных из-за меньшего модуля упругости. С этой же целью края гнутых профилей отбортовываются. В последнее время осваивается производство широкополочных тавров (рис. 22.2, *т*), которые весьма эффективны при использовании в поясах ферм.

§ 22.4. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Металлические конструкции широко применяются в современном строительстве. По конструктивной схеме их разделяют на две группы: стержневые системы — колонны, балки и фермы каркасов промышленных и гражданских зданий, мосты, башни и мачты и т. д., листовые конструкции (типа оболочек) — газгольдеры, резервуары, трубопроводы, бункеры и т. д. К преимуществам металлических конструкций относятся: а) легкость (конструкции из металла примерно в 4 раза легче железобетонных и каменных конструкций); б) хорошая транспортабельность; в) высокая скорость монтажа благодаря простоте сварных и болтовых соединений; г) индустриальность изготовления на высокомеханизированных заводах без значительных затрат ручного труда. Недостатками металлических конструкций следует считать: а) способность подвергаться коррозии, защита от которой требует привлечения значительных средств, вследствие чего эксплуатация металлических конструкций дороже; б) малая огнестойкость; в) дефицитность металла.

В связи с тем, что в определенных отраслях народного хозяйства алюминиевые сплавы и стали нельзя заменить другими материалами, использование металлических конструкций в строительстве ограничено инструкцией ТП101-81 «Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов», хотя в принципе любое сооружение может быть выполнено из металла. В последнее время в практике строительства получили распространение легкие металлические конструкции из трубчатых и эффективных профи-

лей проката. Их изготавливают на специализированных заводах. Такие конструкции легче обычных на 25—50 %, а сроки их возведения значительно меньше благодаря сборке из укрупненных блоков. Легкие металлические конструкции стали применять при возведении производственных и сельскохозяйственных зданий без крановой нагрузки с пролетами 18 м.

Применение алюминиевых сплавов экономически оправданно в конструкциях, совмещающих несущие и ограждающие функции: листовые покрытия больших пролетов, плиты покрытий и панели стен. Целесообразно использовать алюминиевые сплавы для большепролетных покрытий типа арок и куполов, где особенно важно уменьшение собственной массы, в сейсмически опасных районах (большая сейсмостойкость вследствие малой собственной массы), в отдаленных труднодоступных районах (уменьшение транспортных расходов из-за снижения веса) и в северных и восточных районах (способность сохранять пластичность при низких температурах). Большое распространение алюминиевые сплавы получили при изготовлении оконных переплетов, витрин, витражей и изделий для внутренней и внешней отделки зданий, так как способ прессования, применяемый для изготовления алюминиевых профилей, проще и дешевле прокатки стальных профилей.

Перспективы дальнейшего развития металлических конструкций могут быть сформулированы следующим образом: расширение применения высокопрочных сталей, алюминиевых сплавов, атмосферостойких сталей, более эффективных профилей (широкополочных двутавров, гнутых тонкостенных и т. д.); изготовление типовых конструкций на автоматизированных поточных линиях; использование новых типов соединений, ускоряющих монтаж; применение быстровозводимых складывающихся систем — куполов, тентовых конструкций, ферм, структур; использование предварительно напряженных конструкций; укрепление монтажных элементов с привлечением для их монтажа вертолетов и дирижаблей.

§ 22.5. КОРРОЗИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Один из наиболее существенных недостатков металлических конструкций — коррозия. Ежегодные потери

металла от коррозии в СССР составляют около 30 млн. т в год. Коррозией металла называют процесс электрохимического или химического разрушения его при взаимодействии с агрессивной средой. Различают следующие виды коррозии: атмосферную, подземную, контактную, коррозию блуждающими токами, биокоррозию в результате жизнедеятельности микроорганизмов, химическую коррозию при высоких температурах в газах, коррозию в жидкостях. Строительные конструкции из металлов в наибольшей степени подвержены атмосферной коррозии, потери от нее составляют около 50 % всех коррозионных потерь и поражают около 70 % используемого металла.

Агрессивность атмосферы зависит от ее влажности и загрязненности. По степени воздействия согласно СНиПу различают: неагрессивную, слабоагрессивную, среднеагрессивную и сильноагрессивную среды. Агрессивность среды увеличивается при усилении концентрации загрязненности воздуха, например сернистый газ, растворяясь в воде, превращается в серную кислоту, оксиды азота образуют азотную и азотистую кислоты и т. д. Усиление коррозии металла при его контакте с другим металлом, имеющим другой электрохимический потенциал, приводит к контактной коррозии, которая в зоне контакта вызывает глубокую точечную коррозию. Коррозионная стойкость сталей неодинакова, малоуглеродистые и низколегированные стали необходимо защищать от коррозии. Имеется группа сталей, которые можно использовать без такой защиты, они называются атмосферостойкими и представляют собой слаболегированные стали, содержащие медь, никель, хром, фосфор и т. д. При взаимодействии с атмосферой на поверхности этих сталей образуется естественный защитный слой из продуктов коррозии, препятствующий дальнейшему корродированию.

Стойкость алюминиевых сплавов к коррозии в большинстве случаев удовлетворительная, так как на открытом воздухе поверхность алюминия и его сплавов покрывается тонкой плотной пленкой оксидов, хорошо защищающей металл. При тяжелых условиях эксплуатации в агрессивных средах и использовании сплавов типа дюралюмин требуется дополнительная защита с помощью различных покрытий. Детали из алюминиевых сплавов, соприкасающиеся с бетоном или сталью, дол-

жны быть изолированы с помощью специальных прокладок (пластмасс или других материалов) или защитных покрытий во избежание контактной коррозии. Для защиты металлических конструкций от коррозии используют различные типы искусственных покрытий — лакокрасочные (из различных материалов) и металлоизоляционные. Для нанесения металлоизоляционных покрытий применяют плакирование (покрытие при горячей прокатке слоем чистого алюминия толщиной около 2 % толщины листа), анодирование (покрытие в серной или хромовой кислоте под воздействием постоянного тока), гальванизация (покрытие слоем цинка или никеля с последующим нанесением слоев меди, кадмия, хрома и т. д.) и обрызгивание (используется и после монтажа).

В некоторых случаях защиту от коррозии в агрессивных средах может обеспечить выполнение следующих конструктивных мероприятий: а) шаг колонн и стропильных ферм должен быть равен или более 12 м, так как при этом сечения элементов конструкций получаются массивными, для которых коррозионные повреждения в процентном отношении будут меньше; б) не следует применять легкие металлические конструкции из тонкостенных элементов, когда коррозия наиболее опасна; в) необходимо избегать использования решетчатых элементов, так как в них, как правило, скапливаются влага и пыль; г) рекомендуется шире применять трубчатые конструкции; в этом случае скорость коррозии наименьшая по сравнению с другими профилями; д) при конструировании следует стремиться к уменьшению количества пазух, карманов и т. д., где возможны скопления пыли и влаги; д) узлы опирания на фундаменты необходимо замоноличивать в бетоне на высоту не менее высоты снежного покрова, чтобы предотвратить застаивание в узлах талой воды; е) для защиты от расклинивающего действия ржавчины следует применять высокопрочные болты вместо заклепок или обычных болтов; ж) проектирование нужно вести таким образом, чтобы избежать возможности образования конденсата на внутренних поверхностях несущих и ограждающих конструкций; 3) при использовании конструкций из различных металлов для предотвращения контактной коррозии в местах их соприкосновения следует предусматривать защитные покрытия или прокладки.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Приведите классификацию сталей в зависимости от химического состава и технологии изготовления.
2. Дайте классификацию сталей по маркам и группам прочности.
3. Как маркируются стали, что означают буквы и цифры в наименовании марки?
4. Приведите классификацию алюминиевых сплавов.
5. Назовите группы металлических конструкций в зависимости от условий эксплуатации.
6. Перечислите важнейшие показатели, характеризующие механические свойства металлов.
7. Что такое наклеп и как он используется для упрочнения сталей?
8. Что такое хрупкость, ударная вязкость, пластическое и хрупкое разрушение, факторы, влияющие на хрупкость?
9. Дайте определение выносливости, усталости и предела выносливости.
10. Что называется сортаментом, его назначение?
11. Перечислите профили, используемые в строительстве.
12. Назовите способы изготовления профилей.
13. Укажите достоинства, недостатки и области применения металлических конструкций.
14. В каких конструкциях экономически оправданно применение алюминиевых сплавов?
15. Приведите классификацию металлических конструкций в зависимости от конструктивной схемы.
16. Перечислите виды коррозии металлических конструкций.
17. Что такое коррозионная агрессивность атмосферы, коррозионная стойкость алюминиевых сплавов, атмосферостойкая сталь?
18. Какие способы борьбы с коррозией металлических конструкций вы знаете?

Глава 23. Расчет элементов металлических конструкций

§ 23.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Строительные стали и алюминиевые сплавы представляют собой однородные материалы, подчиняющиеся закону Гука, и их расчет осуществляют по формулам сопротивления материалов (с некоторыми уточнениями, учитывающими пластические деформации сталей).

Структура расчетных формул. Расчет по первой группе предельных состояний выполняется для всех металлических конструкций, подвергающихся силовым или агрессивным воздействиям внешней среды. В основу

расчета положено условие непревышения наибольших напряжений расчетного сопротивления материала, которое гарантирует предотвращение потери несущей способности от разрушения материала, потери устойчивости или усталости. Помимо выполнения данного условия необходимо стремиться к тому, чтобы напряжения в сечении были близки к установленным расчетным сопротивлениям. Это дает возможность избежать перерасхода материалов и получать экономичную конструкцию.

При расчете прочности расчетная формула имеет следующий вид:

$$\text{напряжение} = \frac{\text{усилие } (N,\ M)}{\text{геометрическая характеристика } (A,\ W)} \leqslant R\gamma_c/\gamma_n, \tag{23.1}$$

где N — продольная сила при растяжении; M — изгибающий момент при изгибе. Геометрическая характеристика, зависящая от распределения напряжений по сечению элемента (A — площадь при равномерном распределении; W — упругий или упругопластический момент сопротивления при изгибе); R — расчетное сопротивление металла; γ_c — коэффициент условий работы, а γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения.

При расчете устойчивости

$$\text{напряжение} = \frac{\text{усилие } N}{\text{геометрическая характеристика } A\varphi} \leqslant R\gamma_c/\gamma_n. \tag{23.2}$$

В формуле (23.2) φ — понижающий коэффициент, зависящий от характера работы элемента: при центральном сжатии φ — коэффициент продольного изгиба, при внецентренном — φ_c, при расчете общей устойчивости балки φ_b.

При расчете на выносливость

$$\text{напряжение} = \frac{\text{усилие } (Nk_d, Mk_d)}{\text{геометрическая характеристика}} \leqslant \alpha R_v\,\gamma_v/\gamma_n. \tag{23.3}$$

В формуле (23.3) k_d — коэффициент динамичности, зависящий от вида и интенсивности динамической нагрузки; α — коэффициент, учитывающий количество циклов загружения; γ_v — коэффициент, зависящий от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии цикла $\rho = \sigma_{max}/\sigma_{min}$, здесь σ_{max} и σ_{min} соответственно наибольшее и наименьшее абсолютное значение напряжений в рассчитываемом элементе; R_v — расчетное сопротивление усталости, принимаемое по СНиПу.

Расчет по второй группе предельных состояний должен обеспечить недопущение чрезмерного развития деформации (прогибов, углов поворота) и колебаний конструкций. Чаще всего расчет металлических конструкций сводится к проверке прогиба. В этом случае рас-

четная формула принимает следующий вид:

$$f/l \leqslant f_u/l, \qquad (23.4)$$

где f/l — относительный прогиб конструкции, определяемый в результате расчета; f_u/l — предельно допустимый относительный изгиб, определяемый нормами; l — пролет изгибаемой конструкции.

Нормативные и расчетные сопротивления. Для металлов нормативные сопротивления устанавливаются по минимальным значениям предела текучести $R_{yn}=\sigma_y$ и временного сопротивления $R_{un}=\sigma_u$ в соответствии с государственными стандартами и техническими условиями. При изготовлении сталей и алюминиевых сплавов пределы текучести и прочности контролируют выборочно, поэтому случайные отклонения этих характеристик учитывают с помощью коэффициентов надежности по материалу, который устанавливается на основе статистической обработки результатов испытаний и равен: $\gamma_m=$ $=1{,}025...1{,}15$ (для алюминиевых сплавов $\gamma_m=1{,}1$). Расчетные сопротивления устанавливаются равными нормативным сопротивлениям, деленным на коэффициенты надежности по материалу. Различают их по пределу текучести $R_y=R_{yn}/\gamma_m$ и временному сопротивлению $R_u=R_{un}/\gamma_m$. Последнюю характеристику применяют для конструкций, эксплуатация которых возможна и после достижения предела текучести (например, при расчетах на выносливость), но при этом дополнительно вводят коэффициент надежности по назначению $\gamma_u=1{,}3$ (для алюминиевых сплавов $\gamma_u=1{,}6$). Нормативные и расчетные сопротивления принимаются индивидуально в зависимости от марки стали, вида и толщины проката. Значения этих величин для некоторых марок сталей приведены в табл. 23.1.

При расчетах других видов напряженного состояния используют следующие расчетные сопротивления: при расчетах на сдвиг — $R_s=0{,}58R_y$; на смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки) — $R_p=R_u$; на местное смятие $R_{lp}=0{,}5R_u$; на растяжение в направлении толщины проката — $R_{th}=0{,}5R_{un}/\gamma_m$. Коэффициенты условий работы металлических конструкций изменяются в пределах 0,7...1,1 и зависят от типа конструкции и материала, вида соединения и вида нагружения.

Общая и местная устойчивость. Для большинства металлических конструкций очень важный фактор — устойчивость, поскольку в сжатых элементах возможна потеря несущей способности не за счет разрушения ма-

Таблица 23.1. **Нормативные и расчетные характеристики для некоторых марок сталей**

Группа конструкций	Марка стали	Группа прочности	Толщина, мм	Расчетное сопротивление R_y, МПа		Категория стали для климатических районов с расчетной температурой, °С			Предел текучести стали, МПа, $R_{yn}=\sigma_y$		Временное сопротивление стали, МПа, $R_{un}=\sigma_u$	
				листовой прокат	фасонный прокат	—30 до —40	—40 до —50	—50 до —65	листовой прокат	фасонный прокат	листовой прокат	фасонный прокат
1, 2, 4	ВСт3Гпс	1	4—10	240	250	5	—	—	245	255	365	375
			11—20	230	240	5	—	—	235	245	365	370
			21—30	—	230	5	—	—	—	235	—	365
		2	4—10	270	280	5	—	—	275	285	380	390
			11—20	260	270	5	—	—	265	275	370	380
			21—30	215	—	5	—	—	225	—	360	—
1, 2, 3	09Г2С	1	4—10	335	335	Для 1-й группы			345	345	490	490
			11—20	315	315	12	13	15	325	325	470	470
		1	21—30	—	300	Для 2-й группы			—	305	—	460
		2	4—10	355	360	6	12	15	365	370	510	520
			11—20	335	345	Для 3-й группы			345	355	490	500
			21—32	290	290	6	6	12	305	305	460	460
2, 3	ВСг3пс	1	4—10	230	240	6	—	—	235	245	365	370
			11—20	230	240	6	—	—	235	245	355	365
			21—25	—	220	6	—	—	—	225	—	355
		2	4—10	270	270	6	—	—	275	275	370	380
			11—20	260	270	6	—	—	265	275	365	370
			21—25	220	—	6	—	—	225	—	370	—
2	0972С	—	33—60	270	270	6	12	15	285	285	450	450
2	10ХНДП	—	4—9	330	330	6	—	—	345	345	470	470
		—	10—16	280	—	6	—	—	295	—	440	—

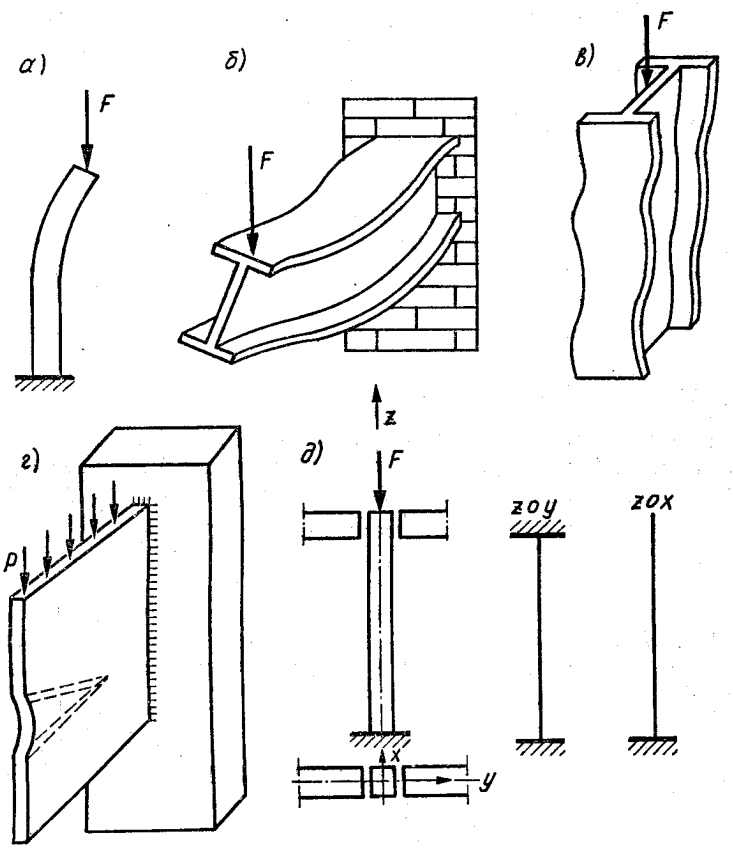


Рис. 23.1. Потеря устойчивости
а, б — общей колонной и балкой; *в, г* — местной, полками и стенками колонны и балки; *д* — к определению расчетной длины сжатого элемента

териала, а за счет потери устойчивости при нагрузках, значительно меньших, чем требуются на разрушение металла. Практика показала, что значительная часть аварий металлических конструкций произошла из-за потери устойчивости как целых конструкций, так и отдельных их элементов. Различают два основных типа потери устойчивости — общую и местную. Общая потеря устойчивости — это такое явление, когда при нагрузке, превышающей некоторое критическое значение, происходит поте-

ря первоначальной формы конструкции, при этом она изгибается или закручивается (рис. 23.1, *а, б*). Расчет общей устойчивости производится по формуле (23.2). Местная потеря устойчивости — такое явление, когда весь элемент в целом сохраняет первоначальную форму, а отдельные сжатые элементы (пластинки) теряют форму, искривляясь в составе конструкции (рис. 23.1, *в, г*). Местная потеря устойчивости, как правило, предшествует общей потере устойчивости. Выход из работы стенки или полки сжатого элемента вследствие местной потери устойчивости резко ослабляет сечение всей конструкции.

Любой элемент металлической конструкции состоит из отдельных пластинок различных типов. Например, полку двутавра образуют «свесы», которые представляют собой пластинку с одним свободным краем, а стенка — это длинная пластинка, края которой защемлены в полках, поэтому формулы, выражающие условия местной устойчивости, имеют следующую структуру:

$$\frac{\text{ширина или высота пластинки}}{\text{толщина пластинки}} \leqslant k. \qquad (23.5)$$

Величина коэффициента k зависит от марки стали, гибкости элемента (типа поперечного сечения), вида пластинки (полка или стенка), типа конструкции и действующей нагрузки.

§ 23.2. ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Центрально-растянутыми элементами считаются такие, в которых точка приложения и направление растягивающей силы совпадают с линией, проходящей через центр тяжести поперечного сечения стержня (осью элемента). При центральном растяжении в поперечном сечении стержня возникают нормальные напряжения, которые равномерно распределяются по его площади (рис. 23.2, *а*).

Расчет выполняется по следующей формуле:

$$N/A_n \leqslant R_y \gamma_c. \qquad (23.6)$$

Для конструкций, работа которых возможна после достижения металлом предела текучести, расчет следует вести по формуле

$$N/A_n \leqslant R_u \gamma_c/\gamma_u. \qquad (23.7)$$

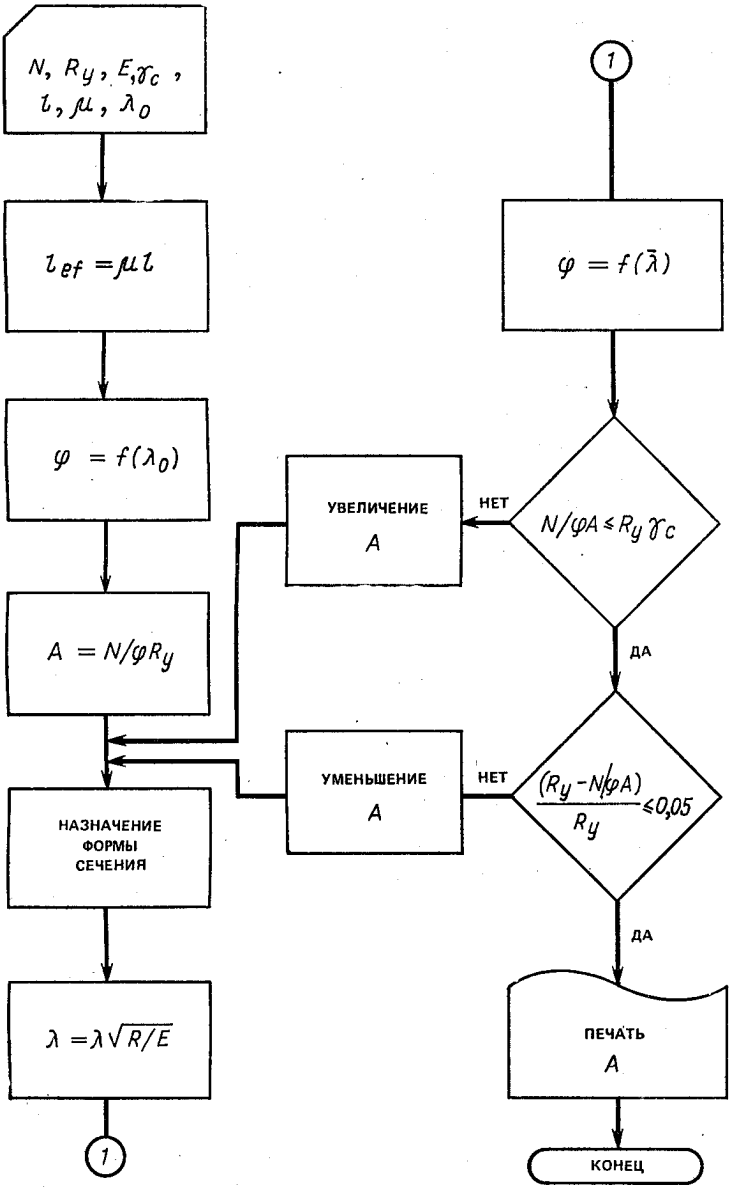


Рис. 23.2. Блок-схема расчет центрально-сжатых элементов

В зависимостях (23.6) и (23.7) A_n — площадь поперечного сечения. В элементах, ослабленных отверстиями (для заклепок или болтов), разрыв будет, естественно, происходить по ослабленному сечению, поэтому в расчет следует вводить площадь поперечного сечения нетто, т. е. за вычетом площади ослабления $A_n = A - A_0$ (рис. 23.2, *б*). Цель расчета на центральное растяжение — подбор наименьшей требуемой площади поперечного сечения элемента, для которой должны выполняться условия (23.6) или (23.7). Решая эти уравнения, находят

$$A_n \geqslant N/R_y \gamma_c. \qquad (23.8)$$

Затем по таблицам сортамента подбирают требуемый профиль, площадь которого принимают равной d_n или ближайшему большему ее значению. Расчет заканчивается определением гибкости растянутого элемента

$$\lambda = l_{ef}/i, \qquad (23.9)$$

где l_{ef} — эффективная длина элемента, зависящая от условий закрепления и других факторов; i — радиус инерции сечения:

$$i = \sqrt{I_{\min}/A}, \qquad (23.10)$$

здесь $I_{\min}$ — минимальный момент инерции относительно соответствующей главной оси.

Рассчитанная по формуле (23.9) гибкость не должна превышать предельно допустимой. Это объясняется тем, что очень гибкие элементы под действием собственного веса могут провисать, а при динамических воздействиях испытывать колебания с большой амплитудой. Первое может вызвать трудности при их перевозке и монтаже. При статических нагрузках предельная гибкость в зависимости от типа элементов конструкций не должна превышать 300, 400, при динамических нагрузках — 150... 350.

§ 23.3. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Расчет прочности центрально-сжатых элементов выполняется по формуле (23.6). Для большинства центрально-сжатых элементов металлических конструкций разрушение происходит за счет потери общей устойчивости (выпучивания), наступающий значительно раньше потери прочности. Устойчивость центрально-сжатого элемента рассчитывают по следующей формуле:

$$N/\varphi A \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.11)$$

где $\varphi=\pi^2\overline{E}/\lambda^2 R_y$ — коэффициент продольного изгиба, учитывающий уменьшение расчетного сопротивления для предотвращения выпучивания стержня при упругой работе металла; $\overline{E}$ — приведенный модуль продольного изгиба, учитывающий упругопластические свойства материала (для упругой стадии работы $\overline{E}=E$); λ — гибкость стержня; A — площадь поперечного сечения.

Гибкость стержня — очень важная расчетная характеристика, так как от нее зависит значение коэффициента продольного изгиба $\varphi=f(\lambda)$. Следовательно, в конечном счете именно гибкость характеризует способность стержня сопротивляться потере общей устойчивости (выпучиванию) при сжатии. При работе конструкции в упругой стадии, когда напряжения не превышают предела пропорциональности, гибкость находят из выражения

$$\lambda = l_{ef}/i, \qquad (23.12)$$

где l_{ef} — расчетная длина элемента, зависящая от условий закрепления; i — наименьший радиус инерции.

При работе конструкций, в которых возможно появление пластических деформаций (короткие и сравнительно жесткие стержни), определяют условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}. \qquad (23.13)$$

В практике проектирования для определения коэффициента продольного изгиба составлены специальные таблицы, которые существенно облегчают расчет, позволяя находить значение φ без предварительного анализа упругой или пластической стадии работы элемента конструкции. Коэффициенты φ для сжатых элементов из сталей с различным расчетным сопротивлением в зависимости от гибкости приведены в табл. 23.2. При проектировании центрально-сжатых элементов металлических конструкций следует учитывать следующие факторы: потеря устойчивости элемента происходит в плоскости наименьшей жесткости, следовательно, необходимо предварительно вычислить гибкость в двух плоскостях λ_x и λ_y и определить коэффициент φ для наименьшей из них; для одного и того же сжатого элемента расчетные длины (условия закрепления) могут быть различны в разных плоскостях.

Несущая способность элемента при расчете устойчивости зависит от гибкости и модуля упругости материала, на которые практически не влияет марка стали.

Таблица 23.2. **Коэффициенты продольного изгиба центрально-сжатых элементов**

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y, МПа						
	200	240	280	360	440	520	600
10	0,988	0,987	0,985	0,983	0,981	0,979	0,977
20	0,967	0,962	0,959	0,952	0,946	0,941	0,936
30	0,939	0,931	0,924	0,911	0,900	0,891	0,883
40	0,906	0,894	0,883	0,863	0,846	0,832	0,820
50	0,869	0,852	0,836	0,809	0,785	0,764	0,729
60	0,827	0,805	0,785	0,749	0,696	0,650	0,608
70	0,782	0,754	0,724	0,654	0,595	0,542	0,494
80	0,734	0,686	0,641	0,566	0,501	0,442	0,386
90	0,665	0,612	0,565	0,483	0,413	0,349	0,305
100	0,599	0,542	0,493	0,408	0,335	0,286	0,250
110	0,537	0,478	0,427	0,338	0,280	0,239	0,209
120	0,479	0,419	0,366	0,287	0,237	0,203	0,178
130	0,425	0,364	0,313	0,247	0,204	0,175	0,153
140	0,376	0,315	0,272	0,215	0,178	0,153	0,134
150	0,328	0,276	0,239	0,189	0,157	0,134	0,118
160	0,290	0,244	0,212	0,167	0,139	0,120	0,105
170	0,259	0,218	0,189	0,150	0,125	0,107	0,094
180	0,233	0,196	0,170	0,135	0,112	0,097	0,085
190	0,210	0,177	0,154	0,122	0,102	0,088	0,077
200	0,191	0,161	0,140	0,111	0,093	0,080	0,071
210	0,174	0,147	0,128	0,102	0,085	0,074	0,065
220	0,160	0,135	0,118	0,094	0,077	0,068	0,060

Следовательно, применение низколегированных и высокопрочных сталей в данном случае малоэффективно, это же относится и к алюминиевым сплавам, модуль упругости которых в три раза меньше, чем у сталей; экономическая эффективность достигается в основном за счет уменьшения гибкости путем применения эффективных профилей равносимметричных относительно двух центральных осей (трубчатых, коробчатых, широкополочных, двутавров и т. д.).

Основная трудность расчета центрально-сжатых элементов металлических конструкций заключается в том, что при подборе требуемой площади поперечного сечения в уравнении (23.11) не одно, а два неизвестных: ис-

комая площадь A и гибкость λ, которая также зависит от A, поскольку $i=\sqrt{I/A}$. В этом случае расчет удобно выполнять на ЭВМ с помощью метода последовательных приближений по следующему алгоритму:

1. Ввод исходных данных: значение продольной силы N; величина R_y и E для принятой марки стали, коэффициент условий работы конструкции γ_c, длина конструкции l, значение коэффициента приведения μ, величина исходной гибкости λ_0 нулевого приближения.

2. Вычисление расчетной длины элемента конструкции $l_{ef}=\mu l$.

3. Обращение в массив информации, содержащей данные о значениях коэффициента продольного изгиба $\varphi=f(\lambda_0)$ по первоначальной гибкости.

4. Определение требуемой площади в нулевом приближении $A=N/(\varphi R_y)$.

5. Обращение в массив информации, содержащей данные о сортаменте рассчитываемых профилей, из которых будет конструироваться сечение, с выбором ближайшего значения площади профиля.

6. Вычисление минимальной условной гибкости подобранного сечения $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R/E}$.

7. Определение φ аналогично п. 3.

8. Проверка условия $N/\varphi A\leqslant R_y\gamma_c$:
   если условие выполняется, переход к п. 9;
   если нет — выбор большего значения A и переход к п. 5.

9. Проверка условия, удовлетворяет ли полученное недонапряжение требуемым условиям экономичности $\delta=[(R_y-N/A\varphi/R_y)]\cdot 100\,\%\leqslant 5\,\%$:
   если да, то переход к п. 10;
   если нет, то уменьшение площади A и переход к п.5.

10. Печать результатов о размерах площади подобранного сечения.

11. Конец.

Блок-схема алгоритма приведена на рис. 23.2. Следует отметить, что данный алгоритм может быть реализован на ЭВМ с помощью языков программирования Бейсик, Фортран IV, RL/I и требует предварительной организации информационных массивов (файлов), хранящихся на магнитных носителях (лентах или дисках), содержащих данные о сортаменте.

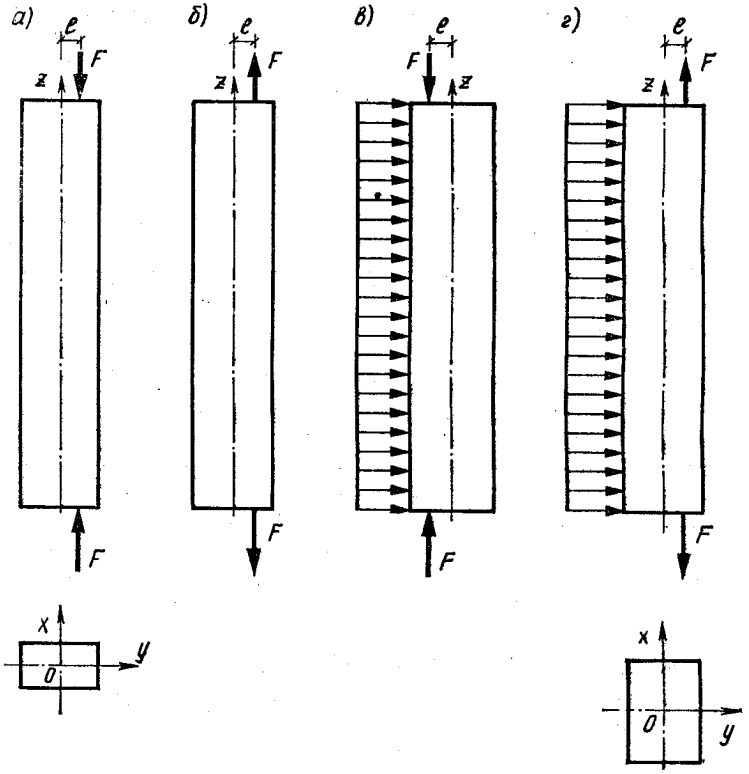


Рис. 23.3. Элементы конструкций, подверженные действию осевых сил с изгибом

а, б — внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы; *в* — расчетная схема элемента на действие осевой силы с изгибом; *г* — случай центрально-сжатого элемента

§ 23.4. ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ С ИЗГИБОМ

Действию осевой силы с изгибом подвергаются внецентренно сжатые, внецентренно растянутые, сжато-изгибаемые и растянуто изгибаемые элементы (рис. 23.3, *а, б*), При проектировании таких элементов конструкций необходимо обеспечить их несущую способность, потеря которой возможна как вследствие потери прочности, так и за счет потери устойчивости (в плоскости действия изгибающего момента или из его плоскости). Расчет проч-

ности элементов конструкций, подвергающихся статическому действию осевой силы с изгибом в общем случае (рис. 23.3, *в*) (для стали с пределом текучести до 580 МПа), следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_x}{c_y W_{yn\min} R_y \gamma_c} \leqslant 1, \qquad (23.14)$$

где N, M_x, M_y — расчетные значения продольной силы и изгибающих моментов относительно осей x, y; A_n, $W_{xn\,\min}$, $W_{yn\,\min}$ — соответственно площадь и минимальные моменты сопротивления поперечного сечения с учетом ослаблений относительно осей x, y; n, c_x, c_y — коэффициенты, зависящие от типа поперечного сечения и соотношения площадей полок и стенок.

Если плоскость действия внешней силы совпадает хотя бы с одной главной осью сечения, то второе или третье слагаемое в формуле (23.14) принимается равным 0. Расчет устойчивости внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента (плоскость *xoz* на рис. 23.3, *а*), так и из плоскости действия момента (плоскость *yoz*).

Расчет на устойчивость в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, производится по формуле

$$N/\varphi_l A \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.15)$$

где φ_l — коэффициент, определяемый по табличным данным СНиПа в зависимости от условий гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета;

$$m_{ef} = \eta m, \qquad (23.16)$$

здесь η — табличный коэффициент влияния формы сечения; $m = eA/W_c$ — относительный эксцентриситет (где $e = M/N$ — эксцентриситет, W_c — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна*).

Строительными нормами установлено, что расчет устойчивости можно не делать при значении $m_{ef} > 20$. Расчет устойчивости внецентренно сжатых элементов из плоскости действия момента производится в зависимости от расположения плоскости наибольшей жесткости. Если плоскость наибольшей жесткости совпадает с плоскостью действия момента $I_x > I_y$, то в этом случае возможна потеря устойчивости в перпендикулярной плоскости (*xoz* на рис. 23.4, *а*), тогда расчет выполняют по формуле

$$N/c\varphi_y A \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.17)$$

* Расчет прочности по формуле (23.14) не производится при значении $m_{ef} \leqslant 20$ и отсутствии в сечении ослаблений.

где e — коэффициент, вычисляемый в соответствии с требованиями норм, он учитывает ослабление сечения пластическими деформациями от действия момента, φ_y — коэффициент продольного изгиба при центральном приложении силы N, определяемый по табл. 23.2.

Если плоскость наименьшей жесткости совпадает с плоскостью действия момента $I_x < I_y$ при $l_y \neq 0$ (рис. 23.4, *г*), то проверка из плоскости действия момента производится как для центрально-сжатого стержня:

$$N/\varphi_x A \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.18)$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 23.2.

Потеря устойчивости из плоскости действия момента в направлении наибольшей жесткости возможна лишь при $\lambda_y < \lambda_x$, т. е. при $l_{ef}^x \gg l_{ef}^y$, это бывает, когда условия закрепления в плоскостях *xoz* и *yoz* различны.

Очевидно, что внецентренно растянутые и растянуто изогнутые элементы металлических конструкций не могут терять общей устойчивости.

23.5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Изгибаемые элементы рассчитывают по первой группе предельных состояний, когда проверяют их прочность и устойчивость, и по второй группе предельных состояний, когда проверяют их жесткость (прогиб). Расчеты на прочность и устойчивость ведут по расчетным нагрузкам, а расчет на прогиб — по нормативным. Изгибу в основном подвергаются балки и элементы плит металлических покрытий и перекрытий.

Из курса сопротивления материалов известно, что в изгибаемых элементах конструкций возникают следующие напряжения: нормальные σ — действующие по вертикальным площадкам (рис. 23.4, *б*, *г*), касательные τ — действующие по двум взаимно перпендикулярным площадкам и имеющие одинаковое значение (рис. 23.4, *в*, *д*), главные $\sigma_{\min}^{\max}$ — действующие по наклонным площадкам около точки A (рис. 23.4 *е*) и местные сжимающие напряжения σ_{loc} — действующие в зонах приложения сосредоточенных сил (рис. 23.4, *ж*).

При расчетах несущей способности балок должны выполняться расчеты прочности, общей и местной устойчивости. Расчет прочности по нормальным напряже-

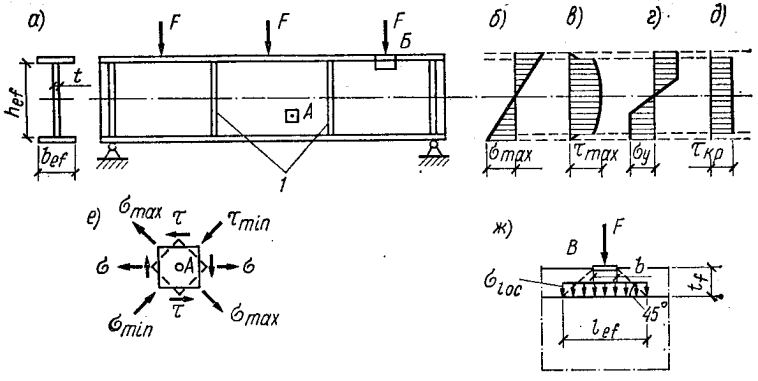


Рис. 23.4. Работа балки при изгибе

а — конструктивная схема; *б—д* — эпюры напряжений; *е* — напряжения, действующие по наклонным площадкам; *ж* — схема распределения местных сжимающих напряжений; *1* — ребра жесткости

ниям выполняют по формуле

$$\sigma_{max} = M/W_{n,min} \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.19)$$

где $W_{n,min}$ — момент сопротивления элемента с учетом ослаблений относительно оси, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента.

Расчет прочности балки на сдвиг на уровне нейтральной оси выполняется по условию

$$\tau = QS/It \leqslant R_s \gamma_c, \qquad (23.20)$$

где Q — значение поперечной силы в рассматриваемом сечении; I — момент инерции сечения относительно нейтральной оси; S — статический момент относительно нейтральной оси отсеченной части сечения, расположенной выше точки, в которой определяются напряжения; t — ширина сечения в точке, где вычисляются напряжения.

При наличии ослаблений в сечении (отверстия для болтов или заклепок и др.) значение τ в формуле (23.20) следует умножить на коэффициент $\alpha = a/(a-d)$, где a — шаг отверстий, d — диаметр отверстий.

При увеличении внешней нагрузки в крайних фибрах балки начинают образовываться зоны пластических деформаций (когда σ_{max} достигнут предела текучести σ_y). По мере дальнейшего роста нагрузки зоны пластических деформаций будут увеличиваться и распространяться от крайних фибр к ее оси, захватывая кромки полок и стену балки (рис. 23.4, *г*). Как показали опытные данные, при определенных условиях изгибаемые элементы сохраня-

ют несущую способность даже тогда когда полки и бóльшая часть стенки находятся в условиях пластического деформирования. Учет пластических деформаций при проектировании позволяет экономить 10...15 % металла. Однако, как свидетельствуют эти же данные, изгибаемые элементы в большинстве случаев разрушаются от потери устойчивости раньше, чем образовываются пластические деформации. Поэтому СНиП позволяет вести расчет с учетом пластического деформирования только для конструкций, подвергающихся статическим воздействиям и проектируемым из сталей с пределом текучести не выше $\sigma_y \leqslant 580$ МПа при надежном обеспечении общей и местной устойчивости конструкции и выполнении других конструктивных требований.

Расчет прочности с учетом пластических деформаций по нормальным напряжениям выполняют по формуле

$$\sigma_{\max} = M/c_1 W_{n,\min} \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.21)$$

где c_1 — коэффициент, учитывающий пластические деформации и зависящий от уровня действующих касательных напряжений, формы и размеров сечения (определяется в соответствии с требованиями норм).

Местные сжимающие напряжения в точке приложения сосредоточенного груза, распределяясь на небольшой длине (рис. 23.4, *ж*), могут вызвать местное разрушение стенки изгибаемого элемента. Местную прочность стенки балки при приложении нагрузки в зоне верхнего пояса, а также в опорных сечениях балки рассчитывают по следующей формуле

$$\sigma_{loc} = F/tl_{ef} \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.22)$$

где l_{ef} — условная длина распределения нагрузки.

Для сварной балки величина l_{ef} приведена на рис. 23.4, *ж* — $l_{ef} = b + 2t_f$.

Стенки балок, рассчитываемых по условию (23.19), находятся под действием нормальных и касательных напряжений, т. е. в условиях сложного напряженного состояния. Прочность стенки балки в этих условиях проверяют по следующим формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}} \leqslant 1{,}15 R_y \gamma_c;$$

$$\tau_{xy} \leqslant R_s \gamma_c, \qquad (23.23)$$

здесь $\sigma_x = M_y/I_x$ — нормальные напряжения в срединной плоскости стенки; $\sigma_y = \sigma_{loc}$ — напряжения, перпендикулярные оси балки; τ_{xy} —

касательное напряжение, определяемое по формуле (23.20) с учетом ослабления сечения.

Как уже отмечалось выше, потеря устойчивости изгибаемых элементов может произойти значительно раньше, чем потеря прочности. Конструкция может разрушиться в силу потери общей устойчивости, из-за потери местной устойчивости сжатой полки и, наконец, вследствие утраты местной устойчивости стенки. Потеря общей устойчивости выражается в нарушении плоской формы изгиба с искривлением и закручиванием.

Общую устойчивость балок проверяют по формуле

$$M/\varphi_b W_c \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (23.24)$$

где φ_b — коэффициент уменьшения напряжений; W_c — момент сопротивления сжатого пояса балки.

При определении φ_b в качестве расчетной длины балки принимается расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами связей или точками крепления жесткого настила), которые препятствуют выпучиванию.

Устойчивость балок можно не проверять в следующих двух случаях:

1) если внешняя нагрузка передается через жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс (железобетонные плиты, плоский или профилированный металлический настил и т. д.). Очевидно, что в этом случае настил, образуя жесткий диск в зоне верхнего пояса изгибаемого элемента, полностью предотвращает выпучивание;

2) если отношение l_{ef} к ширине сжатого пояса b не превышает наибольших значений l_{ef}/b, определяемых по формулам СНиПа в зависимости от геометрических размеров, зон приложения нагрузок и расчетных характеристик материала. Очевидно, что общую устойчивость балок можно повысить путем увеличения ширины полки (тем самым снижая соотношение l_{ef}/b).

Местную устойчивость сжатого пояса проверяют по следующему условию:

$$b_{ef}/t \leqslant [b_{ef}/t], \qquad (23.25)$$

где b_{ef} — ширина сжатой полки (рис. 23.5, *а*), t — толщина полки (на рис. 23.5, *ж* $t=t_f$); $[b_{ef}/t]$ — наибольшее соотношение, вычисляемое по табличным данным СНиПа в зависимости от условий гибкости, наличия или отсутствия пластических деформаций и расчетных характеристик материала.

Местная устойчивость стенок балок обеспечена, если

условная гибкость стенки соответствует формуле

$$\lambda_w = h_{ef}/t\sqrt{R_y/E} \leqslant k, \qquad (23.26)$$

здесь h_{ef} — высота стенки (на рис. 23.5, *а*, $h_{ef}=h$); t — толщина стенки; k — коэффициент, зависящий от типа сварных соединений, наличия или отсутствия местных напряжений, вида нагружения; определяется он по данным СНиПа.

На практике в целях экономии материала и обеспечения устойчивости стенки балок укрепляют поперечными ребрами жесткости. Расчет деформаций изгибаемых элементов выполняется по условию (23.4), в котором в зависимости от типа рассчитываемой конструкции значение предельно допустимого прогиба принимается равным: $f_u/l = 1/150...1/600$.

Последовательность расчета изгибающего элемента может быть проиллюстрирована следующим алгоритмом.

1. Ввод исходных данных о величине нагрузки M, Q, пролете конструкции l, расчетных характеристиках R_s, R_y, E, γ_c.

2. С помощью выражения (23.19) определение момента сопротивления $W_{n,\min} = M/R_y\gamma_c$.

3. Конструирование сечения с $W > W_{n,\min}$.

4. Вычисление статического момента S и момента инерции I.

5. Проверка условия $QS/It \leqslant R_s\gamma_c$,

если условие выполняется, переход к п. 6;

если нет — увеличение размеров сечения и переход к п. 3.

6. Проверка условия, действуют ли на балку сосредоточенные силы F, вызывающие местные напряжения:

если да, то переход к п. 7;

если нет, то переход к п. 8.

7. Проверка условия $\sigma_{loc} = F/tl_{ef} \leqslant R_y\gamma_c$:

если условие выполняется, переход к п. 8;

если нет, то увеличение толщины стенки балки и переход к п. 3.

8. Проверка прочности стенки балки в условиях плоского напряженного состояния по формуле (23.23):

если условие выполняется, то переход к п. 9.

если нет, то увеличение размеров сечения и переход к п. 3.

9. Проверка устойчивости балки $M/\varphi_b W_c \leqslant R_y\gamma_c$:

если условие выполняется, то переход к п. 10;

если нет, то увеличение площади поперечного сечения за счет развития полок и переход к п. 3.

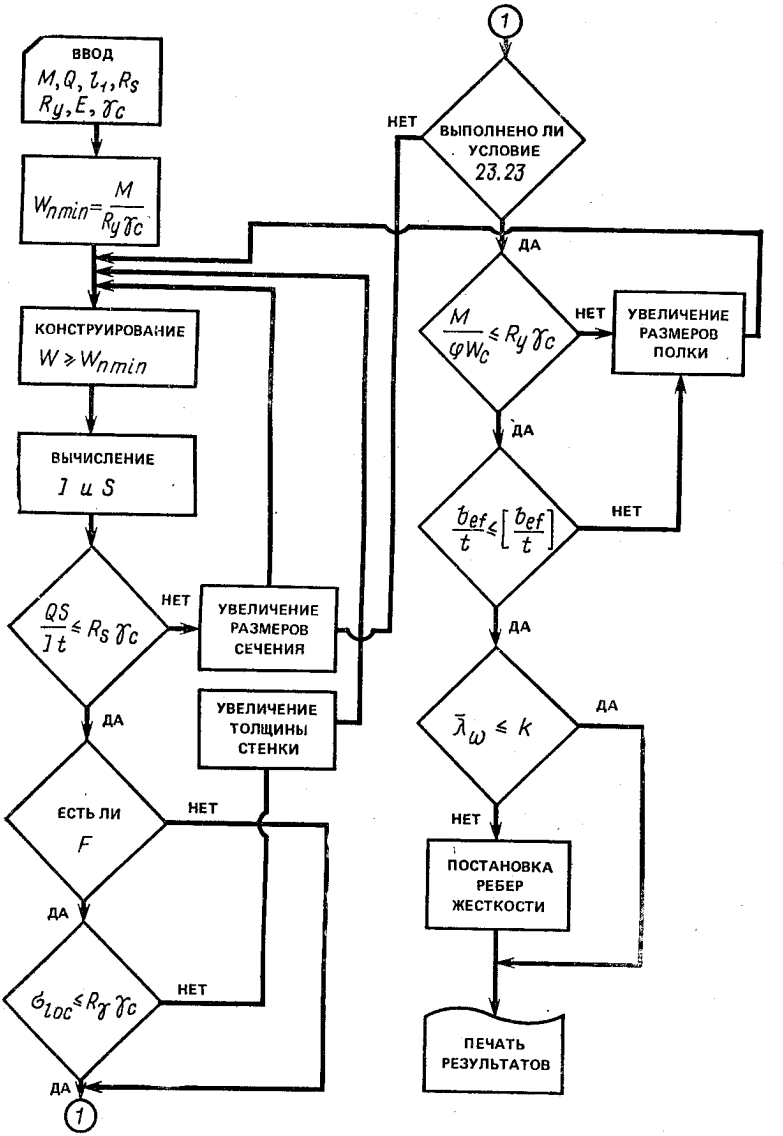


Рис. 23.5. Блок-схема расчета изгибаемых элементов

10. Проверка местной устойчивости полки $b_{ef}/t_f \leqslant [b_{ef}/t_f]$:

если условие выполняется, то переход к п. 11;

если нет, то увеличение толщины полки и переход к п. 3.

11. Проверка местной устойчивости стенки балки:

если условие выполняется, то переход к п. 13;

если нет, то переход к п. 12.

12. Постановка ребер жесткости и переход к п. 11.

13. Печать результатов расчета о размерах поперечного сечения.

Блок-схема алгоритма приведена на рис. 23.5.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Приведите структуру формул при расчетах металлических конструкций по первой и второй группам предельных состояний.
2. Каковы нормативные и расчетные сопротивления сталей и алюминиевых сплавов?
3. Дайте понятие об общей и местной устойчивости металлоконструкций.
4. Как выполняется расчет центрально-растянутых элементов?
5. Приведите расчет общей устойчивости центрально-сжатых элементов (понятие о плоскости наименьшей жесткости).
6. Какова последовательность расчета центрально-сжатых элементов металлических конструкций?
7. Дайте характеристику расчета элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом (внецентренное сжатие и растяжение сжато-изгибаемых и растянуто-изгибаемых элементов).
8. Приведите расчет прочности изгибаемых элементов.
9. Как учитываются пластические деформации при изгибе?
10. Каким образом выполняется расчет местной прочности стенки балки?
11. Как проверяют прочность стенки балки в условиях плоского напряженного состояния?
12. Как определяется общая устойчивость балки при изгибе?
13. Как рассчитывают местную устойчивость полки и стенки балки при изгибе?
14. Как рассчитывают деформации при изгибе?
15. Какова последовательность расчета изгибаемого элемента?

Глава 24. Расчет и конструирование соединений элементов металлических конструкций

§ 24.1. ВИДЫ СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

В большинстве случаев металлические конструкции изготавливают в заводских условиях из отдельных элементов — листов и профилей, которые соединяются между собой различными видами соединений. Выбор того или иного типа соединения зависит от типа конструкции, вида действующей нагрузки, характера напряженного состояния, условий работы, технологии изготовления и т. д. Наиболее распространенный тип соединения металлических конструкций — сварка. В нашей стране около 90 % стальных конструкций выполняются сварными. Сварные конструкции из алюминиевых сплавов не получили большого распространения из-за сложности технологического процесса сварки и из-за высокой теплопроводности алюминия (требуются специальная среда из инертного газа и специальные электроды). Термически упрочненные алюминиевые сплавы при нагревании, вызванном сваркой, разупрочняются.

Заклепочные соединения стальных конструкций сейчас практически не применяются, они получили распространение только в конструкциях из алюминиевых сплавов. Соединения на болтах грубой и нормальной точности (диаметр отверстий на 2...3 мм больше диаметра болта) из-за большой податливости применяются только на монтаже. Болты повышенной точности (диаметр отверстия лишь на 0,5 мм больше болта) применяют редко. Из-за сложности изготовления и постановки болтов их приходится забивать в отверстия молотком. В последнее время все большее распространение получают соединения на высокопрочных болтах. В этих соединениях основные усилия передаются за счет трения между отдельными элементами в результате создания значительного натяжения болтов с помощью тарировочного пневматического гайковерта, позволяющего контролировать силу натяжения. Чем выше сила натяжения болта, тем больше сила трения между соприкасающимися поверхностями элементов, а следовательно, и несущая способность соединения. Болты изготавливают из высо-

копрочных сплавов и дополнительно подвергают термической обработке.

Изучают возможность применения клееболтовых соединений, в которых стягиваемые поверхности покрываются синтетическими клеями и соединяются высокопрочными болтами. В стадии разработки находятся и паяные соединения, где используются расплавляемые медно-цинковые и свинцово-оловянные припои. При этом основной металл не плавится, его структура не меняется, что позволяет создать достаточно прочные соединения.

§ 24.2. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

В практике строительства чаще всего применяется ручная, полуавтоматическая и автоматическая электродуговая сварка. Сущность такой сварки заключается в создании между электродом и свариваемой деталью электрической дуги, которая посредством их местного нагрева до жидкого состояния соединяет свариваемые детали. Глубина проникновения наплавленного металла в основной называется проваром. Наибольшая производительность труда и наилучшее качество сварных соединений достигаются при автоматической сварке. При полуавтоматической сварке производительность и качество ниже, при ручной — качество сварки зависит во многом от квалификации сварщика, а производительность труда еще ниже. Для предотвращения проникновения из воздуха в расплавленный металл вредных примесей (кислорода и азота), а также замедления остывания шва и стабилизации горения дуги автоматическую и полуавтоматическую сварку ведут под слоем флюса (сыпучего материала), а ручную — с помощью толстообмазанных электродов. При плавлении флюс и обмазка образуют шлак и газы, защищающие шов.

Электроды для ручной сварки имеют буквенно-цифровое обозначение. Например, Э50А означает, что временное сопротивление наплавленного металла 490 МПа (50 кг/мм^2), буква А характеризует повышенное качество шва вследствие меньшего содержания серы и фосфора. Для соединения алюминиевых сплавов разработаны специальные электроды и флюсы, а сама сварка производится в среде инертного газа (аргона),

чтобы предотвратить окисление расплавленного металла и улучшить горение дуги.

Преимущества и недостатки. К преимуществам сварных соединений относятся: меньшая масса, отсутствие ослаблений в стыках (нет отверстий для заклепок и болтов), более простые конструктивные формы, возможность достижения полной герметичности в стыках, экономия металла (вследствие полного использования поперечных сечений, отсутствия различных соединительных косынок, планок, накладок, а также сравнительно небольших затрат металла на сварные швы), меньшая трудоемкость и возможность создания более рациональных поперечных сечений элементов. Главный недостаток сварных соединений в том, что, являясь по существу концентраторами напряжений, они могут испытывать хрупкое разрушение при воздействиях низких температур и динамических нагрузок.

Типы сварных швов. В зависимости от взаимного расположения соединяемых элементов сварные швы разделяют на: а) стыковые (прямые и косые), когда торцы деталей располагают в одной плоскости (встык) и сваривают (рис. 24.1, *а, б*); б) угловые (валиковые), представляющие собой валик, заполняющий угол, образованный соединяемыми деталями (рис. 24.1, *в*). Угловые швы бывают лобовыми, если они направлены перпендикулярно действующему усилию, и фланговыми, если направлены параллельно усилию. В некоторых случаях применяют проплавные швы и электрозаклепки. Проплавные швы используют в основном в широких элементах. Проплавной шов создают, перемещая сварочный автомат по верхнему листу с проваркой последнего насквозь и сплавлением его с нижним листом. Электрозаклепки представляют собой проплавной шов, но круглой формы (рис. 24.1, *г*).

По месту изготовления швы разделяют на заводские и монтажные: первые делают на заводе-изготовителе, вторые — на строительной площадке. По своему назначению швы могут быть рабочими (подлежащими расчету на прочность) и связующими (назначаемыми конструктивно). Обычно рабочие швы создают непрерывными, в некоторых случаях связующие швы разрешается делать прерывистыми. Обозначения сварных швов на чертежах показаны на рис. 24.2, *а*. По положению, занимаемому швом в пространстве при выполнении сварки,

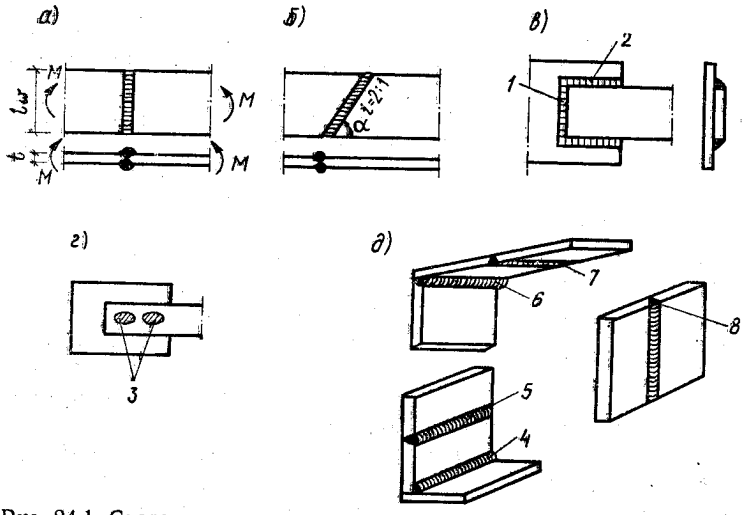


Рис. 24.1. Сварные швы

а, б — стыковые; *в* — угловые; *г* — проплавленные; *д* — виды швов: *1* — лобовой; *2* — фланговый; *3* — электрозаклепки; *4* — нижний; *5* — горизонтальный; *6* — полупотолочный; *7* — потолочный; *8* — вертикальный

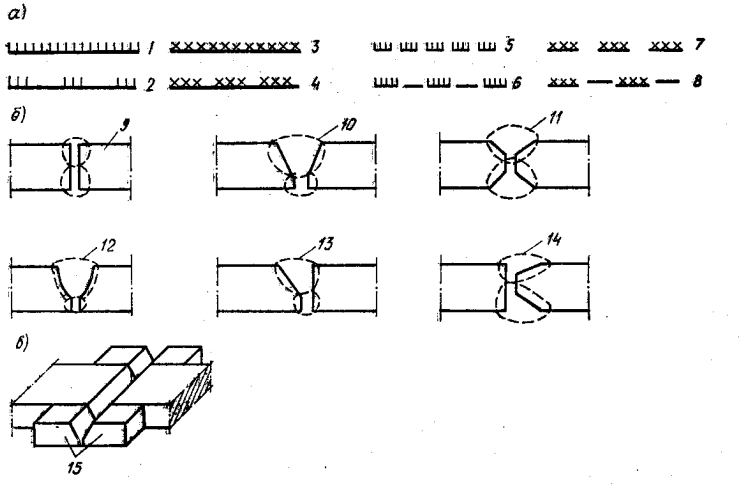


Рис. 24.2. Условные обозначения сварных швов на чертежах

а — условные обозначения сварных швов; *б* — разделка кромок швов; *в* — сварные швы с выводными планками; *1* — заводской непрерывный видимый шов; *2* — то же прерывистый; *3* — монтажный непрерывный шов; *4* — то же прерывистый; *5* — заводской непрерывный невидимый шов; *6* — то же прерывистый; *7* — монтажный непрерывный невидимый шов; *8* — то же прерывистый; *9* — сварка без разделки кромок; *10* — V-образная разделка; *11* — то же Х-образная; *12* — то же U-образная; *13* — со скосом одной кромки; *14* — К-образная; *15* — выводные планки

различают швы нижние, горизонтальные, вертикальные, потолочные (рис. 24.1, *д*). Для обеспечения полного провара в целях улучшения качества шва при толщинах соединяемых элементов более 8—10 мм кромки стыкуемых элементов необходимо скашивать. Разделки кромок выполняют *V*-, *X*-, *K*- и *U*-образными (рис. 24.2, *б*).

Расчетные сопротивления сварных швов приведены в табл. 24.1.

Значение коэффициентов надежности по материалу следует принимать $\gamma_{wm}=1{,}25$ при значениях $R_{wun}\leqslant$ $\leqslant 490$ МПа; $\gamma_{wm}=1{,}35$ при значениях $R_{wun}\geqslant 590$ МПа. Значение R_{wun} зависит от способа сварки и типа применяемых сварных материалов. При сварке сталей различной прочности расчетное сопротивление следует принимать для менее прочной стали.

Расчет стыковых швов. Стыковые швы — самый надежный вид соединения металлических конструкций, так как вызывают наименьшую концентрацию напряжений. Поэтому стыковые швы рассчитывают исходя из предположения, что напряжения по длине шва распределяются равномерно. При центральном сжатии или растяжении расчет ведут по следующей формуле:

$$\sigma_w = N/A_w = N/tl_w \leqslant R_{wy}\gamma_c, \qquad (24.1)$$

Таблица 24.1. **Расчетные сопротивления сварных швов стальных конструкций**

Вид напряженного состояния	Расчетное сопротивление шва
Стыковые соединения	
Сжатие, растяжение и изгиб при сварке: автоматической, полуавтоматической или ручной с физическими методами контроля качества шва:	
по пределу текучести	$R_{wy}=R_y$
по временному сопротивлению	$R_{wu}=R_u$
Растяжение и изгиб при сварке: автоматической, полуавтоматической и ручной	
по пределу текучести	$R_{wy}=0{,}45\ R_y$
Сдвиг	$R_{ws}=R_s$
Соединения с угловыми швами	
Условный срез:	
по металлу шва	$R_{wf}=0{,}55\ R_{wun}/\gamma_{um}$
по металлу границы сплавления	$R_{wz}=0{,}45\ R_{un}$

где t — наименьшая толщина соединяемых элементов (см. рис. 24.1, *а*); l_w — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом $2t$ (непровар в начале и кратер в конце шва), при выводе начала и конца шва на специальные выводные планки $l_w = b$ (см. рис. 24.1, *в*).

Косой шов при наклоне $\alpha \leqslant 67°$ (см. рис. 24.1, *б*) не рассчитывается, так как он считается равнопрочным с основным металлом. Необходимо учитывать, что косые швы приводят к перерасходу основного металла и сварочных материалов. В случае воздействия на стыковой шов изгибающего момента расчет производится по известной формуле

$$\sigma_w = M/W_w \leqslant R_{wy}\gamma_c, \qquad (24.2)$$

где $W_w = W_w^x = tl_w^2/6$ или $W_w = W_w^y = l_w \cdot t^2/6$ (рис. 24.1, *а*)

в зависимости от плоскости действия изгибающего момента.

Расчет угловых швов. Угловые швы также рассчитывают, предполагая, что напряжения по длине шва распределены равномерно. При действии осевых сил угловые швы рассчитывают на условный срез, который может произойти по металлу шва или по металлу границы сплавления (поверхности 0—1 в первом случае и 0—2 во втором на рис. 24.3, *а*). Разрушение по границе сплавления возможно лишь в случае, если металл шва прочнее основного металла. Расчет по срезу металла шва производят, полагая, что шов представляет собой равнобедренный треугольник, и наиболее слабое место шва находится на биссектрисе угла, длина которой принимается равной $\beta_f k_f$. Тогда площадь, по которой происходит срез в одном шве, представляет собой прямоугольник со сторонами $\beta_f k_f$ и l_w, т. е. $A_{wf} = \beta_f k_f l_w$, и условие прочности имеет вид

$$\tau_{wf} = N/A_{wf} = N/\beta_f k_f l_w \leqslant R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c. \qquad (24.3)$$

Расчет по срезу металла границы сплавления ведут по аналогичной формуле

$$\tau_{wz} = N/A_{wz} = N/\beta_z k_f l_w \leqslant R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c. \qquad (24.4)$$

В формулах (24.3) и (24.4): l_w — суммарная длина углового шва за вычетом 10 мм; β_f и β_z — коэффициенты, принимаемые по данным норм в зависимости от способа сварки и марки стали соединяемых элементов; k_f — катет углового шва, принимаемый по данным норм в зависимости от толщины и формы шва (рис. 24.3, *б*); γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условий работы, равные единице, за исключением случаев работы конструкций в суровых климатических условиях.

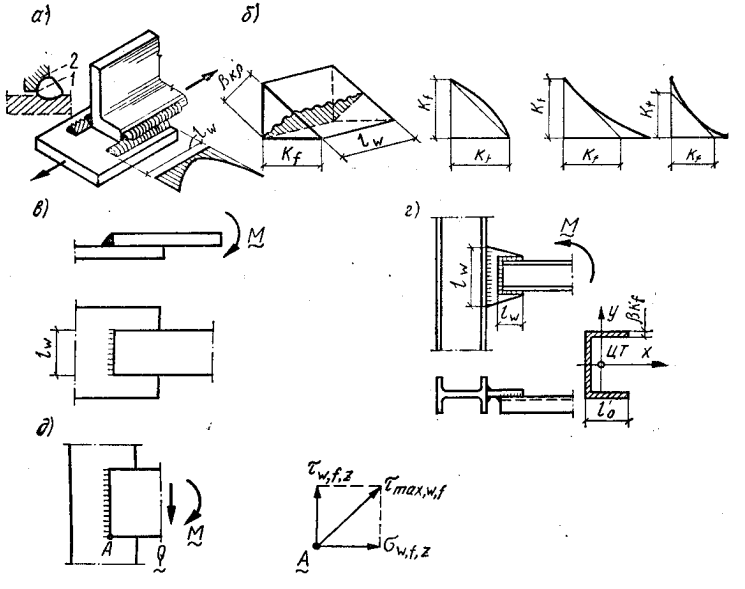


Рис. 24.3. Угловые швы

а — расчетная схема; *б* — к определению катета углового шва; *в* — при действии изгибающего момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов; *г* — то же в плоскости, совпадающей с плоскостью расположения швов; *д* — то же при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

При действии изгибающего момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов (рис. 24.3, *в*), расчет производят также для двух сечений по формулам:

по металлу шва

$$\sigma_{wf} = M/W_f \leqslant R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \qquad (24.5)$$

по металлу границы сплавления

$$\sigma_{wz} = M/W_z \leqslant R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c. \qquad (24.6)$$

Здесь $W_f = l_w(\beta_f k_f)^2/6$; $W_z = l_w(\beta_f k_f)^2/6$ — соответственно моменты сопротивления угловых швов.

При действии изгибающего момента в плоскости, совпадающей с плоскостью расположения швов (рис. 24.3, *г*), расчет производится по формулам:

по металлу шва

$$\sigma_{wf} = M\sqrt{x^2+y^2}/(I_{fx}+I_{fy}) \leqslant R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \qquad (24.7)$$

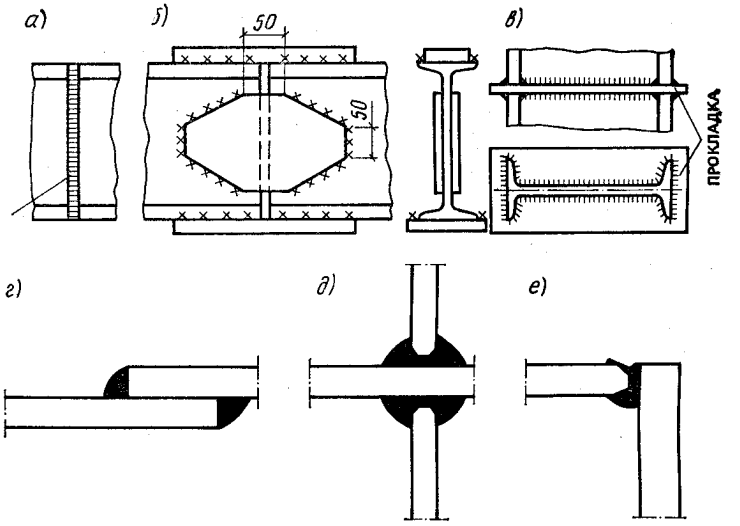


Рис. 24.4. Типы сварных стыков

а — без накладок; *б* — с накладками; *в* — через прокладку; *г* — внахлестку; *д* — тавровое; *е* — угловое

по металлу границы сплавления

$$\sigma_{wz} = M\sqrt{x^2 + y^2}/(I_{zx} + I_{zy}) \leqslant R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c. \qquad (24.8)$$

Здесь $I_{fx} = \beta_f k_f l_w^3/12$; $I_{fy} = l_w(\beta_f k_f)^3/12$ — моменты инерции сечения по металлу шва относительно его главных осей; I_{zx}; I_{zy} — то же по металлу границы сплавления; $x = \beta_f k_f/2$ $y = l_w/2$ — координаты точки, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения.

При совместном действии изгибающего момента и поперечной силы (рис. 24.3, *д*) угловые швы рассчитывают на напряжения, равные геометрической сумме напряжений, вызываемых этими усилиями

$$\tau_f = \sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leqslant R_{wf}\gamma_{wf}\gamma_c; \qquad (24.9)$$

$$\tau_z = \sqrt{\sigma_{wz}^2 + \tau_{wz}^2} \leqslant R_{wz}\gamma_{wz}\gamma_c. \qquad (24.10)$$

Типы сварных стыков. С помощью стыковых и угловых швов конструируют четыре основных типа сварных соединений: стыковое внахлестку, тавровое и угловое. Стыковое соединение может быть без накладок (встык) (рис. 24.4, *а*), с накладками (рис. 24.4, *б*) и через про-

кладку (рис. 24.4, *в*). Наиболее экономично и надежно соединение встык. Соединения через прокладку и с накладками менее надежны, так как при их создании образуются концентраторы напряжений. При соединении внахлестку (рис. 24.4, *г*) элементы накладываются один на другой и соединяются угловыми швами. Тавровое и угловое соединения (рис. 24.4, *д*, *е*) работают примерно одинаково.

Конструктивные требования. Для предотвращения возможности хрупкого разрушения сварных соединений необходимо использовать стали спокойных плавок, а также стремиться к уменьшению концентрации сварочных напряжений и деформаций. Уменьшению концентрации напряжений способствует выполнение следующих требований: необходимо избегать скопления и пересечения швов в одном месте конструкции; стремиться применять в основном стыковые швы вместо угловых; принимать число и длину швов минимально необходимыми; избегать надрезов, щелей, резких изменений сечений и других геометрических концентраторов напряжений; переход от одной толщины или ширины стыкуемых элементов к другой следует устраивать плавным; при использовании стыковых швов нужно выполнять подварку корня или выводить их на подкладки; число монтажных швов необходимо сводить к минимуму.

§ 24.3. БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Болтовые соединения просты в установке, надежны, не требуют сложного оборудования и распространены в основном в монтажных соединениях металлических конструкций. Различают болты грубой, нормальной, повышенной точности и высокопрочные. Болты грубой и нормальной точности изготавливают из углеродистых сталей и применяют для конструкций из сталей с пределом текучести до 380 МПа. Отверстия для постановки этих болтов продавливаются или просверливаются и имеют диаметр на 2...3 мм больше, чем диаметр болта, что облегчает сборку конструкций, но делает соединение податливым. Зазор между отверстием и болтом повышенной точности составляет 0,3...0,5 мм, и болты в этих соединениях сидят плотно, снижая податливость стыка. Высокопрочные болты изготавливают в основном из ле-

гированных сталей с последующей термической обработкой. Это болты нормальной точности. Их затягивают гайковертами с тарировочными устройствами, позволяющими контролировать усилие натяжения. Поверхности соединяемых элементов предварительно обрабатывают.

Элементы из алюминиевых сплавов. Для соединения используют стальные или алюминиевые болты нормальной и повышенной точности, а также высокопрочные стальные болты. Для предотвращения электрохимической коррозии в зонах контакта алюминия со стальными элементами их оцинковывают или кадмируют. Заклепочные соединения в алюминиевых конструкциях применяют реже, чем болтовые, причем пластичность алюминия допускает холодную клепку, при этом стержни заклепок, легко заполняя отверстия, снижают податливость стыка. Клепаные стальные конструкции не применяются. Расчеты заклепочных соединений принципиально не отличаются от расчета соединений на болтах.

Расчет заклепок и болтов. Болты грубой, нормальной и повышенной точности рассчитывают на срез, смятие и растяжение, заклепки для конструкций из алюминиевых сплавов — только на срез и смятие. При расчете на срез считается, что разрушение происходит по плоскости сдвига (рис. 24.5, *а*), и усилие, воспринимаемое одним болтом или заклепкой, определяют по следующей формуле:

$$N_b = R_{bs}\,\gamma_b\,An_s, \qquad (24.11)$$

При расчетах на смятие считается, что разрушение происходит за счет смятия металла стенок отверстий (см. рис. 24.5, *а*), а расчетная формула выглядит следующим образом:

$$N_b = R_{bp}\,\gamma_{bp}\,d\Sigma t. \qquad (24.12)$$

При расчетах на растяжение для одного болта (рис. 24.5, *б*)

$$N_b = R_{bt}\,A_{bn}. \qquad (24.13)$$

В формулах (24.11)...(24.13) приняты следующие обозначения: R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} — расчетные сопротивления болтовых соединений (на сдвиг металла болта — смятие металла отверстия — растяжение болта); $A=\pi d^2/4$ — расчетная площадь сечения болта; d — диаметр болта; A_{bn} — площадь сечения болта нетто (за вычетом возможных ослаблений резьбой); n_s — число возможных плоскостей среза одного болта; Σt — наименьшая суммарная толщина элементов, которые сминаются в одном направлении; γ_b — коэффициент условий работы болтового соединения.

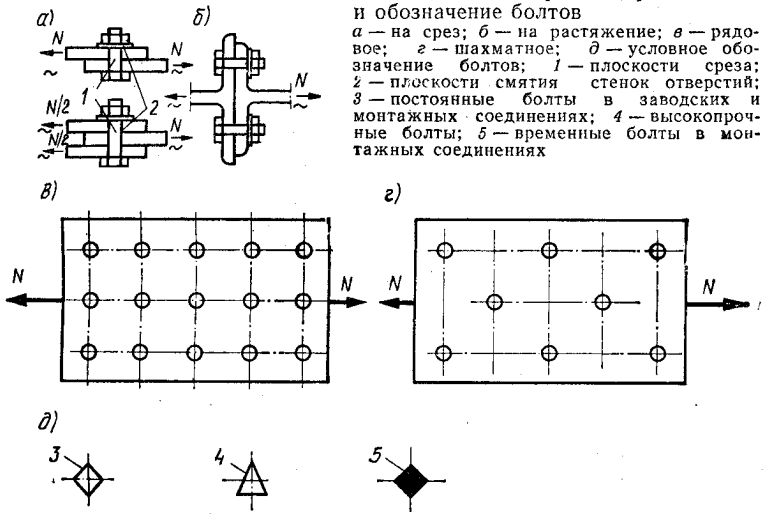


Рис. 24.5. Схемы работы, размещение и обозначение болтов
а — на срез; *б* — на растяжение; *в* — рядовое; *г* — шахматное; *д* — условное обозначение болтов; *1* — плоскости среза; *2* — плоскости смятия стенок отверстий; *3* — постоянные болты в заводских и монтажных соединениях; *4* — высокопрочные болты; *5* — временные болты в монтажных соединениях

Число болтов в соединении определяют по следующей формуле:

$$n \geqslant N/\gamma_c N_{min}, \qquad (24.14)$$

где γ_c — коэффициент условий работы болтового или заклепочного соединения; N — расчетная продольная сила в соединении; N_{min} — наименьшее значение сопротивления одного болта, вычисленное по формулам (24.11)...(24.13).

При расчете соединений на высокопрочных болтах исходят из того, что усилие в стыке воспринимается силами трения между соединяемыми элементами, создаваемыми за счет силовой затяжки гаек болта. Расчетное усилие, которое может воспринимать каждая поверхность трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом

$$Q_{bh} = R_{bn}\gamma_b A_{bn}\mu/\gamma_n. \qquad (24.15)$$

Здесь R_{bn} — расчетное сопротивление растяжению металла высокопрочного болта; γ_b — коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов n (при $n<5$ $\gamma_b=0{,}8$, при $5\leqslant n\leqslant 10$ $\gamma_b=0{,}9$ и при $n>10$ $\gamma_b=1{,}0$); A_{bn} — площадь поперечного сечения болта нетто; μ — коэффициент трения, определяемый по табличным данным СНиП в зависимости от способа регулирования натяжения и обработки (очистки) соединяемых поверхностей; γ_h — коэффициент надежности.

Усилие натяжения высокопрочного болта

$$P = R_{bh} A_{bn}. \qquad (24.16)$$

Число высокопрочных болтов, которые требуется разместить в сечении при действии продольной силы,

$$n \geqslant N/\gamma_c k Q_{bh}, \qquad (24.17)$$

где k — число поверхностей трения соединяемых элементов.

Расчет соединяемых элементов на прочность ведут по площади поперечного сечения нетто A_n — ослабленного отверстиями для постановки болтов или заклепок. При соединении на высокопрочных болтах считают, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в данном сечении узла передается силами трения соприкасающихся поверхностей. При статической нагрузке, если ослабление менее 15 %, расчет ведут по площади сечения брутто, если более 15 % — по условной площади $A_c = 1{,}18 A_{bn}$.

Размещение болтов. Правила размещения всех видов болтов и заклепок одинаковы. Болты и заклепки размещают рядами, чтобы было удобно вести работу. Линии, проходящие по центрам болтов, называют рисками. Расстояние между болтами вдоль действующего усилия называется шагом, поперек усилия — дорожкой (рис. 24.5, *б*). Применяется рядовое (рис. 24.5, *в*) и шахматное (рис. 24.5, *г*) расположение болтов. Размещают болты в соответствии с приведенными ниже данными.

Расстояния в любом направлении между центрами болтов:	
минимальное для стали с $R_{yn} > 380$ МПа (в скобках)	2,5 d (3d)
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков	8 d или 12 t
максимальное в средних, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	16 d или 24 t
при сжатии	12 d или 18 t
Расстояние от края элемента до центра болта:	
минимальное вдоль усилия	2 d
то же поперек при кромках:	
обрезных	1,5 d
прокатных	1,2 d
максимальное	4 d или 8 t
минимальное для высокопрочных болтов	1,3 d

Примечание. b — диаметр болта или отверстия; t — толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Условные обозначения болтов см. на рис. 24.5, *д*.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите типы соединений металлических конструкций.
2. Перечислите преимущества и недостатки сварных соединений.
3. Покажите типы сварных швов и дайте значения их расчетных сопротивлений.
4. Как выполняется расчет стыковых швов?
5. Как рассчитывают угловые швы на срез по металлу шва и по металлу границы сплавления?
6. Покажите типы сварных стыков металлических конструкций.
7. Какие конструктивные требования предъявляются к сварным соединениям?
8. Какие типы болтовых и заклепочных соединений вы знаете? Укажите их преимущества и недостатки.
9. Как ведется расчет заклепок и болтов на срез и смятие?
10. Как выполняется расчет соединений на высокопрочных болтах?
11. Как размещаются болты и заклепки в соединениях?

Глава 25. Балки и балочные конструкции

§ 25.1. ОБЩИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БАЛОК И БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Балки — один из наиболее широко применяемых элементов конструкций в покрытиях и междуэтажных перекрытиях гражданских, производственных зданий и других сооружений. В некоторых случаях вместо балок используют сквозные конструкции: фермы или структурные конструкции, характеризующиеся (при больших пролетах) меньшим расходом металла по сравнению с балочными перекрытиями. Балки чаще всего применяются при небольших пролетах. Балки классифицируются в зависимости от статической схемы работы: на разрезные (однопролетные) и неразрезные (многопролетные); типа поперечного сечения: двутавровые, швеллерные из стальных прокатных, гнутых или алюминиевых прессованных профилей (см. рис. 25.1, *а — е*); способа изготовления: прокатные, гнутые и прессованные (для небольших пролетов), составные (сварные, на болтах и клепаные) (см. рис. 25.1, *е — и*).

В практике строительства чаще всего применяют разрезные балки, наиболее удобные в монтаже. В неразрезных балках расход металла меньше, так как меньше расчетные изгибающие моменты и равномернее их распределение по длине. Поэтому их чаще всего использу-

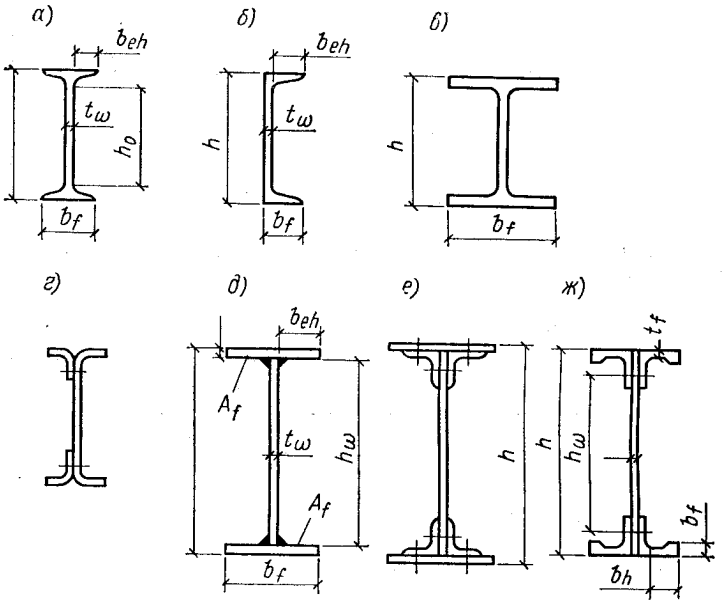


Рис. 25.1. Типы сечений металлических балок

а—в — стальные прокатные; *г* — из гнутых профилей; *д* — сварные; *е, ж* — болтовые

ют при больших пролетах, где каждый процент экономии металла может составить значительную сумму. Монтаж неразрезных балок сложнее, особенно в опорном сечении, кроме того, при неравномерных осадках опор в них появляются дополнительные усилия. Затраты при монтаже балок из цельного профиля минимальны, но их размеры ограничены сортаментом, поэтому их применяют только при небольших пролетах и нагрузках. Если балки цельного профиля не удовлетворяют условиям прочности, жесткости и устойчивости, что бывает при больших пролетах и нагрузках, применяют балки составного поперечного сечения, конструируемые из отдельных листов. Чаще всего используют сварные балки, реже болтовые.

Генеральные размеры балок. К ним относятся: пролет, расстояние между балками (шаг балок) и высота. Пролет обычно задается на основе технологических условий. Шаг балок, как правило, определяется длиной стандартных железобетонных (или других) плит, покры-

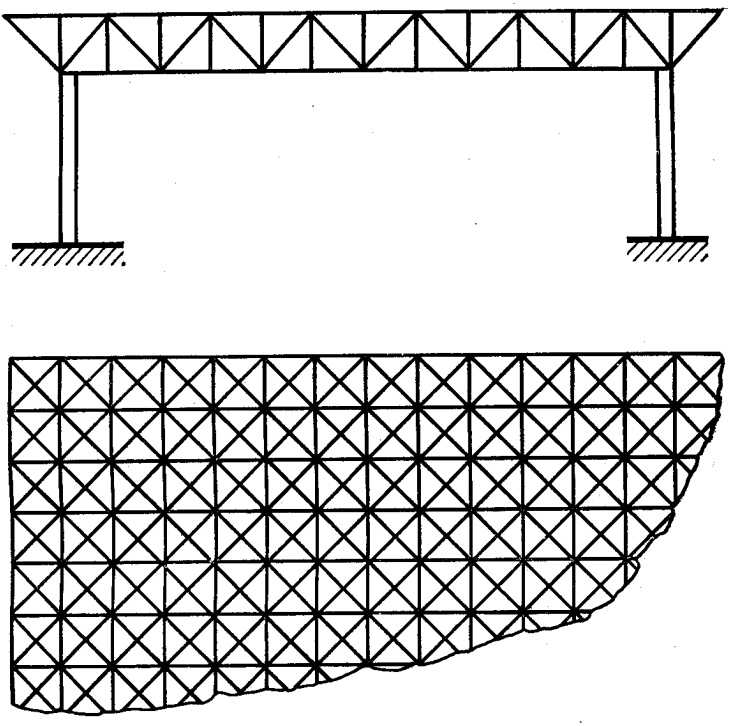


Рис. 25.2. Структурное покрытие

тий или перекрытий. При проектировании и строительстве различают: строительную высоту h_{ctr}, минимальную h_{min} и оптимальную h_{opt}.

Строительная высота — это габаритный размер, задаваемый конструктору. Он зависит от общей конструктивной схемы здания. Минимальная высота — наименьшая высота балки, при которой соблюдаются требования необходимой жесткости, т. е. прогиб балки не превосходит предельно допустимого. Оптимальная высота — это такая, при которой балка с заданным моментом сопротивления W имеет наименьший расход материала.

Балочной конструкцией (клеткой) называют систему несущих перекрытий балок для опирания настила покрытия или перекрытия. Балки, опирающиеся на колонны или стены, называются главными, они поддерживают

систему поперечных балок, на которые, в свою очередь, могут опираться продольные балки, поддерживающие настил покрытия или перекрытия из железобетона или стали. Поперечные и продольные балки часто называют вспомогательными. Различают следующие типы балочных клеток: упрощенные, когда имеются только главные балки, нормальные — с поперечными вспомогательными балками и усложненные — со всеми типами балок.

Стальные настилы могут быть следующих типов: плоский, ребристый, ортотропная плита с приваренными продольными и поперечными ребрами. Плоский стальной настил толщиной 6...14 мм рассчитывают как плоскую пластинку на действие равномерно распределенной нагрузки. В последнее время в практике строительства стали применять структурные покрытия (рис. 25.2), которые полностью нельзя отнести к балочным клеткам, но они выполняют аналогичные функции при меньших затратах металла.

Проектирование балочных клеток включает в себя сбор нагрузок, разработку различных вариантов решения задачи с выбором наиболее оптимальной схемы, а также расчет всех элементов конструкций, входящих в выбранный оптимальный вариант. Все расчеты должны подробно иллюстрироваться схемами и эскизами.

§ 25.2. РАСЧЕТ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Прокатные балки применяют в качестве несущих элементов перекрытий, покрытий при относительно небольших нагрузках. Основные профили прокатных балок — двутавры и швеллеры. Расчет прокатных балок осуществляют обычно в две стадии: сначала производится предварительный подбор сечения, а затем его окончательный расчет по первой и второй группам предельных состояний. Подбор сечения прокатной балки осуществляется в такой последовательности:

1. Определяют, к какой группе относится данная конструкция и выбирают марку стали в соответствии с требованиями ГОСТов.

2. Подсчитывают нормативные и расчетные нагрузки, действующие на балку. Устанавливают расчетную схему и определяют максимальный изгибающий момент

(неразрезные балки, как правило, рассчитывают как разрезные).

3. Вычисляют минимальный требуемый момент сопротивления на основании формулы (23.19), $W_{n,min} \geqslant M/R_y\gamma_c$ (если балка работает упруго, т. е. без учета пластических деформаций). Для прокатных балок из стали с пределом текучести до 580 МПа, воспринимающих только статическую нагрузку, когда обеспечивается общая и местная устойчивость, касательные напряжения не превышают $\tau \leqslant 0{,}9R_s$, а в опорном сечении $\tau = Q/th \leqslant R_s\gamma_c$. Подбор сечения разрешается выполнять с учетом развития пластических деформаций по формуле (23.21), $W_{n,min} \geqslant M/c_1R_y\gamma_s$ (при предварительном подборе сечения разрешается принимать среднее значение коэффициента $c_1 = 1{,}12$).

4. По сортаменту подбирают ближайший равный или больший профиль по $W_{n,min}$.

5. Проверяют достаточность жесткости сечения балки из условия непревышения максимального прогиба. Считается, что жесткость обеспечивается, если высота балки будет больше минимальной, т. е. $h \geqslant h_{min}$. Для разрезной балки

$$h \geqslant h_{min} = \frac{1}{5{,}65}\,\frac{R}{E}\left(\frac{l}{f}\right)l. \qquad (25.1)$$

здесь R/E — отношение расчетного сопротивления металла балки к модулю упругости: $[l/f]$ — отношение пролета к предельному прогибу.

Если условие (25.1) не выполняется, то подбирают другое сечение, для которого это условие выполняется. Для неразрезной балки высота может приниматься меньше, так как ее жесткость выше.

После предварительного подбора поперечного сечения балки производится ее окончательный расчет в такой последовательности:

1. Уточняют действующие нагрузки и значение коэффициента (если расчет ведется с учетом пластических деформаций). Проверяют выполнение условий прочности (23.19) или (23.21).

$$\sigma_{max} = M/W_{n,min} \leqslant R_y\gamma_c; \quad \sigma_{max} = M/c_1W_{n,min} \leqslant R_y\gamma_c.$$

Если недонапряжение превышает 5...7 %, значит сечение подобрано неэкономично, и следует проверить возможность использования балки с меньшим поперечным сечением. Перенапряжение не допускается.

2. Проверяют жесткость балки по условию $f/l \leqslant [f/l]$. Для разрезной балки $f = 5/384\, g_n l^4/EI = M_n l^2/10EI$.

3. Проверяют общую и местную устойчивость балки, если она необходима по условиям (23.24) — (23.26).

4. Рассчитывают опорный узел балки в зависимости от его конструкции. Расчет выполняется в соответствии с требованиями, изложенными в следующем параграфе.

§ 25.3. РАСЧЕТ СОСТАВНЫХ СВАРНЫХ БАЛОК

При проектировании балочных клеток всегда необходимо стремиться использовать прокатные профили. Однако при больших пролетах и значительных нагрузках часто требуемый момент сопротивления значительно больше самого крупного профиля, имеющегося в сортаменте. В этом случае необходимо применять более дорогую и трудоемкую сварную балку составного профиля. Проектируют такую балку в следующей последовательности: производятся предварительный подбор поперечного сечения балки, окончательный расчет прочности, устойчивости и жесткости балки, проверка прочности сварных швов, при необходимости предусматривают изменение сечения балки по длине, рассчитывают стыки и опорные участки, осуществляют расстановку и расчет ребер жесткости.

Предварительный подбор поперечного сечения сварной балки включает определение высоты балки, толщины стенки, ширины и толщины поясов.

1. Сначала собирают нормативные и расчетные нагрузки, действующие на балку, устанавливают ее расчетную схему и максимальный изгибающий момент.

2. Вычисляют требуемый момент сопротивления $W_{n,min} = M/R_y\gamma_c$.

3. Определяют высоту балки из условий заданных габаритов жесткости h_{min} и экономичности h_{opt}. Оптимальная высота балки при минимальных затратах металла

$$h_{opt} = k\sqrt{W_{n,min}/t_w}, \qquad (25.2)$$

где k — коэффициент, принимаемый для сварных балок с постоянным поперечным сечением равным 1,15, переменным — 1,10; t_w — толщина стенки, мм, назначаемая по эмпирической формуле $t_w = 7 + 3h$, где h — предполагаемая высота балки, м (или принимаемая в пределах 8...12 мм).

Если принятая по формуле (25.2) высота балки не удовлетворяет условиям жесткости, назначают новую высоту. Следует заметить, что изменение оптимальной высоты на 20...25 % мало влияет на расход металла. Высота балки должна быть согласована с сортаментом. Высоту стенки балки необходимо назначать с учетом выполнения следующих условий: $h_w \geqslant h_{min}$; $h_w \leqslant h_{ctr}$; $h_w \approx h_{opt}$.

4. Подобранная толщина стенки разрезной балки должна быть проверена на срез в опорном сечении по условию

$$t_w \geqslant 1{,}5Q/h_w R_s \gamma_c. \qquad (25.3)$$

По условиям местной устойчивости стенки ее толщина должна быть в пределах (1/100...1/140), но не менее 6 мм, чтобы была возможна качественная сварка.

5. Сечение поясов балок подбирают по максимальному расчетному изгибающему моменту и требуемой площади полок. Требуемую площадь полки находят по следующей приближенной формуле, не учитывающей момент инерции пояса относительно собственной оси:

$$A_f = 2I_f/h_w^2, \qquad (25.4)$$

где $I_f = I - I_w$ — момент инерции поясов относительно центра тяжести сечения; $I = Wh_w/2 = M_{max}h_w/2R_y$ — момент инерции балки; $I_w = t_w h_w^3/12$ — момент инерции стенки балки.

Ширину и толщину полки назначают на основании зависимости (25.4) и из условия обеспечения ее общей устойчивости. При этом чтобы добиться общей устойчивости балки, ширина поясов должна быть в пределах $^1/_3$ высоты балки, но не менее $b_{min} = 180$ мм (для удобства сварки автоматом). Толщину полки назначают в пределах 8...40 мм, но не более трех толщин стенки (для уменьшения больших усадочных напряжений в поясных сварных швах).

Окончательный расчет балки. После предварительного подбора поперечного сечения балки с помощью приближенных формул необходимо выполнить ее окончательный расчет. В некоторых случаях по результатам окончательного расчета предварительно подобранное сечение корректируется с последующим перерасчетом. Расчет начинается с уточнения действующих на балку нормативных и расчетных нагрузок и точного вычисления геометрических характеристик поперечного сечения

площади A, момента инерции I и момента сопротивления W. Затем по формулам (23.19) или (23.20) и (23.21) проверяют прочность балки по нормальным и касательным напряжениям, а по формуле (23.24) выполняют расчет общей устойчивости балки.

Самая важная проверка — расчет по нормальным напряжениям (23.19), (23.21), причем в целях экономии металла значение недонапряжения не должно превышать 5 %. Проверка прочности поясных швов выполняется на касательные напряжения, возникающие при изгибе балки между полкой и стенкой, которые стремятся сдвинуть полку относительно стенки. При расчете по металлу шва

$$\tau = QS/2I\beta_f k_f \leqslant R_{wf}\gamma_{mf}\gamma_c, \qquad (25.5)$$

где S и I — соответственно статический момент полки и момент инерции балки относительно нейтральной оси.

При расчетах по металлу границы сплавления в формуле (25.5) необходимо принять $\beta_f = \beta_z$; $R_{wf} = R_{wz}$; $\gamma_{wf} = \gamma_{wz}$.

При односторонних поясных швах в знаменателе этой формулы вместо цифры 2 должна стоять 1. Если швы выполняют с полным проваром стенки, то они равнопрочны основному металлу и их не рассчитывают.

Изменение сечения балки по ее длине. В разрезных балках изгибающий момент, действующий в поперечном сечении, неодинаков по всей длине балки, он максимален в середине пролета и уменьшается к опорам. В этой связи на приопорных участках балок можно уменьшить поперечное сечение и сэкономить металл. Сечение уменьшается в основном за счет изменения толщины и ширины полок, причем последнее предпочтительнее (рис. 25.3, *а*). Расчеты показали, что экономически выгодно уменьшать сечение (при пролетах более 12 м) один раз в полупролете на расстоянии $a = 1/6$ пролета от опоры. Уменьшенную ширину полки подбирают по действующему изгибающему моменту.

Местная устойчивость стенки балки. Местная устойчивость стенки балки обеспечивается постановкой ребер жесткости, которые препятствуют выпучиванию. Характер и направление выпучивания зависят от вида напряженного состояния, вызывающего потерю устойчивости. Направление ребер жесткости зависит от волн выпучивания, причем ребра необходимо располагать таким

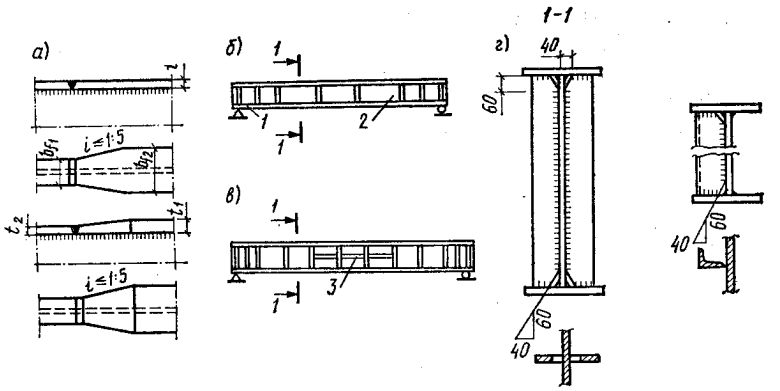


Рис. 25.3. Изменение сечений балки и расстановка ребер жесткости в сварных балках

а — уменьшение сечения за счет изменения ширины полок; *б* — постановка вертикальных ребер жесткости; *в* — то же горизонтальных; *г* — то же одиночных уголков; *1* — опорное ребро; *2* — поперечное ребро жесткости; *3* — то же продольное

образом, чтобы они пересекали поверхности выпучивания. Вертикальные ребра жесткости с помощью сварки прикрепляются к стенке и поясам, разделяя стенки балки на отдельные пластины (отсеки) (рис. 25.3, *б*). В высоких балках при действии в середине пролета больших нормальных напряжений устанавливаются и продольные (горизонтальные) ребра жесткости (рис. 25.3, *в*). Обычно ребра жесткости устанавливаются с двух сторон стенки из уголков, чаще полос. В некоторых случаях используют односторонние ребра из одиночных уголков, привариваемых к стенке (рис. 25.3, *г*). Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если при отсутствии подвижной нагрузки условная гибкость $\bar{\lambda}$ превышает 3,2, и 2,2 — при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.

Ребра устанавливаются на расстоянии не более чем $2h_{ef}$ в случае, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w > 3{,}2$ и не более чем $2{,}5\,h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leqslant 3{,}2$. Допускается устанавливать ребра жесткости и на расстояниях до $3h_{ef}$ в случае, если обеспечивается общая устойчивость балки, местная — стенки и сжатого пояса. Поперечные ребра жесткости следует обязательно устанавливать на опорах и в местах приложения сосредоточенных грузов. Стенка,

укрепленная ребрами жесткости, не требует расчета, если: при отсутствии местного напряжения в балке с двусторонними поясными швами $\bar{\lambda}_w \leqslant 3{,}5$, то же — в балке с односторонними швами $\bar{\lambda}_w \leqslant 3{,}2$, при наличии местных напряжений в балках с двусторонними швами $\bar{\lambda}_w \leqslant 2{,}5$. Когда не выполняется хотя бы одно из перечисленных выше условий, необходимо сделать расчет устойчивости стенки. Если условие устойчивости стенки не удовлетворяется, следует изменить расстановку ребер жесткости и повторить расчет. Размеры ребер жесткости рекомендуются такими: ширина $b \geqslant (1/30)h_{ef} + 4$ см, толщина $t \geqslant 2b\sqrt{R_y/E}$. Для пропуска поясных сварных швов ребра должны иметь скосы высотой 6 см, шириной 4 см (см. рис. 25.3, *в*).

Рассчитывают местную устойчивость стенки исходя из предположения, что в пределах каждого отсека она работает как самостоятельная пластинка (см. рис. 25.3, *а*). Расчетная формула выглядит следующим образом:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + \tau/\tau_{cr})^2} \leqslant \gamma_e, \qquad (25.5a)$$

где σ и τ — напряжения в отсеке, определяемые по формулам (23.19), (23.20); σ_{loc} — местное напряжение, вычисляемое по формуле (23.22); σ_{cr}; $\sigma_{loc\,cr}$; τ_{cr} — соответственно нормальные, местные и касательные критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y/\bar{\lambda}_w^2; \qquad (25.6)$$

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 R_y/\bar{\lambda}_a^2; \qquad (25.7)$$

$$\tau_{cr} = 10{,}3\left(1 + 0{,}76/\mu^2\right) R_s/\bar{\lambda}_{cf}^2. \qquad (25.8)$$

В формулах (25.5), (25.6) значение коэффициента c_{cr} зависит от толщины и ширины сжатого пояса, а c_1 еще и дополнительно зависит от соотношения a/h_{ef} (a — ширина отсека). Определяют c_{cr} и c_1 по табличным данным СНиП, $\bar{\lambda}_w$ и $\bar{\lambda}_a$ — наименьшие условные гибкости стенки в пределах отсека, μ — отношение большей стороны пластинки к меньшей. В случае отсутствия местных сжимающих напряжений в формуле (25.5) принимают $\sigma_{loc} = 0$.

Устойчивость сжатого пояса балки проверяют по условию (23.25). Расчет опорного ребра жесткости должен обеспечивать не только устойчивость стенки балки, но и передачу опорной реакции, поэтому эти ребра де-

лаются более мощными, чем промежуточные вертикальные ребра жесткости. Опорные ребра рассчитывают на сжатие по формуле

$$F/A_n \leqslant R_y \gamma_c \qquad (25.9)$$

и смятие торцевой поверхности

$$F/A_{n,sm} \leqslant R_p \gamma_c, \qquad (25.10)$$

где A_n — суммарная площадь ребер с учетом возможных ослаблений; $A_{n,sm}$ — площадь торцевой поверхности ребер в зоне опирания на нижний пояс или опору; R_p — расчетное сопротивление торцевой поверхности смятия (при наличии пригонки).

Необходимо проверить опорный участок балки на устойчивость. Поскольку опорная реакция передается не только на опорные ребра, но и на стенку балки, в опорной зоне рассчитывают условное сечение из ребер жесткости и части стенки длиной $c=0{,}65t\sqrt{E/R}$ с каждой стороны ребра.

Условие устойчивости опорной зоны выглядит следующим образом:

$$F/\varphi A_{ef} \leqslant R_y \gamma_c, \qquad (25.11)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба относительно оси наименьшей жесткости; A_{ef} — условная расчетная площадь ребер и части стенки.

Нижние торцы опорных ребер, чтобы обеспечить равномерную передачу давления от опорной реакции, должны быть либо плотно пригнаны и приварены к нижнему поясу балки, либо остроганы.

§ 25.4. СТЫКИ И СОПРЯЖЕНИЯ БАЛОК

Стыки составных балок бывают заводскими и монтажными. Заводские стыки устраиваются из-за недостаточной длины прокатных профилей по сравнению с требуемыми размерами балок. Монтажные стыки создают, если невозможно транспортировать элементы в целом виде из-за значительных размеров. Стыки — самые уязвимые участки конструкций из-за возможной концентрации напряжений, поэтому их стараются устраивать в наименее ответственных зонах конструкций. Монтажные стыки делят конструкцию на отдельные элементы,

которые называются отправочными элементами (марками). Целесообразно, чтобы размеры и масса отправочных марок были примерно одинаковыми. При перевозках железнодорожным транспортом максимальная высота элемента может быть 3,7 м, длина до 19 м, ширина до 3,25 м. При использовании сцепа из двух четырехосных платформ длина перевозимого элемента может достигать 27 м. При перевозке автомобильным транспортом отправочные марки могут иметь высоту 3,3 м, ширину 3,6 м, длину до 18 м.

Заводские стыки для повышения надежности конструкций делают вразбежку. Монтажные стыки сваривают, как правило, вручную, поэтому стык устраивается в сечении, где растягивающие усилия меньше R_{wy} (т. е. там, где $M \leqslant M_{max}$). Если же стык устраивают в сечении, где $M = M_{max}$, то обычно применяют косой шов, который при уклоне $i = 2:1$ равнопрочен основному металлу. Соединения элементов осуществляют встык, а швы накладывают в определенном порядке для снижения сварочных напряжений. Сопряжения балок в балочных клетках бывают трех типов: этажное, в одном уровне и пониженное. Наиболее удобно для монтажа этажное сопряжение. Сопряжение в одном уровне позволяет осуществлять соединение при меньшей строительной высоте. В пониженном сопряжении верх поперечных балок ниже верха главных балок. Два последних сопряжения часто осуществляют, прикрепляя вспомогательные балки к ребру жесткости главной балки с помощью болтов или на сварке.

§ 25.5. ПЕРСПЕКТИВНЫЕ ТИПЫ БАЛОК

В последнее время в строительной практике стали применять новые прогрессивные конструкции балок с лучшими эксплуатационными показателями, позволяющими экономить металл.

Бистальные балки. Это такие балки, в которых пояса изготавливают из более прочной стали, чем стенка. Особенность такой балки — работа стенки в пластической области деформирования, а полки — в упругой, что позволяет более полно использовать несущую способность металла и экономить его в пределах 5...7 %.

Предварительно напряженные балки получают с по-

мощью включения в их состав стальных тросов или канатов, располагаемых в растянутой зоне и натягиваемых при монтаже. Такие балки имеют большую жесткость и позволяют экономить до 15...23 % металла.

Балки с гибкой стенкой имеют очень гибкую стенку при соотношении h_{ef}/t, достигающем 600. Эти балки выполняют из стали с пределом текучести до 430 МПа. Они позволяют экономить до 25 % стали. Отличительная особенность работы таких балок заключается в том, что при выпучивании тонкой стенки она начинает работать на растяжение в наклонном направлении подобно нисходящим раскосам в ферме, при этом роль сжатых раскосов выполняют поперечные ребра жесткости или складки стенки. Такая работа позволяет выдерживать довольно значительные нагрузки по сравнению с обычной балкой.

Балки с перфорированной стенкой получают, разрезая широкополочные двутавры по зигзагообразной линии с последующей сваркой их встык по гребням (рис. 25.4, *б*). Таким образом можно получить балки с моментом сопротивления и высотой в 1,3...1,5 раза больше, чем у исходного двутавра. В некоторых случаях для верхней части балки используют профиль большего сечения, а для нижней — меньшего, но из более прочной стали. Такие бистальные балки с перфорированной стенкой очень экономичны и могут конкурировать даже с фермами. Сквозные двутавры рационально применять для балок пролетом 12 м (возможно их использование и при пролетах до 36 м). Балки с гофрированной стенкой представляют собой конструкцию, в которой в качестве стенки используют гофрированный металл, за счет чего существенно повышается местная устойчивость стенки и необходимость в постановке ребер жесткости отпадает. Это существенно снижает расход металла и трудоемкость изготовления.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Приведите классификацию балок.
2. Что такое генеральные размеры балок?
3. Дайте классификацию балочных клеток.
4. Как выполняется подбор сечения и расчет прокатной балки?
5. В каких случаях применяются составные металлические сварные балки?
6. Какова последовательность расчета и проектирования составной сварной балки?

7. Как выполняются подбор сечения и окончательный расчет составной балки?
8. Для чего изменяют размер поперечного сечения по длине балки?
9. Каково назначение ребер жесткости в балках?
10. Как выполняется расчет опорного ребра жесткости балок?
11. Как и для чего устраиваются заводские и монтажные стыки балок?
12. Как устраиваются сопряжения балок в балочных клетках?
13. Что такое бистальные балки, предварительно напряженные балки, балки с гибкой, перфорированной и гофрированной стенками? Их достоинства и недостатки.

Глава 26. Колонны

§ 26.1. ТИПЫ КОЛОНН И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Колонной называют вертикальный стержень, воспринимающий сжимающие усилия и передающий давление на лежащие ниже части сооружения или на фундамент. Колонны применяют для поддержки перекрытий и покрытий, стенового ограждения, а также конструкций инженерных сооружений — путепроводов, эстакад, бункеров, галерей и т. д. В колонне различают три основные части (рис. 26.1, *а*): оголовок *1*, на который опирается поддерживаемая конструкция; стержень *2*, воспринимающий нагрузку, и базу *3*, передающую давление колонны на фундамент или лежащую ниже конструкцию. Металлические колонны изготовляют, как правило, из стали, алюминиевые сплавы используют очень редко вследствие низкого модуля упругости.

Классификация колонн. В зависимости от условий нагружения различают центрально-сжатые и внецентренно сжатые колонны. В центрально-сжатых колоннах продольная сила приложена вдоль оси колонны и вызывает равномерное сжатие сечения (см. рис. 26.1, *а*). Внецентренно сжатые колонны работают на восприятие совместного действия продольной силы и изгибающего момента (рис. 26.1, *б*). Конструкция поперечного сечения стержня колонн может быть сплошной (рис. 27.1, *в*) или сквозной (рис. 27.1, *г*). Выбор типа поперечного сечения зависит от минимального расхода металла и наименьшей трудоемкости изготовления. Сплошные колонны менее трудоемки, чем сквозные, однако при значительных нагрузках и большой высоте более рациональными могут

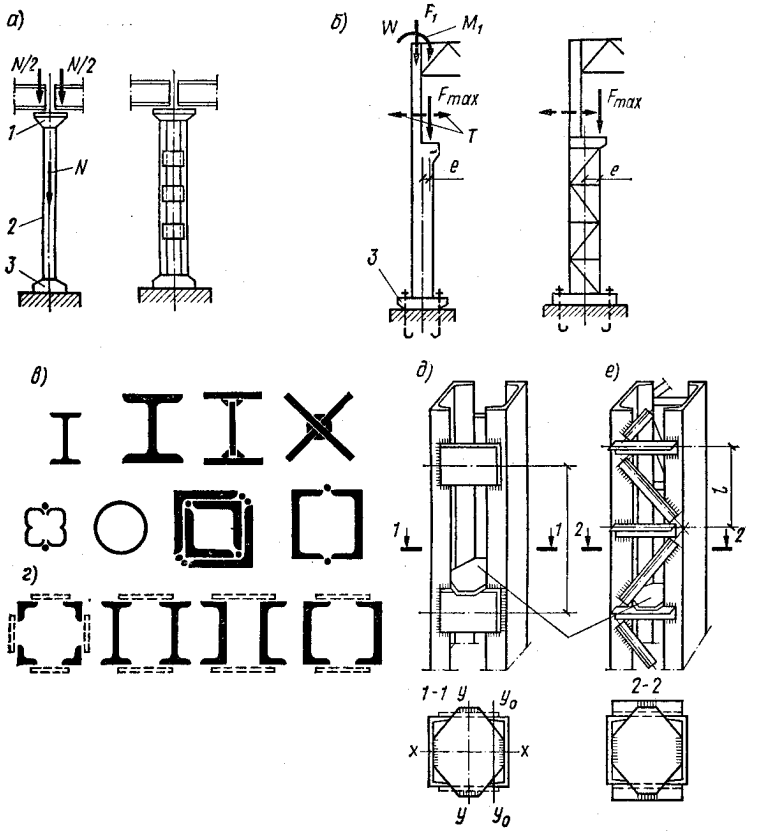


Рис. 26.1. Типы колонн и их поперечные сечения

а — составные части колонны; *б* — схема работы колонны; *в* — сплошные колонны; *г* — сквозные колонны; *д*, *е* — конструкция сквозных колонн; *1* — оголовок; *2* — стержень; *3* — база

оказаться сквозные колонны. Сквозные колонны, состоящие из отдельных ветвей, соединяют между собой системой планок (рис. 26.1, *д*) или решеток (рис. 26.1, *е*), причем последние применяются при больших нагрузках.

Тип поперечного сечения колонн должен назначаться с учетом действующих нагрузок и условий устойчивости. Для центрально-нагруженных колонн необходимо стремиться к равноустойчивости во взаимно перпендикулярных плоскостях, так как выпучивание происходит в плоскости большей гибкости. Этому требованию соот-

ветствуют сплошные сечения из широкополочных прокатных или сварных двутавров. Сплошные сечения из обычных прокатных двутавров неэкономичны, так как значения их моментов инерции I_x и I_y сильно разнятся в значениях и, следовательно, имеют разную гибкость в различных плоскостях. Равноустойчивы также колонны крестового сечения. Сквозные колонны более равноустойчивы. Особенно это относится к трубчатому сечению, устойчивость которого во всех вертикальных плоскостях одинакова. По конструктивной форме колонны могут быть постоянного поперечного сечения по высоте и ступенчатыми (см. рис. 26.1, *а, б*). Последние используются в основном в промышленных зданиях, имеющих мостовые краны. Для предотвращения потери местной устойчивости в сплошных колоннах устраиваются поперечные ребра жесткости, а в сквозных — диафрагмы жесткости.

§ 26.2. РАСЧЕТ СПЛОШНЫХ КОЛОНН

Расчет центрально-сжатых сплошных колонн. Сечения сплошных колонн при центрально действующей нагрузке подбирают аналогично порядку, изложенному в § 23.3. Предварительно перед началом расчета определяют расчетное усилие и расчетную длину элемента

$$l_{ef} = \mu l, \qquad (26.1)$$

где l — геометрическая длина колонны; μ — коэффициент приведения.

Коэффициент μ зависит от закрепления концов колонны. В большинстве случаев конструкция сопряжения колонн с фундаментом выполняется таким образом, что позволяет считать опорную зону жестко защемленной, не допускающей смещений и поворотов. Закрепление верхней опорной части колонн может быть различным и зависеть от типа здания, опирания поддерживаемых конструкций, конструкций стыка и типа связей.

В однопролетных рамах все колонны могут одновременно потерять устойчивость. При шарнирном опирании ригеля считается, что верхний конец стойки свободен (рис. 26.2, *а*), при жестком креплении ригеля — что верхний конец закреплен только от поворота (рис. 26.2, *б*). В многопролетных рамах потеря устойчивости может произойти только в одной колонне, поэтому при шарнир-

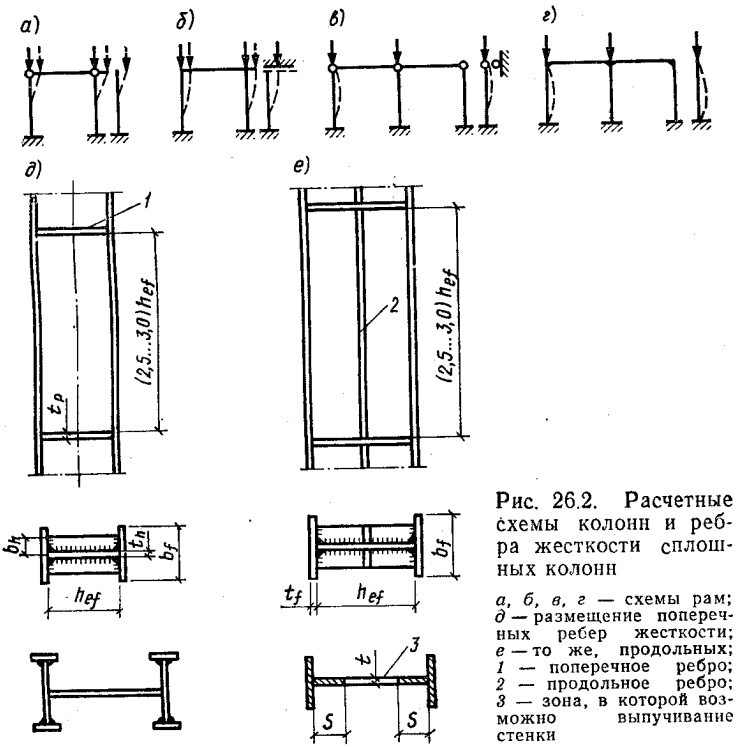


Рис. 26.2. Расчетные схемы колонн и ребра жесткости сплошных колонн

а, б, в, г — схемы рам; *д* — размещение поперечных ребер жесткости; *е* — то же, продольных; *1* — поперечное ребро; *2* — продольное ребро; *3* — зона, в которой возможно выпучивание стенки

ном опирании ригелей верхний конец принимается шарнирно опертым (рис. 26.2, *в*), при жестком — неподвижно закрепленным (рис. 26.2, *г*). При расчетах следует учитывать, что условия закрепления, а следовательно, и расчетная длина в разных плоскостях могут быть различными.

Расчет центрально нагруженных сплошных колонн выполняется с помощью последовательных приближений, с назначением в нулевом приближении ориентировочной гибкости в пределах $\lambda_0 = 60...100$. Затем по этой гибкости определяют значение условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$, а по ней — коэффициент продольного изгиба φ по следующим формулам:

для $0 < \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$

$$\varphi = 1 - (0{,}073 - 5{,}53R_y/E)\,\bar{\lambda}\sqrt{\bar{\lambda}};$$

для $2{,}5 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 4{,}5$

$$\varphi = 1{,}47 - 13{,}0\,(R_y/E) - [0{,}371 - 27{,}3\,(R_y/E)]\,\bar{\lambda} + [0{,}0275 - 5{,}53\,(R_y/E)]\bar{\lambda}^2;$$

для $\bar{\lambda} > 4{,}5$

$$\varphi = 332/\bar{\lambda}\,(51 - \bar{\lambda}).$$

Эти формулы удобно использовать при расчетах на ЭВМ — при проектировании вручную рекомендуется пользоваться данными табл. 23.1.

Далее определяют требуемую площадь поперечного сечения на основании формулы (23.11)

$$A \geqslant N/\varphi R_y \gamma_c \qquad (26.2)$$

и назначают тип поперечного сечения. Практика проектирования показывает, что для сплошных центрально-сжатых колонн наиболее экономичным будет двутавровое сечение, в котором около 80 % общей площади приходится на пояса: $A_f = 0{,}8A$. Толщина стенки при таком соотношении должна составлять $t_w = A_w/h_w \approx 0{,}2A/h_w$. В сварных колоннах толщину поясных листов принимают $t_f = 8...40$ мм, стенки $t_w = 6...16$ мм. Причем из условий равноустойчивости стремятся принимать конструктивное решение, при котором высота и ширина поперечного сечения колонны были бы примерно равными $h \approx b$. Из конструктивных соображений рекомендуется принимать $b \approx h \approx l_{ef}/14$ при $\lambda = 60$; $b \approx h \approx l_{ef}/21$ при $\lambda = 90$ и $b \approx h \approx l_{ef}/29$ при $\lambda = 120$.

Затем для подобранного в нулевом приближении поперечного сечения определяют радиусы инерции и гибкости $\lambda_x = l_{efx}/i_x$; $\lambda_y = l_{efy}/i_y$, по минимальной гибкости * находят φ и проверяют выполнение условия (23.11). Если оно не выполняется или выполняется с большим запасом (подобранное сечение неэкономично), то уточняют размер сечения (увеличивают его, если имеется перенапряжение, или уменьшают в случае недонапряжения) и переходят к следующему приближению. Расчет выполняют до тех пор, пока условие (23.11) не будет выполнено при недонапряжении не более 5 %. После подбора размеров поперечного сечения и удовлетворения условия общей устойчивости проверяют местную устойчивость полки и стенки колонны. Стенки сплошных ко-

* Максимальная гибкость центрально-сжатой колонны не должна превышать значения $\lambda \leqslant 120$.

лонн следует укреплять поперечными ребрами жесткости при соотношении высоты стенки к ее высоте более $h_{ef}/t \geqslant 2{,}3\sqrt{E/R_y}$, при невыполнении этого условия необходимо устанавливать поперечные ребра жесткости на расстоянии (2,5...3) h_{ef} одно от другого (рис. 26.2, *д*). Считается, что местная устойчивость стенки обеспечена, если для двутавровых сечений удовлетворяются следующие условия:

при $\bar{\lambda} \leqslant 2$

$$h_{ef}/t \leqslant (1{,}30 + 0{,}15\bar{\lambda}^2)\sqrt{E/R_y}; \qquad (26.3)$$

при $\bar{\lambda} \geqslant 2$

$$h_{ef}/t \leqslant (1{,}0 + 0{,}35\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}, \qquad (26.4)$$

но не более $2{,}3\sqrt{E/R_y}$.

Для других типов сечений предельные соотношения приведены в СНиПе. Если условия (26.3), (26.4) не выполняются, стенку посередине укрепляют продольным ребром жесткости (рис. 26.2, *е*), а значения $\sqrt{E/R_y}$ следует умножать на величину

$$\beta = 1 + 0{,}4\frac{I_{sl}}{h_{ef}t^3}\left(1 - 0{,}1\frac{I_{sl}}{h_{ef}t^3}\right). \qquad (26.5)$$

Здесь I_{sl} — момент инерции сечения продольного ребра.

Чтобы обеспечить местную устойчивость полок колонн неокаймленного двутаврового сечения, имеющих значение условной гибкости $0{,}8 \leqslant \lambda \leqslant 4{,}0$, соотношение ширины полки к ее толщине не должно превышать значения

$$b_{ef}/t = (0{,}36 + 0{,}10\lambda)\sqrt{E/R_y}. \qquad (26.6)$$

Расчет внецентренно сжатой сплошной колонны. Подбирают и проверяют сечение внецентренно сжатой сплошной составной колонны по продольной силе N, приложенной по оси, и моменту M, значения которых получены в результате статического расчета отдельно стоящей колонны, рамы здания или других конструкций. Тип колонны, а также вид и высоту ее сечения обычно выбирают в процессе разработки схемы сооружения в целом. Практически подбор сечения сплошных колонн удобно выполнять в следующем порядке. Так как коэффициент φ_l может изменяться в весьма больших пределах и к тому же зависит от двух факторов (условной гибкости $\bar{\lambda}$

и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}), для ориентировочного определения требуемой площади сечения лучше воспользоваться приближенной двучленной формулой Ясинского:

$$\sigma = N/\varphi A + M/W \leqslant R_y \gamma_c. \qquad (26.7)$$

Задаваясь гибкостью колонны $\lambda = 50...80$ или, что удобнее, средним значением $\varphi = 0{,}7...0{,}8$ и ядровым расстоянием $r = W/A \approx 0{,}45h$ (для двутаврового сечения), после преобразования формулы получим

$$A = N/R_y \gamma_c (1/\varphi + e_x/z), \qquad (26.8)$$

где $e_x = M/N$ — эксцентриситет продольной силы.

Гибкость колонны определяют по приведенной длине. Отметим, что приведенную длину колонн, являющихся стойками поперечных рам зданий, определяют в зависимости от соотношения жесткостей ригеля и колонны по соответствующим рекомендациям СНиПа. Определив A, по сортаменту на двутавры подбирают прокатную колонну или с учетом сортамента листового металла компонуют сечение составной колонны. Необходимо в составной колонне требуемую площадь распределить наивыгоднейшим образом, обеспечивая при этом местную устойчивость элементов сечения. Чтобы обеспечить общую устойчивость колонны из плоскости действия момента, ширину пояса принимают $b_f = (1/20—1/30)\,l$ (длины колонны). Местную устойчивость пояса обеспечивают, выдерживая отношения ширины пояса к его толщине. Толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение h_{ef}/t_w было в пределах 60...120, при этом меньшие отношения принимают при бóльших продольных силах и малых изгибающих моментах, бóльшие — в обратных случаях, тоньше 8 мм стенку принимать не рекомендуется. Окончательно местную устойчивость стенки проверяют только после подбора сечения колонны в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и относительного эксцентриситета m: при $m \leqslant 0{,}3$ — по формулам (26.3) и (26.4), при $m > 1$:

$$h_{ef}/t_w = 1{,}3\sqrt{E/R_y} \text{ при } \bar{\lambda} \leqslant 0{,}8;$$

$$h_{ef}/t_w = (0{,}9 + 0{,}5\bar{\lambda})\sqrt{E/R_y}, \text{ но не более}$$

$$3{,}1\sqrt{E/R_y} \text{ при } \bar{\lambda} > 0{,}8. \qquad (26.9)$$

При значениях относительного эксцентриситета $0{,}3<m<1$ наибольшие отношения h_{ef}/t_w следует определять линейной интерполяцией между значениями h_{ef}/t_w, вычисленными при $m=0{,}3$ и $m=1$. При расчете внецентренно сжатой составной колонны, усиленной продольными или поперечными ребрами жесткости, используют рекомендации для центрально-сжатых колонн, за исключением введения коэффициента β. В этом случае участок стенки между поясом и продольным ребром рассматривают как самостоятельную пластинку и проверяют ее устойчивость по формулам (26.9). Для подобранного сечения внецентренно сжатой колонны вычисляют геометрические характеристики и проверяют устойчивость в обеих плоскостях.

§ 26.3. РАСЧЕТ СКВОЗНЫХ СОСТАВНЫХ КОЛОНН

Сквозные составные колонны состоят из двух прокатных профилей, соединенных в плоскостях полок планками или решетками. Сечение сквозных центрально-сжатых колонн обычно образуют из двух швеллеров, расположенных полками внутрь сечения. Такие стержни называют двухветвевыми. Расположение швеллеров полками наружу при одних и тех же габаритных размерах сечения менее выгодно с точки зрения расхода материала, и такое сечение применяют редко. При значительных нагрузках применяют сечение, составленное из двутавров. Во внецентренно сжатых колоннах сечения могут быть симметричными и несимметричными. Последние обычно используют для крайних колонн зданий (для удобства примыкания стены). В колоннах под тяжелые крановые нагрузки из-за недостаточной мощности швеллера его заменяют составным сечением из двух уголков, соединенных листом.

В составных сквозных сжатых стержнях, используемых для стрел, мачт и других подобных конструкций, применяют четырехветвевые стержни, образованные из четырех уголков, соединенных решеткой. Иногда применяют трехветвевые стержни. Совместную работу ветвей обеспечивает соединительная решетка. Тип решетки существенно влияет на устойчивость стержня в целом. Различают решетки безраскосные в виде листовых планок (рис. 26.3, *а*) и раскосные обычно из одиночных уголков (рис. 26.3, *б*).

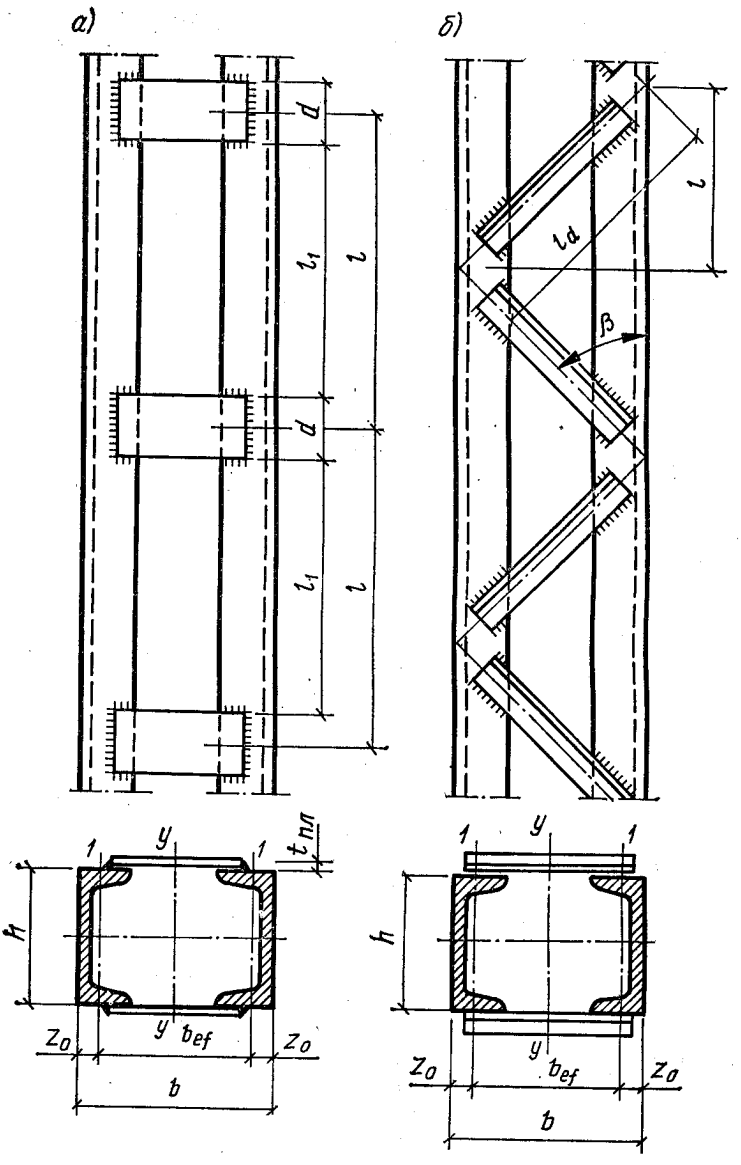


Рис. 26.3. Типы решеток сквозных составных колонн

а — бескаркасные в виде листовых планок; *б* — раскосные из одиночных уголков

В безраскосной решетке меньше элементов и узлов, чем в раскосной. Безраскосная решетка проще в изготовлении и требует меньше металла. Однако безраскосная решетка более податлива и хуже сопротивляется воздействиям больших поперечных сил, чем раскосная. Колонны с безраскосной решеткой получили широкое распространение в инженерных конструкциях при малых и средних усилиях и при очень малых значениях реальных поперечных сил. При бо́льших усилиях, особенно при больших поперечных силах (во внецентренно сжатых колоннах), а также при тяжелых условиях эксплуатации следует применять колонны с раскосной решеткой.

Расчет центрально-сжатой сквозной колонны. Работа сквозных колонн относительно оси $x-x$ (называемой материальной) (см. рис. 26.3) протекает почти в таких же условиях, что и сплошных колоннах. Поэтому гибкость таких колонн λ_x определяют так же, как и гибкость цельных стержней: $\lambda_x = l_{ef}/i_x$. Радиус инерции двухветвевой колонны относительно оси $x-x$ равен радиусу инерции одной ветви относительно той же оси, так как

$$i_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{2I'_x/2A'} = \sqrt{I'_x/A'}, \qquad (26.10)$$

где I_x и A — момент инерции относительно оси $x-x$ и площадь сечения двух ветвей колонны; I'_x и A' — то же, одной ветви.

Относительно оси $y-y$, называемой свободной, сквозная колонна потеряет устойчивость при критических напряжениях, которые меньше, чем у сплошных колонн, вследствие упругой податливости (деформативности) раскосов в колонне с раскосной решеткой или отдельной ветви относительно оси $1-1$ (рис. 26.4) на участке между планками в колонне на планках.

В практических методах расчета на устойчивость сквозных колонн вводят поправку, учитывающую снижение критических напряжений, к гибкости λ_y относительно оси $y-y$, вычисленной для сквозной колонны как для сплошной. В результате относительно свободной оси вычисляют приведенную гибкость λ_{ef}, которая равна:

для колонны с планками

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}; \qquad (26.11)$$

для стержня с раскосной решеткой

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha A/A_d}, \qquad (26.12)$$

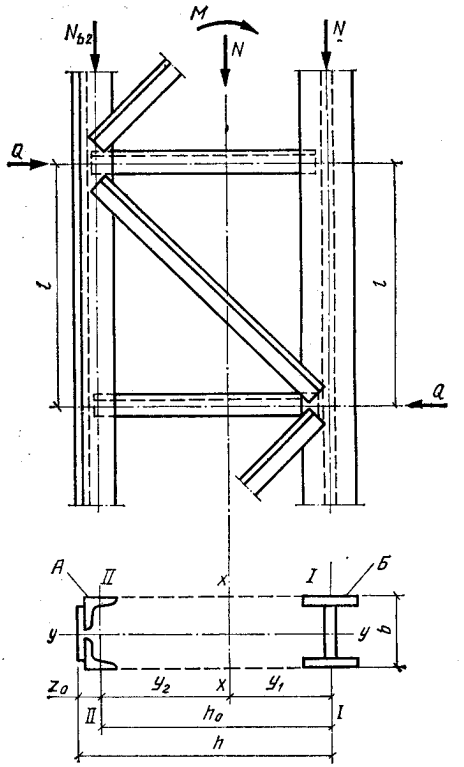


Рис. 26.4. К расчету сквозной внецентренно сжатой колонны

А — ветвь *2*; *Б* — ветвь *1*

где $\lambda_y = l_y/i_y$ — гибкость колонны относительно оси, рассматриваемой как сплошная (l_y — расчетная длина стержня относительно оси y—y; i_y — радиус инерции сечения стержня относительно той же оси); $\lambda_1 = l_1/i_1$ — гибкость отдельной ветви на участке между планками относительно оси I—I (l_1 — расстояние между планками в свету, а не между центрами, так как учитывается частичное защемление ветви в узле решетки; i_1 — радиус инерции сечения ветви относительно оси I—I); $\alpha = 10 l_d^3/b_{ef}^2$ — коэффициент, зависящий от угла наклона раскоса (l_d — длина раскоса; b_{ef} — расстояние между осями ветвей; l — расстояние между ближайшими узлами решетки — см. рис. 26.3, *б*); A — площадь сечения всего стержня; A_d — площадь сечения раскосов решетки, лежащих в параллельных плоскостях и попадающих в одно поперечное сечение (практически площадь сечения двух раскосов).

Правый член в подкоренном выражении формул (26.11) и (26.12) учитывает податливость ветвей на уча-

стке между планками или раскосов и, таким образом, определяет необходимую расстановку планок и раскосов, поскольку с изменением их положения меняется и приведенная гибкость. Расчетной гибкостью, по которой определяют коэффициент φ и, соответственно, проверяют устойчивость сквозной колонны, является наибольшая из двух гибкостей: λ_x или λ_{ef}. Гибкость отдельных ветвей сквозных стержней с планками не должна быть более 40, а с решетками — не более 80 и значения λ_{ef}. В формуле (26.11) не учтены деформации планок, поэтому они применимы при отношении погонных жесткостей планки и ветви $\geqslant 5$ (что бывает в большинстве случаев). При меньших отношениях учитывается влияние деформации планок на приведенную гибкость. Подбор сечения двухветвевой сквозной колонны начинают относительно материальной оси $(x-x)$, для чего, как при подборе любого сжатого элемента, предварительно задаются гибкостью λ_x и по ней находят φ.

Вследствие более рационального распределения материала в сечении сквозных колонн расчетная гибкость у них бывает несколько меньше, чем у сплошных (при равных условиях). Обычно для мощных колонн с нагрузкой более 2500 кН задаются $\lambda_x=40...60$, для менее мощных — $\lambda_x=60...90$. Затем определяют требуемые площадь A и радиус инерции i_x сечения стержня, и по сортаменту подбирают соответствующий им профиль швеллера или двутавра. Приняв сечение, проверяют его устойчивость по действительной гибкости

$$\lambda_x = l_x/i_x.$$

Далее компонуют сечения относительно свободной оси $y-y$. Задача в этом случае сводится к определению расстояния между ветвями (размера b или b_{ef} — расстояния между осями ветвей; см. рис. 26.3) исходя из условия равноустойчивости

$$\lambda_x = \lambda_{ef}. \qquad (26.13)$$

Приведенную гибкость определяют по формуле (26.11) или (26.12) в зависимости от типа решетки. На основании условия (26.13), по формулам (26.11) и (26.12) находят значение гибкости относительно свободной оси, рассматривая колонну как сплошную:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_x^2 - \alpha\, A/A_d}. \qquad (26.14)$$

В формуле (26.14) правой частью подкоренного выражения необходимо задаваться. В колонне на планках гибкость отдельной ветви принимают $\lambda_1=30...40$, в колонне с раскосной решеткой задаются сечением раскосов и углом наклона раскоса к ветви, что позволяет получить значения A_d и α. Следует иметь в виду, что значение λ_1 должно быть меньше λ_y ($\lambda_1<\lambda_y$), так как в противном случае ветвь может потерять устойчивость раньше, чем колонна в целом.

Определив гибкость λ_y, находят соответствующий ей радиус инерции $i_y=l_y/\lambda_y$. В свою очередь, i_y можно выразить через расстояние между осями ветвей b_{ef}:

$$i_y=\sqrt{i_1^2+(b_{ef}/2)^2}\,. \qquad (26.15)$$

Далее из формулы (26.15)

$$b_{ef}=2\sqrt{i_y^2-i_1^2} \qquad (26.16)$$

или, переходя к полной ширине колонны,

$$b=b_{ef}+2z_0, \qquad (26.17)$$

где z_0 — расстояние от нейтральной оси ветви до наружного края профиля.

После окончательного подбора сечения колонну проверяют на устойчивость относительно оси $y-y$. В составных колоннах с раскосной решеткой следует проверить гибкость отдельной ветви на участке между смежными узлами решетки, которая не должна превышать приведенной гибкости всего стержня.

Расчет внецентренно сжатой сквозной колонны. От действующих во внецентренно сжатой сквозной колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия (как в ферме с параллельными поясами). Поперечную силу воспринимает решетка. Несущая способность такой колонны может быть исчерпана или в результате потери устойчивости колонны в целом, или в результате потери устойчивости какой-либо ветви.

Усилия в отдельных ветвях колонны (см. рис. 26.4) определяют по формуле

$$N_1=N_y/h_0\pm M/h_0, \qquad (26.18)$$

где h_0 — расстояние между центрами тяжести ветвей; y — расстояние от центра тяжести колонны до оси ветви, противоположной рассматриваемой.

После определения усилий в ветвях наиболее напря-

женную из них проверяют на устойчивость в обеих плоскостях как центрально-сжатый элемент. За расчетную длину принимают: в плоскости действия момента — расстояние между узлами крепления решетки, из плоскости действия момента — длину ветви. Устойчивость колонны в целом в плоскости действия момента проверяют по формуле (26.25), при этом коэффициент φ_l определяют в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_{ef}\sqrt{R_y/E}$ и относительного эксцентриситета m.

Приведенную гибкость λ_{ef} вычисляют как для центрально-сжатых колонн по формуле (26.12).

Относительный эксцентриситет для сквозных колонн

$$m = (M/N)(A_y/I), \qquad (26.19)$$

где A — площадь сечения ветвей колонны; y — расстояние от центра тяжести сечения колонны до оси наиболее сжатой ветви; I — момент инерции сечения.

Устойчивость сквозной колонны как единого целого из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей.

Расчет и конструирование соединительных решеток в сквозных колоннах. В сжатых колоннах всегда бывают некоторые не учитываемые расчетом случайные или конструктивные эксцентриситеты, под влиянием которых в центрально-сжатых колоннах возникают изгибающие моменты и перерезывающие силы. Интенсивность этих изгибающих моментов и поперечных сил неизвестна, так как неизвестны эксцентриситеты, возникающие в реальных колоннах. Поэтому для определения расчетной поперечной силы в центрально-сжатых составных сквозных колоннах пользуются результатами исследований, которые показали, что поперечная сила зависит от геометрических размеров колонны и материала. Элементы соединительной решетки составных сжатых стержней (колонн) рассчитывают на условную поперечную силу Q_{fic}, принимаемую постоянной по всей длине стержня,

$$Q_{fic} = 7{,}15 \cdot 10^{-6}\left(2330 - \frac{E}{R_y}\right)\frac{N}{\varphi}, \qquad (26.20)$$

где N — продольное усилие в составном стержне; φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Условную поперечную силу Q_{fic} прикладывают в каждом узле составного стержня. Она равномерно рас-

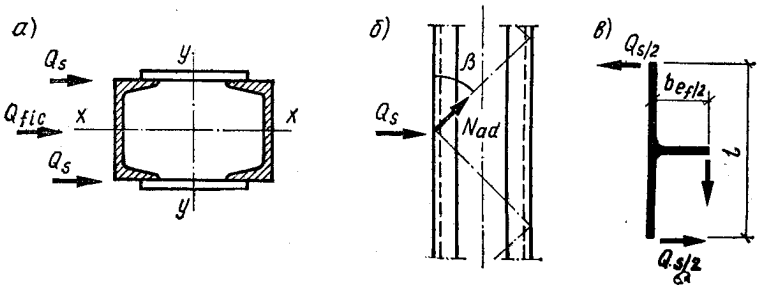


Рис. 26.5. Схемы для расчета соединительных решеток

пределяется между плоскостями решеток. Таких плоскостей обычно две, в результате чего на каждую плоскость действует сила (рис. 26.5, *а*)

$$Q_s = Q_{fic}/2. \qquad (26.21)$$

Во внецентренно сжатых сквозных колоннах элементы решетки рассчитывают на поперечную силу, равную большему из значений, определенному при статическом расчете Q, или условному Q_{fic}. Сжимающие усилия в раскосе находят при раскосной решетке так же, как и в элементах фермы (рис. 26.5, *б*):

$$N_{ad} = Q_s/\sin\beta, \qquad (26.22)$$

где β — угол между раскосом и ветвью.

Раскосы обычно выполняют из одиночного уголка, прикрепляемого к ветви одной полкой, в результате чего возникают конструктивный эксцентриситет и, соответственно, изгибающий момент. Это находит отражение при проверке устойчивости сжатого раскоса, напряжение в котором не должно превосходить расчетного сопротивления

$$\sigma = \frac{N_{ad}}{\varphi A_d} \leqslant \gamma_c R_y, \qquad (26.23)$$

где $\gamma_c = 0{,}75$ — коэффициент условий работы, учитывающий одностороннее прикрепление раскоса из уголка; φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости раскоса $\lambda_d = l_d/i_{min}$; l_d — длина раскоса; i_{min} — минимальный радиус инерции одиночного уголка; A_d — площадь сечения одного раскоса.

Наименьший профиль элементов раскосной решетки, применяемый в сварных колоннах, — равнополочный уголок 45×5. Предельная гибкость элементов решетки $[\lambda] = 150$. В составных стержнях с безраскосной решет-

кой планки жестко связаны с ветвями. В результате такой стержень можно рассматривать как безраскосную ферму. Расчет планок заключается в определении их сечения и расчете прикрепления к ветвям. Расстояние между планками определяется принятой гибкостью ветви (при подборе сечения) и ее радиусом инерции относительно оси $I-I$. В свету это расстояние равно:

$$l_1 = \lambda_1 i_1. \qquad (26.24)$$

Планки работают на изгиб от перерезывающей силы F, которая возникает в результате действия условной поперечной силы. Значение F можно получить из условия равновесия вырезанного узла стержня (рис. 26.5, *в*):

$$F = Q_s\, l/b_{ef}, \qquad (26.25)$$

где l — расстояние между центрами планок; b_{ef} — расстояние между осями ветвей.

Момент, изгибающий планку в месте ее крепления (там же действует и сила F как реактивная),

$$M = Q_s\, l/2. \qquad (26.26)$$

В сварных конструкциях планки крепят к ветвям внахлестку угловыми швами, причем значение нахлестки обычно составляет до 30 мм (см. рис. 26.3, *а*). Ширину планок d назначают из условия ее прикрепления. Кроме того, она должна быть достаточно жесткой, поэтому обычно принимают $d = (0{,}5...0{,}75)b$, где b — ширина стержня. Толщину планок назначают конструктивно 6...10 мм в пределах $(1/10...1/25)d$. Прочность угловых швов проверяют только по металлу шва.

§ 26.4. БАЗЫ И СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОНН С БАЛКАМИ

Чтобы обеспечить равномерную передачу давления от колонны на фундамент, а также закрепление нижнего конца колонны в соответствии с расчетной схемой создают специальную конструкцию, называемую базой или башмаком. Различают жесткие и шарнирные базы. Существует несколько конструктивных решений башмаков. В самом простом случае при относительно небольших нагрузках база центрально-сжатой колонны представляет собой опорную плиту, к которой приваривается стер-

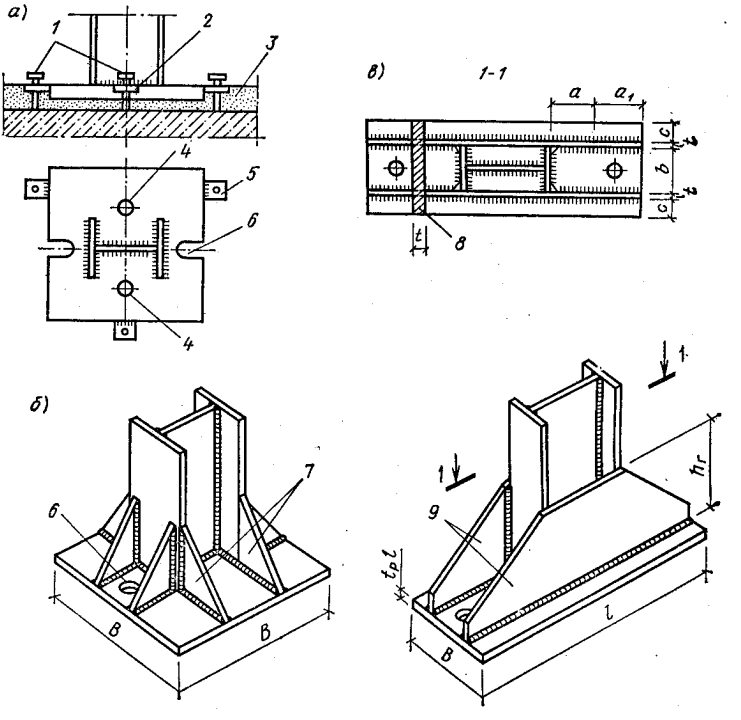
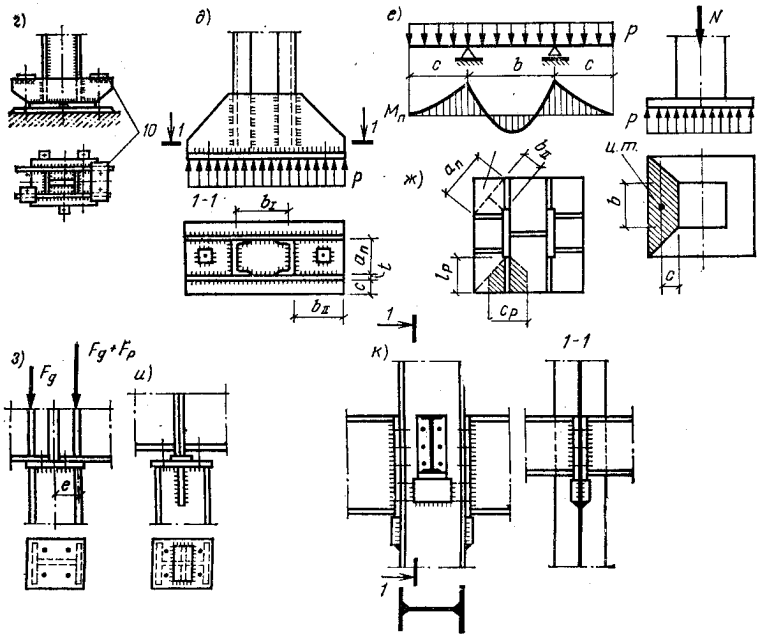


Рис. 26.6. Расчетные схемы опирания и узлы сопряжения колонн с фундаментами и балками

а — шарнирное опирание колонны; *б, в* — варианты усиления опорной плиты колонны; *г* — вариант жесткого закрепления болтов; *д, е* — схемы расчета плиты базы колонны; *ж* — к расчету ребер траверсы опорной базы; *з, и* — центрирующие опорные плиты; *к* — жесткий стык; торец колонны; *1* — анкерные болты; *2* — база колонны; *3* — бетон омоноличивания; *4* — отверстия для установочных болтов; *5* — планки, приваренные к плите; *6* — отверстия для анкерных болтов; *7* — ребра; *8* — консольный выступ; *9* — траверса; *10* — столик

жень колонны (рис. 26.6, *а*). Такое крепление обычно считается шарнирным. При этом нижний торец колонны фрезеруют, а верхнюю часть плиты простругивают, чтобы обеспечить плотный контакт.

Плиту базы изготавливают из толстолистового проката (до 50 мм). Для уменьшения толщины плиты в конструкцию базы включают траверсы или ребра различных типов (рис. 26.6, *б, в*). Причем при креплении анкерных болтов через столики опирание считается жестким (рис. 26.6, *г*). Плиту базы рассчитывают на воздействие отпора фундамента, которое с некоторым запасом надежно-



сти считается равномерным (рис. 26.6, *д*). Опорные плиты центрально-сжатых колонн имеют квадратную форму, при базах с траверсами они могут быть и прямоугольными. Отдельные участки плиты можно рассматривать как плиты, имеющие различные условия опирания: на четыре канта (случай I), три канта (случай II) или консольные (случай III) (рис. 26.6, *е*). Максимальный изгибающий момент в плите находят по следующей формуле:

$$M = \alpha p a^2, \qquad (26.27)$$

где α — табличный коэффициент, зависящий от соотношения сторон и условий опирания пластинок; $p = N/A_f$ — давление под опорной плитой; a — наименьшая сторона плиты.

Для консольного участка плиты при отношении ширины участка к длине консоли более 2 допускается вести расчет как для консольной балки шириной 1 см, тогда

$$M = pc^2/2. \qquad (26.28)$$

Значения напряжения под опорной плитой не должны

превышать расчетного сопротивления бетона смятию $R_{b,loc}$:

$$p = N/A_f \leqslant R_{b,loc}. \qquad (26.29)$$

Учитывая, что требуемый момент сопротивления плиты шириной 1 см $W_{pl} = 1t_{pl}^2/6 \geqslant M_{max}/R_y$, требуемую толщину плиты можно найти из выражения

$$t_{pl} \geqslant \sqrt{6M_{max}/R_y}. \qquad (26.30)$$

Обычно толщину плиты принимают в пределах 16... 40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия размещения швов, прикрепляющих ее к колонне,

$$h_{tr} \geqslant \Sigma l_w/n + \delta, \qquad (26.31)$$

где l_w — длина швов, определяемая при расчете прочности металла шва или металла границы сплавления; n — число швов; $\delta = 0{,}01$ м = = 1 см.

Консольные ребра траверсы рассчитывают на момент и поперечную силу в предположении, что нагрузка на ребро передается с площади, заштрихованной на рис. 26.6, *ж*. Изгибающий момент и поперечная сила в траверсе:

$$M_s = pc_s l_s^2/2; \quad Q_s = pc_s l_s, \qquad (26.32)$$

где c_s — средняя ширина грузовой площади.

Прочность ребер проверяют по нормальным и касательным напряжениям, а прочность угловых швов — по результирующим напряжениям. Анкерные болты устанавливаются для крепления базы к фундаменту. При шарнирном опирании (башмак из одной опорной плиты) толщина болтов принимается 20...30 мм. При жестком (опирание через траверсы или жесткие столики) — толщина болтов 24...35 мм. Причем в первом случае можно устанавливать только два болта, играющих конструктивную роль, во втором — не менее четырех. При установке плит их фиксируют в проектном положении с помощью установочных болтов, и только потом осуществляют бетонирование. Центральную передачу нагрузки на колонны обеспечивают с помощью верхнего опирания балок через торцевые ребра, передающие опорные давления через центрирующую опорную плиту в голове колонны (рис. 26.6, *з, и*), причем такой стык является, как правило, шарнирным. Жесткий стык можно создавать при

опирании балок на колонны сбоку (рис. 26.6, *к*). В этих стыках вертикальные усилия воспринимаются опорными столиками, привариваемыми к полкам и стенкам, а горизонтальные усилия и опорные изгибающие моменты передаются с помощью болтового соединения.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Что такое колонны, как они классифицируются?
2. Каким образом назначается расчетная схема колонны?
3. Как выполняется расчет общей устойчивости центрально-сжатой колонны?
4. Как производится расчет местной устойчивости колонны?
5. Как устанавливаются ребра жесткости в сплошных колоннах?
6. Как рассчитываются элементы соединительной решетки сквозных колонн?
7. Приведите конструктивные решения башмака колонны.
8. Как выполняется расчет базы колонны?
9. Как осуществляется сопряжение балок с колоннами при центральном сжатии?

Глава 27. Фермы

§ 27.1. ТИПЫ И ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ФЕРМ

Фермами называют геометрически неизменяемые решетчатые конструкции, работающие преимущественно на изгиб. Жесткость узлов ферм незначительно влияет на работу стержней и поэтому можно рассматривать эти конструкции как шарнирно-стержневые системы. При узловой передаче нагрузки стержни фермы подвергаются только осевым воздействиям растягивающих или сжимающих сил, что позволяет более целесообразно использовать материал, чем в сплошной балке. Фермы особенно выгодны в таких конструкциях, где по условиям жесткости требуется большая высота. Поэтому с увеличением пролета конструкции и уменьшением нагрузок рациональнее применять решетчатые фермы. Фермы условно делят на легкие и тяжелые. Легкие конструируют с помощью одной фасонки или совсем без фасонок, у тяжелых каждый узел образован с помощью двух или более параллельно расположенных фасонных вставок, а стержни, как правило, имеют двухступенчатое сечение, чаще всего Н- или П-образное.

Очертание ферм. Оно зависит от назначения соору-

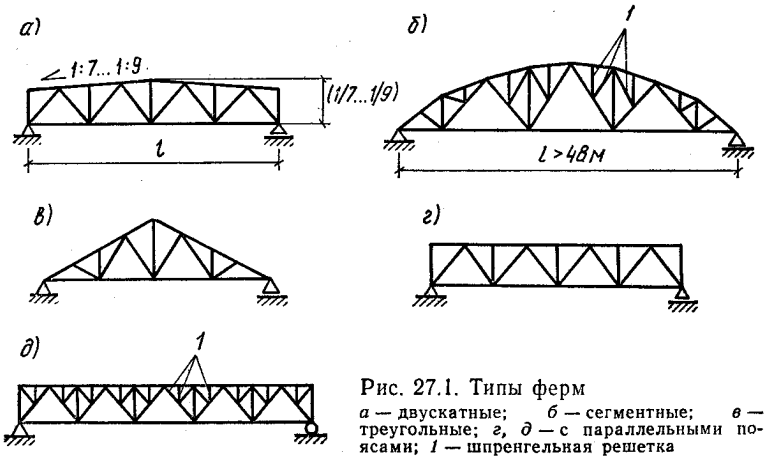


Рис. 27.1. Типы ферм
а — двускатные; *б* — сегментные; *в* — треугольные; *г, д* — с параллельными поясами; *1* — шпренгельная решетка

жения, статической схемы фермы, вида нагрузок, действующих на нее, и других факторов. Теоретически наивыгоднейшим будет такое очертание контура фермы, при котором оно соответствует очертанию эпюры моментов. Например, при равномерно распределенной нагрузке и горизонтальном нижнем поясе верхний пояс очерчен по дуге параболы (рис. 27.1, *б*), а при одном сосредоточенном грузе в пролете — в виде треугольной фермы (рис. 27.1, *в*). В этом случае усилия будут возникать только в поясах, в стержнях решетки усилия теоретически равны нулю. Однако изготовление ферм с криволинейным поясом достаточно сложно, кроме того, в элементах криволинейного пояса возникают значительные изгибающие моменты, существенно ухудшающие работу пояса.

Многоугольное очертание одного из поясов фермы с частью узлов, расположенных по дуге параболы (полигональная ферма), также обеспечивает малые усилия в стержне решетки и относительно меньшую массу ферм. Такие фермы не требуют изгиба элементов поясов и разметки по кривым. Однако необходимость в каждом узле с переломом пояса устраивать стыки и дополнительный расход материалов на стыковые накладки усложняют изготовление и увеличивают стоимость полигональных ферм. Поэтому в фермах относительно небольших пролетов (до 40 м) полигональные фермы используют редко.

Наиболее часто в легких фермах применяют трапециевидные фермы и фермы с параллельными поясами

(двухскатные) (рис. 27.1, *а*). Фермы трапециевидного очертания имеют небольшие уклоны верхнего пояса. Их стали применять вместо треугольных ферм при использовании рулонных кровельных материалов, не требующих больших уклонов кровли. В настоящее время такие фермы являются основным типом стропильных ферм (ферм покрытий). Трапециевидное очертание ферм достаточно хорошо соответствует эпюре изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки — контур фермы как бы описан вокруг эпюры. Треугольные фермы (см. рис. 27.1, *в*) вследствие весьма больших усилий в поясах всегда значительно тяжелее ферм остальных типов. Примером применения треугольных ферм могут служить шедовые покрытия, используемые в зданиях, где необходим большой и равномерный приток дневного света с одной стороны.

Высоту фермы назначают после решения вопроса об очертании ее контура. Наивыгоднейшая (оптимальная) высота фермы получается тогда, когда масса поясов равна массе решетки (с фасонками), что достигается при сравнительно большом отношении высоты фермы к ее пролету ($h/l \geqslant 1/5$). На практике от такого соотношения отступают, и масса решетки вместе с фасонками часто составляет менее половины массы поясов (0,4...0,3 общей массы фермы). Это связано с тем, что при большой высоте ферму неудобно транспортировать и монтировать, так как ее пришлось бы перевозить отдельными элементами и собирать на месте монтажа, что требует много времени и больших затрат, не окупаемых экономией металла.

Для возможности перевозки по железной дороге наибольший габарит конструкции по вертикали не должен превышать 3,8 м. Поэтому высоту легкой фермы в середине пролета (при $l \leqslant 36$ м) обычно назначают не более этого размера. Наименьшая высота фермы определяется требованиями жесткости — допускаемым прогибом. Чем меньше размер допускаемого прогиба, тем большей должна быть высота фермы, кроме того, она должна быть увязана с желательным углом наклона раскосов к поясу и размером отдельной панели.

С учетом указанных выше обстоятельств, из которых важнейшими следует считать обеспечение допускаемого прогиба и выдерживание транспортных габаритов, высоту h легких ферм назначают в довольно широких пре-

делах: от 1/5 до 1/20 пролета. Для строительных ферм трапециевидного очертания и с параллельными поясами обычно назначают высоту в середине пролета $h = (1/7...1/9)l$. Высоту на опоре фермы h_o рационально принимать одинаковой для ферм различных пролетов. Это позволяет иметь единую стандартную геометрическую схему, что обеспечивает стандартность деталей крепления. При уклоне верхнего пояса 1/8 высота h_o в типовых фермах пролетов 18...36 м принята 2,2 м (между обушками уголков). В фермах с параллельными поясами эта высота равна 3,15 м.

Системы решеток ферм. В металлических фермах они весьма разнообразны. От системы решетки зависят масса фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Ее стремятся запроектировать таким образом, чтобы нагрузки на ферму передавались, как правило, в узлах (во избежание местного изгиба пояса). Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки. Все виды решеток ферм можно разделить на три основные системы: треугольную, раскосную и специальную.

Треугольная система решетки с переменным направлением раскосов без стоек (рис. 27.2, *а*) имеет наименьшее число узлов и стержней и наименьшую суммарную длину их. Однако при такой решетке длина панелей сжатого пояса оказывается весьма значительной, что требует повышенного расхода материала для обеспечения его устойчивости в плоскости фермы. Чтобы уменьшить длину панелей сжатого пояса, к треугольной решетке добавляют дополнительные стойки (рис. 27.2, *б*). Иногда добавляют и подвески (рис. 27.2, *в*), позволяющие при необходимости уменьшать расстояние между узлами фермы (например, в козловых кранах). Дополнительные стойки и подвески ненамного увеличивают массу фермы, так как они работают только на местную нагрузку, не участвуя в передаче на опору поперечной силы, что позволяет принимать их сечение небольшим.

При *раскосной* системе решетки необходимо стремиться, чтобы более длинные элементы решетки (раскосы) работали на растяжение, а более короткие (стойки) — на сжатие, так как на работе коротких сжатых стержней меньше сказывается влияние продольного изгиба, чем на работе длинных. Это требование удовлетворяется при нисходящих раскосах в фермах трапеци-

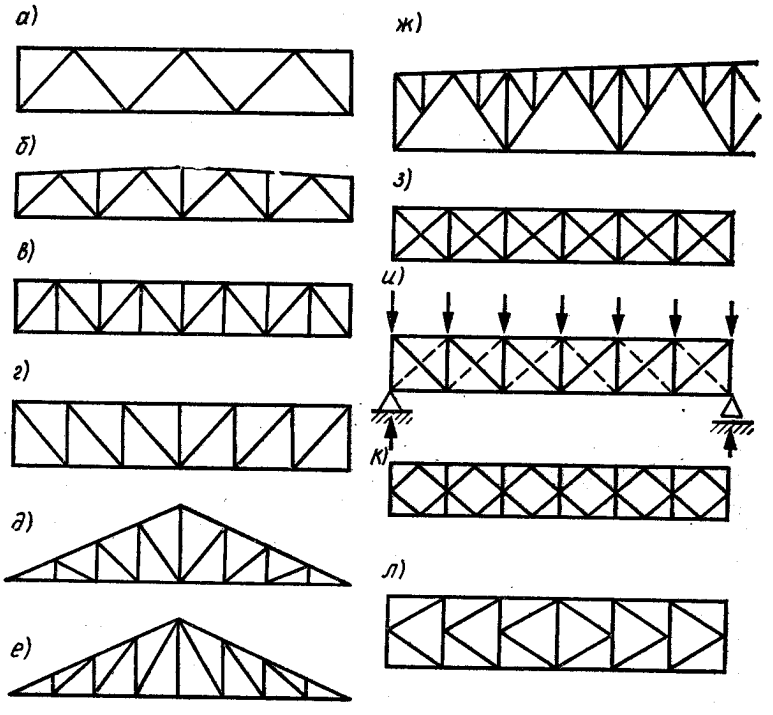


Рис. 27.2. Системы решеток ферм

а — треугольная; *б* — треугольная с дополнительными стойками; *в* — треугольная со стойками и подвесками; *г* — с параллельными поясами; *д* — треугольная с нисходящими раскосами; *е* — то же, с восходящими; *ж* — шпренгельная; *з* — крестовая; *и* — с нисходящими раскосами; *к* — ромбическая; *л* — полураскосная

видного очертания и с параллельными поясами (рис. 27.2, *г*) и восходящих — в треугольных фермах (рис. 27.2, *е*). Однако в последних восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы. Поэтому в треугольной ферме рациональнее применять нисходящие раскосы (рис. 27.2, *д*); они получаются сжатыми, но их длина меньше и узлы фермы более компактны. Применять раскосную решетку целесообразно при малой высоте ферм, больших узловых нагрузках, а также когда конструктивная схема сооружения точно фиксирует положение узлов фермы (например, в продольной связевой ферме гидротехнических затворов).

К *специальным системам решетки* относят шпрен-

гельную, крестовую, ромбическую и полураскосную решетки. Необходимость в шпренгельной решетке (рис. 27.2, *ж*) возникает в фермах с большой высотой, когда при соблюдении желательного узла наклона раскосов к поясу длина панелей получается чрезмерно большой, неудобной для расположения кровельного покрытия. В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, как правило, устраивают крестовую решетку (рис. 27.2, *з*). Такие решетки часто применяют в горизонтальных связевых фермах, которые служат для пространственной жесткости основных ферм (например, в производственных зданиях, мостах и других конструкциях). При этом раскосы в крестовой решетке конструируют из гибких элементов, способных нести только растягивающие усилия. Подобный способ конструирования превращает крестовую решетку из статически неопределимой в статически определимую. При любом возможном нагружении фермы в каждой панели один раскос будет растянут, а другой сжат. Вследствие большой гибкости сжатый раскос при незначительных усилиях теряет устойчивость и выключается из работы. В результате остается работоспособным только раскос, растянутый при данной комбинации нагрузок: ферма как бы приобретает систему решетки с нисходящими раскосами (рис. 27.2, *и*).

Ромбическая и полураскосная решетки (рис. 27.2, *к*, *л*) благодаря двум системам раскосов обладают большой жесткостью; они рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы, в связи с чем их применяют в мостах, башнях и других конструкциях. Угол накона раскосов к поясу ферм существенно влияет на величину усилий, а следовательно, на сечение и массу раскосов. Оптимальный угол наклона в треугольной решетке составляет 45°, в раскосной решетке — 35°. Во всех случаях для улучшения конструкции узлов углы между раскосами и поясами следует назначать в пределах 30...60°. Длина панелей ферм, как правило, должна быть такой, чтобы обеспечивать передачу нагрузки на ферму в узлах. Кроме того, размер панелей должен соответствовать допустимому углу наклона раскосов к поясу. В стропильных фермах размер панелей зависит от системы кровельного покрытия. Обычно длина панелей в этих фермах 3 м, в редких случаях 1,5 м (в последнем случае часто применяют шпренгельную решетку).

§ 27.2. УСТОЙЧИВОСТЬ ФЕРМ, СВЯЗИ

В результате воздействия внешней нагрузки, приложенной в узлах фермы, в ее элементах появляются сжимающие и растягивающие усилия. Верхний пояс подвергается сжатию, нижний — растяжению. Элементы решетки могут быть сжатыми и растянутыми в зависимости от характера действующей нагрузки. Как известно, усилия сжатия создают опасность потери устойчивости. В фермах потеря устойчивости верхнего пояса возможна в двух плоскостях: в плоскости фермы (рис. 27.3, *а*) и из ее плоскости (рис. 27.3, *б*), причем в первом случае выпучивание происходит между узлами фермы, т. е. по длине панели, во втором — между точками пояса, закрепленными от смещения в горизонтальном направлении. Очевидно, что устойчивость пояса из плоскости фермы будет значительно меньше, чем в ее плоскости, ибо длина одной панели значительно меньше длины сжатого пояса. Препятствуют выпучиванию пояса в горизонтальном направлении специальные конструкции, называемые связями, которые устанавливаются при монтаже и объединяют элементы каркаса в единую пространственную систему, обеспечивая ее геометрическую неизменяемость.

Роль горизонтальных связей по верхним поясам ферм выполняют металлические распорки или железобетонные плиты покрытий. Кроме того, в торцах температурных блоков для создания пространственной жесткости устанавливают поперечные связевые фермы (см. рис. 27.3, *б*) и вертикальные связи между фермами (рис. 27.3, *г*). Связи по нижним поясам ферм (рис. 27.3, *в*) состоят из поперечных и продольных связевых ферм, обеспечивающих жесткость здания и восприятие ветровых нагрузок, действующих на торец здания, и распорок, ограничивающих предельную гибкость растянутых поясов ($\lambda = 250...400$). В легких производственных зданиях сельскохозяйственного назначения продольные связевые фермы можно не устанавливать. Помимо связей по покрытию устанавливают другую группу связей — по колоннам. Назначение этих связей — обеспечить пространственную жесткость здания, облегчить монтаж колонн и восприятие ветровой нагрузки (рис. 27.3, *д*).

§ 27.3. РАСЧЕТ ФЕРМ

Расчет ферм включает в себя следующие этапы: сбор нагрузок, действующих на ферму, построение диаграммы Кремоны от узловых нагрузок с целью определения расчетных усилий во всех стержнях фермы, подбор поперечных сечений стержней, расчет узлов фермы. *Расчетная схема* фермы принимается в виде стержневой конструкции с шарнирным соединением стержней. В действительности стержни решетки фермы в узлах соединены жестко, однако, как показала практика, если соотношение $h/l<1/15$ (h — высота сечения стержня, l — его длина), что бывает в большинстве ферм, то дополнительные напряжения, вызванные жесткостью узлов, невелики, и их можно не учитывать. Предположение о шарнирном соединении в узлах оправдано, если расчет ведется вручную, так как это существенно упрощает его. При использовании ЭВМ можно учесть реальную работу фермы с жесткими узлами, так как разработаны прикладные программы, позволяющие выполнять такой вид расчетов с подбором поперечного сечения стержней.

Нагрузки, действующие на фермы, складываются из постоянных и временных. К постоянным нагрузкам относится вес кровли, ферм, фонарей, связей, подвесных потолков, навесных стен; к временным — давление ветра, снега, воздействия от подвесного транспортного оборудования (тельферов, кран-балок и т. п.). Собственный вес ферм со связями зависит от вида и величины внешней нагрузки, а также перекрываемого пролета. Так как в начале расчета собственный вес фермы неизвестен, его рекомендуется определять по эмпирической формуле

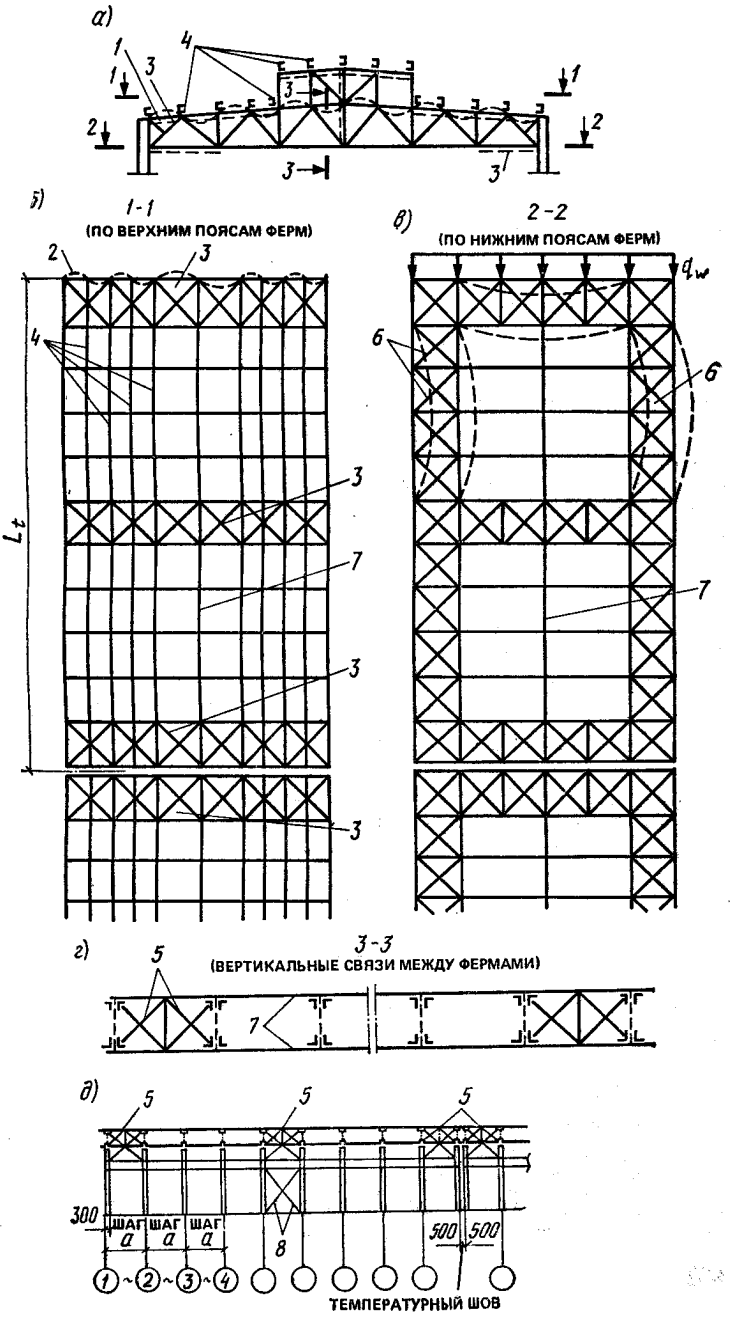
$$g_{rn} = 1{,}2kL_0, \qquad (27.1)$$

где g_{rn} — ориентировочный собственный вес фермы, кН, отнесенный к 1 м² горизонтальной проекции покрытия; 1,2 — коэффициент,

→

Рис. 27.3. Схемы связей

а — поперечный размер; *б* — связи по верхним поясам ферм; *в* — то же, по нижним поясам; *г* — вертикальные связи между колоннами и фермами; *д* — продольный разрез: *1* — форма потери устойчивости сжатого пояса в плоскости фермы; *2* — то же из плоскости фермы; *3* — горизонтальные поперечные связевые фермы; *4* — прогоны; *5* — вертикальные связи между фермами; *6* — продольные горизонтальные связевые фермы; *7* — распорки; *8* — вертикальные связи между колоннами


а)
1
2
3
4
б)
1-1
(ПО ВЕРХНИМ ПОЯСАМ ФЕРМ)
L_t
в)
2-2
(ПО НИЖНИМ ПОЯСАМ ФЕРМ)
q_w
6
7
г)
3-3
(ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СВЯЗИ МЕЖДУ ФЕРМАМИ)
5
д)
300
ШАГ a
ШАГ a
ШАГ a
8
500
500
1 ~ 2 ~ 3 ~ 4
ТЕМПЕРАТУРНЫЙ ШОВ

учитывающий вес связей; k — коэффициент веса ригеля, принимаемый для сварных ферм 6...10 Н/м^3; L_0 — расчетный пролет фермы.

Снеговую и ветровую нагрузки определяют в зависимости от района строительства, профиля и высоты здания. Причем ветровую нагрузку прикладывают к наветренной и подветренной сторонам здания:

$$w_m = w_0 k c_{e1} b; \quad w_m = w_0 k c_{e2} b, \tag{27.2}$$

где c_{e1}, c_{e2} — аэродинамические коэффициенты, зависящие от конфигурации здания; w_0 — нормативный скоростной напор; k — коэффициент, зависящий от высоты здания; b — расстояние между поперечными рамами.

Стропильную ферму рассчитывают на сосредоточенные узловые силы, к которым приводятся все нагрузки, отнесенные к 1 м^2 покрытия,

$$F_g = (g_r d + g_{rn} d_1) b \gamma_{fg}, \tag{27.3}$$

где g_r — вес 1 м^2 кровли; d — длина панели верхнего пояса; g_{rn} — вес ферм, связей и прогонов, отнесенный к 1 м^2 горизонтальной поверхности; d_1 — горизонтальная проекция панели; b — расстояние между фермами; γ_{fg} — коэффициент надежности постоянной нагрузки.

Расчетная временная снеговая нагрузка

$$p = sdb\gamma_{fp}. \tag{27.4}$$

Здесь s — нормативная снеговая нагрузка; γ_{fp} — коэффициент надежности снеговой нагрузки.

Расчетные длины сжатых стержней ферм. Для поясов, опорных раскосов и стоек расчетную длину в плоскости фермы (см. рис. 27.2, *а*) принимают равной их геометрической длине, т. е. расстоянию между центрами смежных узлов. Для остальных элементов решетки в плоскости фермы учитывают упругое защемление элементов в узлах, и расчетную длину принимают равной $l^x_{ef} = 0{,}8$.

Расчетная длина верхнего пояса из плоскости фермы зависит от расположения горизонтальных связей и равна расстоянию между их смежными узлами (см. рис. 27.3, *б*). Это расстояние обычно равно удвоенной длине панелей верхнего пояса. При отсутствии фасонок в фермах, т. е. если элементы решеток прикрепляются впритык к поясам, такие узлы применяются в новых типах ферм с решеткой из круглых или прямоугольных труб, то в этом случае $l^x_{ef} = l^y_{ef} = 0{,}9 l_{геом}$.

Если в двух смежных панелях фермы по длине элементов (при расчетах из ее плоскости) действуют раз-

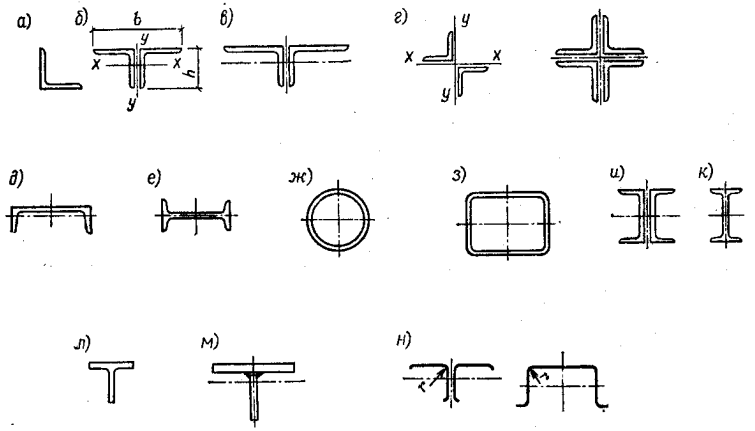


Рис. 27.4. Типы сечений стержней ферм

а — одиночные уголки; *б* — тавровые; *в* — из двух неравнобоких уголков; *г* — крестовые; *д* — швеллерное; *е* — двутавровое; *ж* — круглых труб; *з* — прямолинейных труб; *и*, *к* — тяжелых ферм; *л* — широкополочные тавры; *м* — сварные тавры; *н* — гнутые профили

ные сжимающие усилия (см. рис. 27.3, *б*), то расчетную длину находят по следующей формуле:

$$l_{ef}^{y} = l_1 \left[0{,}75 + 0{,}25\,(N_2/N_1)\right], \qquad (27.5)$$

где N_1 и N_2 — смежные сжимающие усилия в соседних панелях, причем $N_1 > N_2$.

Сечения элементов ферм зависят от назначения сооружения, конструкции фермы, узлов, связей, условий эксплуатации и монтажа. Наиболее часто встречающиеся поперечные сечения элементов сварных ферм показаны на рис. 27.4. Сечения из одиночных уголков (рис. 27.4, *а*) применяют при небольших нагрузках. Тавровое сечение из равнобоких уголков используют для элементов решетки (рис. 27.4, *б*). Для сжатых поясов ферм рекомендуется сечение из двух неравнобоких уголков, располагаемых широкими полками в плоскости кровли (рис. 27.4, *в*), что повышает устойчивость пояса из плоскости фермы. Сечения из уголков обычно применяют для легких ферм пролетом до 36 м. Крестовое сечение из двух или четырех уголков (рис. 27.4, *г*) применяется в поясах пространственных ферм и в опорных и средних стойках ферм, где крепятся вертикальные связи и требуются повышенная прочность и жесткость в разных

плоскостях. Наибольшую жесткость в плоскости кровли дают сечения из швеллеров и двутавров (рис. 27.4, *д*, *е*), однако конструкции ферм с такими сечениями очень трудоемки в изготовлении. Наиболее экономичны по затрате металла замкнутые сечения из круглых (рис. 27.4, *ж*) и прямоугольных (рис. 27.4, *з*) труб.

Сечения поясов ферм из швеллеров или двутавра (рис. 27.4, *и*, *к*) принимают в тяжелых фермах в том случае, если пояса должны воспринимать значительные местные изгибающие моменты при внеузловом опирании кровельных конструкций. Широкополочные и сварные тавры (рис. 27.4, *л*, *м*) можно использовать в поясах ферм вместо уголков, что позволяет экономить металл. В последнее время стали применять и гнутые профили (рис. 27.4, *н*). Очень экономичны фермы с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных труб, причем узлы решены без фасонок (рис. 27.5, *а*). Сечения элементов ферм подбирают по формулам сопротивления материалов, причем работа материала считается упругой. Сечения центрально-растянутых элементов подбирают по условию прочности

$$A_n \geqslant N/R_y \gamma_c. \qquad (27.6)$$

Затем по сортаменту подбирают ближайший больший размер поперечного сечения и конструируют принятое сечение решетки или пояса. Сжатые элементы помимо расчета прочности необходимо подбирать из условия устойчивости

$$A \geqslant N/\varphi R_y \gamma_c. \qquad (27.7)$$

Расчет выполняется, как уже отмечалось выше, с помощью последовательных приближений. Устойчивость стержней проверяют относительно двух осей в плоскости и из плоскости фермы. В качестве расчетной принимают наименьшую гибкость. Строительные нормы ограничивают предельные гибкости элементов ферм. В сжатых стержнях ферм из стали для поясов, опорных раскосов и стоек, передающих опорные реакции, максимально допустимая гибкость $\lambda = 180 - 60\alpha$ ($\alpha = N/\varphi A R_y \gamma_c$), а в прочих элементах $\lambda = 150$, в связях $\lambda = 200$. В растянутых стержнях стальных ферм при статических нагрузках максимальная гибкость $\lambda = 400$.

Узлы легких ферм. На рис. 27.5 показаны конструктивные решения узлов сварных ферм. При шарнирном опирании фермы на колонну (рис. 27.5, *б*) опорную пли-

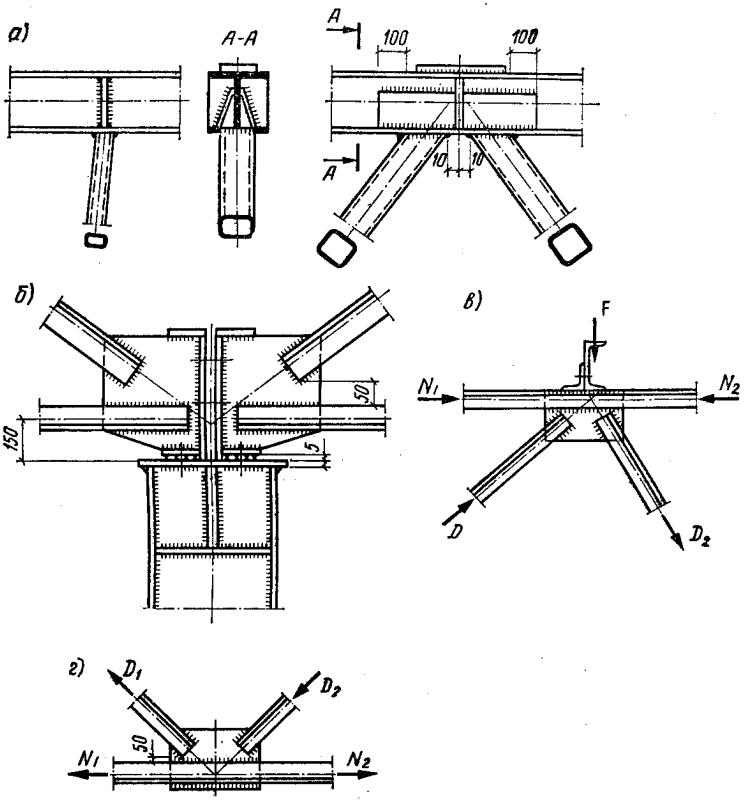


Рис. 27.5. Узлы и стыки ферм

а — ферма с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных труб; *б* — узел опирания фермы на колонну; *в, г* — конструкция верхнего и нижнего узлов поясов сварных ферм

ту толщиной 16...20 мм крепят к колонне анкерными болтами. Размер плиты в плане находят по формуле

$$A_{pl} = V/R, \qquad (27.8)$$

где V — опорная реакция; R — расчетное сопротивление материала опоры сжатию.

Общую длину сварных швов, прикрепляющих опорную плиту к фасонке, находят по формуле

$$\Sigma l_w = V/\beta_f k_f R_{wf} k_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c. \qquad (27.9)$$

При жестком креплении фермы к колонне (рис. 27.5, *в*) соединение осуществляется в монтажных усло-

виях. Опорное давление передается через фланец фермы, толщина которого должна быть не менее 20 мм. Нижний край фланца должен выступать на 15...20 мм ниже фасонки и опираться на специальный столик колонны. Для лучшей фиксации соприкасающихся частей торцы фланца и столика пристрагивают. Опорный момент в раме заменяют эквивалентной парой сил $N=M_o/h_o$. Ригель крепят к колонне болтами грубой точности. При отрицательном моменте на растяжение работают верхние болты, при положительном — нижние. Для верхнего узла центр тяжести болтового соединения совмещают с осью действия растягивающей силы N. Тогда требуемое количество болтов можно найти по формуле

$$n \geqslant N/\left(\frac{\pi d^2}{4} R_{bt}\right), \qquad (27.10)$$

где d — диаметр болта по резьбе; R_{bt} — расчетное сопротивление болта на растяжение.

Вертикальные швы, прикрепляющие фасонку верхнего пояса к торцевому фланцу, рассчитывают на срез по формуле (27.9).

В нижнем опорном узле болты располагают несимметрично относительно оси действия силы N. Тогда максимальное усилие в крайнем наиболее растянутом ряду в одном болте

$$N_{max} = N/n + Nly_{max}/2\Sigma y_i^2 \leqslant \pi d^2 R_{bt}/4, \qquad (27.11)$$

здесь n — число всех болтов; l — расстояние от центра болтового соединения до точки приложения силы N; y_{max} — расстояние между крайними рядами болтов; y_i — расстояние между данным рядом болтов и крайним верхним рядом.

Вертикальные швы, прикрепляющие опорный фланец к угловой фасонке, необходимо рассчитывать на совместное действие вертикального опорного давления V и изгибающего момента Nl, вызванного внецентренным приложением силы N относительно центра тяжести швов. Касательные и нормальные напряжения по металлу шва находят по формулам:

$$\tau = V/\beta_f k_f \Sigma l_w;$$

$$\sigma = N/\beta_f k_f \Sigma l_w + 6Nl/\beta_f k_f l_w^2. \qquad (27.12)$$

Прочность швов проверяют по условию

$$\sqrt{\tau^2 + \sigma^2} \leqslant R_{wf}\gamma_c. \qquad (27.13)$$

Толщину опорного фланца дополнительно проверяют на смятие по его торцу

$$\sigma_{loc} = V/bt_s \leqslant R_p, \qquad (27.14)$$

где b и t_s — соответственно ширина и толщина опорного фланца.

На рис. 27.5, *в, г* показаны конструкции верхнего и нижнего узлов поясов сварных ферм. Швы, прикрепляющие перья верхнего пояса к фасонке, рассчитывают на срез по металлу шва на действие разности усилий в соседних панелях

$$\Delta N = N_2 - N_1; \quad (N_2 > N_1).$$

В расчетах учитывается сосредоточенная нагрузка от веса кровли F, тогда суммарную длину швов определяют по формуле

$$\Sigma l_w = \sqrt{\frac{(\Delta N)^2 + F^2}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c}}. \qquad (27.15)$$

При расчете сварных швов, прикрепляющих стержни решетки к фасонкам, исходят из предположения, что в узле возникает некоторая неравномерность распределения усилий между швами. Поэтому расчетное усилие в стыке принимают:

для шва у пера

$$N = 0{,}3N_p \qquad (27.16)$$

для шва у обушка

$$N = 0{,}7N_p, \qquad (27.17)$$

где N_p — расчетное усилие в одном прикрепленном элементе.

Тогда требуемую длину сварных швов у обушка или пера можно найти из выражения

$$l_w = N/\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c. \qquad (27.18)$$

Стропильные фермы пролетами 24...36 м из условий возможности транспортировки делят на две отправочные марки. В этом случае на строительной площадке при возведении создается монтажный стык с помощью листовых накладок. В стержнях, сечение которых составлено из двух уголков или каких-либо других профилей, необходима установка связующих прокладок, обеспечивающих совместную работу профилей как единого целого сечения.

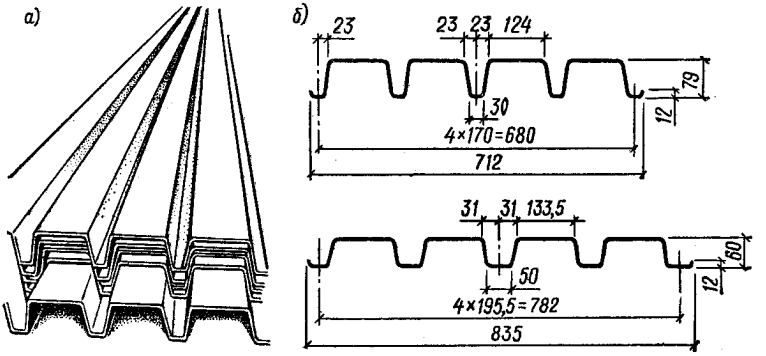


Рис. 27.6. Профилированный стальной настил в пакете
а — общий вид; *б* — поперечное сечение

§ 27.4. ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЙ ПО СТРОПИЛЬНЫМ ФЕРМАМ

Покрытие здания состоит из кровли (ограждающих конструкций), несущих элементов (прогонов, стропильных ферм), на которые опирается кровля, и связей по покрытию. Кроме того, для освещения помещений верхним светом и их естественной вентиляции в системе покрытия многопролетных зданий устраивают фонари, опирающиеся на фермы. В зависимости от назначения помещений кровли могут быть теплыми или холодными. По конструкции различают покрытия с прогонами и без них. Покрытие с прогонами состоит из стальных прогонов, устанавливаемых в узлы стропильных ферм, по которым укладывают для холодных кровель асбестоцементные волнистые листы, для теплых кровель — оцинкованный стальной профилированный настил (рис. 27.6, *а*). Отечественная промышленность выпускает настилы высотой 40, 60 и 80 мм из листов толщиной 0,8... 1 мм. Размер поперечного сечения профилированных настилов (рис. 27.6, *б*) зависит от нагрузки на покрытие, ширина составляет 680...845 мм, длина до 12 м. Заводы могут выпускать настил неограниченной длины, но по условиям транспортировки и удобства монтажа длина ограничивается.

Профилированный настил укладывают по прогонам, расположенным обычно в узлах стропильных ферм через 3 м. Листы настила крепят к прогонам самонарезающими болтами диаметром 6 мм, между собой листы соеди-

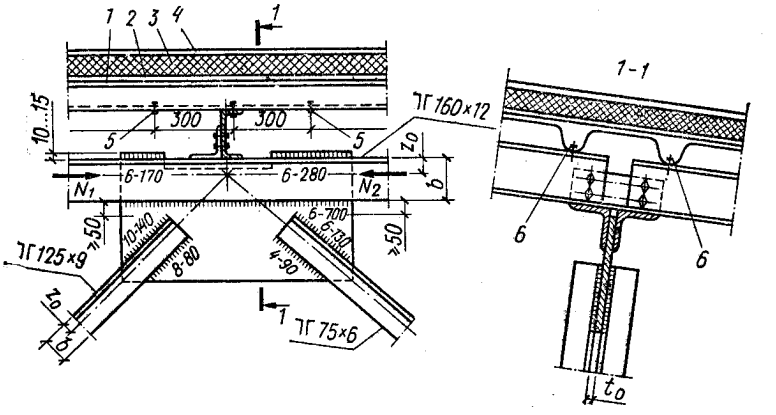


Рис. 27.7. Узел кровельного покрытия с применением профилированного стального настила

1 — профилированный настил; *2* — пароизоляция; *3* — утеплитель; *4* — гидроизоляционный ковер; *5* — комбинированные заклепки; *6* — самонарезающие болты

няют вдоль длинной стороны специальными комбинированными заклепками диаметром 5 мм. Оба вида соединений позволяют вести крепежные работы, находясь с одной стороны настила. Расход стали на 1 м^2 покрытия 10...16 кг (только от настила). Основное достоинство профилированного стального настила — малый собственный вес кровли. Это достигается в сочетании с применением эффективного легкого утеплителя (фенольный пенопласт, пенополиуретан, пенополистирол), имеющего плотность до 50 кг/м^3. На рис. 27.7 показан узел кровельного покрытия с профилированным настилом.

Беспрогонную теплую кровлю выполняют, как правило, из крупнопанельных железобетонных плит, непосредственно укладываемых на верхние пояса стропильных ферм. Размер таких плит 3×6 или 3×12 м (редко 1,5×6 или 1,5×12 м). Он зависит от расстояния между фермами (шага ферм). Плиты имеют закладные детали, которые привариваются к поясам ферм. По железобетонным плитам укладывают пароизоляцию, утеплитель, выравнивающую асфальтовую стяжку и гидроизоляционный ковер из нескольких слоев рубероида на битумной мастике. Основной недостаток покрытия из крупнопанельных железобетонных плит — большая нагрузка от собственного веса (до 2,5 кПа), увеличивающая общий

расход металла на несущие конструкции здания. При укладке железобетонных плит на поясные уголки стропильных ферм эти уголки при их малой толщине усиливают накладками $t=12$ мм. Это необходимо делать, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

Для стока воды кровле придают уклон, который зависит от материала кровли. Для рулонных материалов этот уклон равен 1/8...1/12; при условии защиты рулонной кровли слоем из битумной мастики с втопленным гравием уклон может быть равен 1,5 % (практически плоская кровля). Холодные кровли из металлических листов обычно имеют уклон 1/5, а из асбестоцементных листов — 1/3,5. Прогоны кровли бывают сплошными (прокатные и холодногнутые) или решетчатыми. Прокатные прогоны из швеллеров или двутавров тяжелее решетчатых, но значительно проще и дешевле в производстве, чем и объясняется их преимущественное применение. Наиболее распространенные прогоны при шаге ферм 6 м выполняют из швеллеров, которые просто крепятся к поясам ферм (см. рис. 27.7). Они же лучше, чем двутавры, работают при косом изгибе. Недостаток швеллерного прогона — более узкая полка, чем у двутавра того же номера или той же несущей способности.

Прогоны, расположенные на наклонном верхнем поясе, от действия вертикальных нагрузок подвержены косому изгибу. Расчет их производят на нагрузку от веса кровли и снега. Эту нагрузку q раскладывают на составляющие по главным осям сечения прогона: $q_x=q\cos\alpha$— перпендикулярно скату; $q_y=q\sin\alpha$ — вдоль ската (рис. 27.8, *а*). Из-за малой жесткости прогона относительно оси $y-y$ даже небольшой изгибающий момент вдоль ската M_y вызывает в нем большие напряжения и создает необходимость в значительном увеличении сечения прогона. Для уменьшения неблагоприятного влияния скатных составляющих (нагрузки q_y) между прогонами в плоскости ската ставят тяжи (рис. 27.8, *б*). При крутых скатах кровли или при тяжелых нагрузках, а также при шаге ферм 12 м обычно ставят два тяжа, а при пологих скатах и шаге ферм 6 м — один. Постановка тяжей превращает прогон в плоскости ската из однопролетной балки в двух- или трехпролетную неразрезную, что значительно уменьшает изгибающий момент M_y от

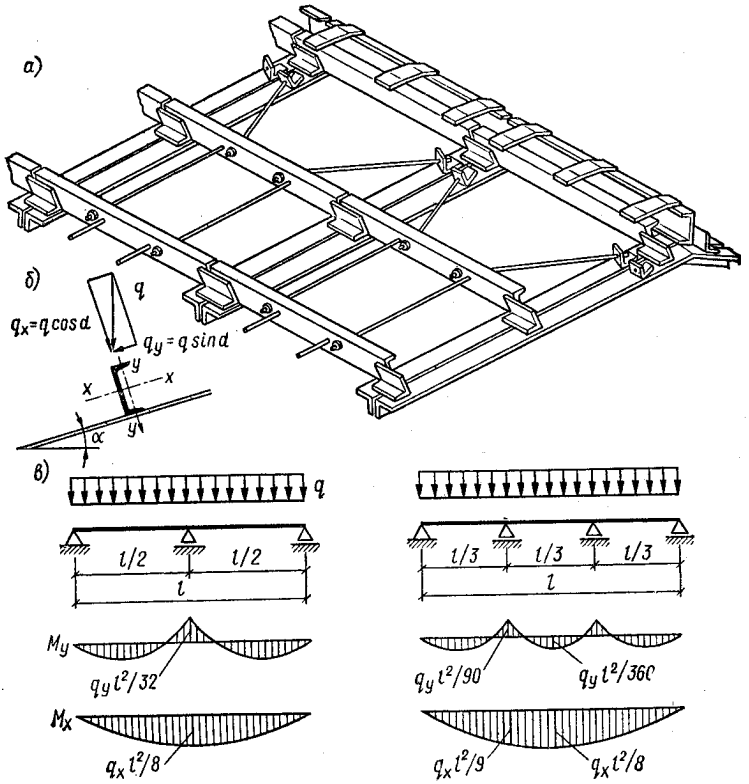


Рис. 27.8. К расчету прогонов
а — общий вид; *б* — схема действия нагрузок; *в* — расчетные схемы

скатных составляющих q_y. В вертикальной плоскости прогон работает как однопролетная балка.

Таким образом, расчетные изгибающие моменты в прогоне могут быть определены из следующих формул (рис. 27.8, *в*):

$$M_x = q_x l^2/8; \quad M_y = q_y l^2/32; \tag{27.19}$$

при двух тяжах (в теоретически опасном сечении прогона, совпадающем с местом примыкания тяжей)

$$M_x = q_x l^2/9; \quad M_y = q_y l^2/90, \tag{27.20}$$

где l — пролет прогона (равен шагу ферм).

Прогиб прогона проверяют только в плоскости его

наибольшей жесткости (относительно оси $x-x$), он не должен превышать 1/200 пролета.

Прокатные прогоны прикрепляют к фермам на болтах нормальной точности с помощью уголковых коротышей, приваренных к поясу ферм.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Что такое фермы, как они классифицируются?
2. Перечислите типы решеток ферм.
3. Что такое генеральные размеры ферм?
4. Как обеспечивается устойчивость фермы в ее плоскости и из плоскости?
5. Каково назначение связей в зданиях, как и где они устанавливаются?
6. Как назначается расчетная схема фермы?
7. Перечислите нагрузки, действующие на стропильные фермы.
8. Назовите методы определения усилий в стержнях фермы.
9. Как назначается расчетная длина сжатых стержней?
10. Как подбираются сечения сжатых и растянутых стержней фермы?
11. Каковы значения предельных гибкостей элементов ферм и связей?
12. Как конструируются и рассчитываются узлы легких ферм?
13. Назовите конструктивные особенности покрытий зданий по стропильным фермам.

Раздел V. КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС

Глава 28. Древесина для строительных конструкций

§ 28.1. ВИДЫ И СВОЙСТВА ДРЕВЕСИНЫ

Конструкции из дерева и пластмасс относятся к классу легких строительных конструкций, применение которых в строительстве является одним из важных направлений на пути повышения эффективности и ускорения строительного производства. Деревянные строительные конструкции, надежные, легкие и долговечные. На основе клееных деревянных конструкций сооружаются здания с покрытиями как малых, так и больших пролетов. Из цельных лесоматериалов строятся небольшие жилые дома, общественные и производственные здания. Строительные конструкции изготовляют обычно из хвойных пород древесины — сосны, ели, лиственницы, пихты, кедра. Эти породы характеризуются прямолинейностью, лучшими, чем у лиственных пород, механическими свойствами и большей стойкостью против гниения благодаря смолистости. Твердые лиственные породы (дуб, бук, граб и др.) применяют в конструкциях чаще всего для изготовления мелких ответственных деталей — нагелей, шпонок, прокладок и др. Березу используют в основном для изготовления строительной фанеры и слоистых пластиков. Мягкие лиственные породы (осина, ольха, тополь и др.) применяют для временных конструкций, вспомогательных сооружений и опалубки.

Достоинства древесины как материала конструкций— требуемая прочность при малой массе, достаточная долговечность, относительная простота добывания материала и технологичность изготовления конструкций, малые значения коэффициентов температурного расширения (вдоль волокон) и теплопроводности, стойкость в некоторых химически агрессивных средах. К основным недостаткам можно отнести низкую огнестойкость, способность к загниванию и поражению древоточцами (низкую биостойкость), сильную зависимость физико-механических свойств от температурно-влажностных условий эксплуатации и длительности действия нагрузок, значительную неоднородность.

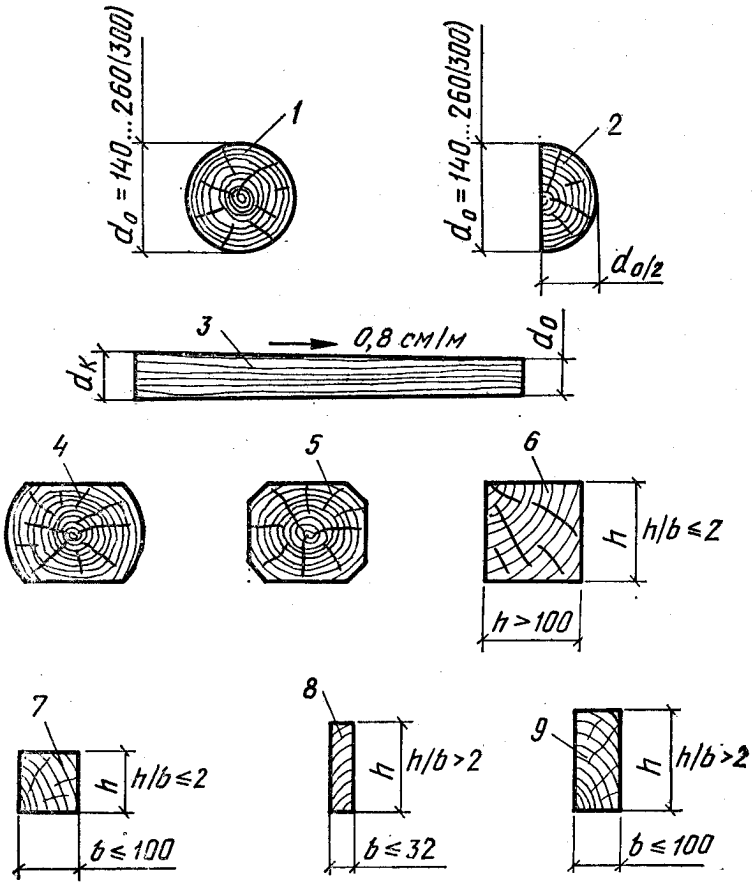


Рис. 28.1. Лесоматериалы

1 — бревно; *2* — пластина; *3* — сбег (уменьшение диаметра) бревна; *4* — лежень; *5* — полуобрезной брус; *6* — обрезной брус; *7* — брусок; *8* — тонкая доска; *9* — толстая доска

Лесоматериалы, получаемые строительством, делятся на круглые и пиленые (рис. 28.1).

Круглые лесоматериалы — бревна — представляют собой части древесных стволов с гладко опиленными концами — торцами, очищенных от сучьев. Их стандартные длины 4,0; 5,0; 5,5; 6,0 и 6,5 м. Более длинные бревна выпиливают только для опор линий электропередачи и связи, а также по особым заказам. Бревна имеют ес-

тественную усеченно-коническую форму. Уменьшение их толщины по длине называется сбегом. В среднем сбег составляет 0,8 см на 1 м длины бревна. Толщина бревна определяется диаметром его тонкого верхнего торца d. Средние бревна имеют толщину 14 — 24 см, а крупные — 26 см и более с градацией размеров через 2 см. Толщина бревна в середине его длины l с учетом сбега может быть определена из выражения $d_{ср}=d+0{,}4l$. Бревна толщиной 13 см и менее называют также подтоварником и применяют их для временных построечных сооружений. Круглые лесоматериалы используют в основном при построечном изготовлении деревянных конструкций.

Пиленые лесоматериалы — пиломатериалы — получают в результате продольной распиловки бревен на лесопильных рамах или круглопильных станках. Они имеют прямоугольное или квадратное сечение. Более широкие стороны пиломатериалов называют пластями, а узкие — кромками. Пиломатериалы с поверхностями, опиленными по всей длине, называют обрезными. Если часть поверхности не опилена в результате сбега бревна, материал называют обзольным. Если не опилены две поверхности пиломатериала при однократной распиловке бревна, его называют необрезным. Пиломатериалы имеют стандартные длины 1—6,5 м с градацией размеров через каждые 0,25 м. Их разделяют на доски, бруски и брусья. Рекомендуемые для несущих конструкций доски имеют ширину 60—250 мм, а толщину 11—100 мм; бруски — ширину 100—175 мм, а толщину 50—100 мм. Ширина брусьев не превышает полуторной толщины. Их толщина и ширина составляют 125—250 мм. Практически пиломатериалы шириной или толщиной более 150 мм в центральных районах страны являются дефицитными, поэтому применяются ограниченно. Деревянные конструкции и строительные детали изготовляют, как правило, из пиломатериалов.

В конструкциях зданий и сооружений широко применяют листовые материалы, полученные на основе древесины: строительную и бакелизированную фанеру, древесно-волокнистые, древесно-стружечные и цементно-стружечные плиты и др. Для клееных фанерных конструкций используют строительную фанеру марки ФСФ (Ф — фанера, СФ — склеенная на смоляном фенолоформальдегидном клее) толщиной 6...12 мм и бакелизированную фанеру марки ФБС (Б — бакелизированная,

С — с пропиткой внешних слоев и склеиванием средних слоев спирторастворимыми смолами) толщиной 5...16 мм. Бакелизированная фанера отличается от клееной строительной более высокой водостойкостью и прочностью.

Физические свойства древесины. Их определяет волокнистое, ячеистое строение материала. Влажность свежесрубленной древесины (процентное содержание свободной воды в полостях и гигроскопической влаги в клеточных оболочках) до 100 %. В зависимости от условий эксплуатации сооружений влажность древесины не должна превышать для неклееных 20...25 %, для клееных конструкций 9...15 %. При высыхании размеры деревянных элементов сокращаются (усушка), при увлажнении — увеличиваются (разбухание). Наибольшую величину усушка имеет поперек волокон (в тангенциальном направлении до 6...10 %, в радиальном — до 3... 5 %). Вдоль волокон усушка значительно меньше — до 0,1...0,3 %.

Теплопроводность древесины благодаря ее трубчатому ячеистому строению, особенно поперек волокон, небольшая. Поэтому ее, как правило, применяют для устройства каркаса и обшивки ограждающих конструкций зданий. Древесина — легкий конструкционный материал. Ее плотность зависит от влажности и существенно колеблется в пределах одной породы и даже одного ствола дерева. При расчете конструкций, эксплуатируемых в помещениях с влажностью воздуха до 75 %, плотность древесины сосны, ели, кедра и пихты принимают равной 500, лиственницы — 650 кг/м^3, в случае большей влажности воздуха помещений и на открытом воздухе — соответственно 600 и 800 кг/м^3.

Механические свойства древесины. Они существенно зависят от направления действия усилий по отношению к направлению волокон материала (т. е., как и другие свойства, характеризуются анизотропией). При действии усилий вдоль волокон древесина показывает наибольшую прочность и наименьшую деформативность, если усилия действуют поперек волокон, ее прочность минимальна, а деформативность максимальна. Характер работы и прочность древесины определяются также видом напряженного состояния.

При растяжении древесина деформируется почти как линейно-упругий материал. Разрушение происходит хрупко от разрыва материала по неровной рваной по-

верхности. Пороки древесины особенно сильно влияют на прочность растянутых элементов. Поэтому для таких элементов, как правило, используют древесину первого сорта. При сжатии с ростом нагрузки деформация довольно быстро приобретает нелинейный характер. В этом проявляется упругопластическая работа древесины.

Пороки древесины влияют на прочность материала значительно меньше, чем при растяжении. Поэтому для сжатых элементов можно использовать древесину второго сорта. Работа древесины при изгибе также характеризуется существенной нелинейностью зависимости прогиба от нагрузки за счет упругопластической работы материала в сжатой зоне. Разрушение начинается с образования складок в сжатой зоне и завершается разрывом крайних растянутых волокон. При сдвиге (скалывании) древесина работает наиболее слабо и разрушается хрупко. Средние значения временного сопротивления чистой древесины (без пороков) сосны вдоль волокон составляют при растяжении 100 МПа, сжатии 44, изгибе 80 и скалывании 7 МПа. Сопротивление древесины смятию существенно зависит от размеров сминаемой части и отношения ее площади ко всей площади образца. Поэтому при расчете различают смятие по всей площади и местное. Увеличение влажности древесины от 0 до 30 % снижает, а уменьшение ее повышает прочность в 1,5...3 раза. При этом модуль упругости древесины соответственно увеличивается или уменьшается на 25...30 %. Повышение температуры до 50 °С примерно на 20 % снижает прочность и модуль упругости древесины, делает ее более хрупкой. Значительное влияние на прочность и деформативность древесины оказывает характер нагрузок. При длительном нагружении ее прочность уменьшается примерно в два раза по сравнению с прочностью при кратковременном нагружении. Значительно снижают прочность вибрационные нагрузки. Деформация древесины при постоянной нагрузке со временем значительно возрастает. Это явление называют ползучестью.

§ 28.2. ЗАЩИТА ДРЕВЕСИНЫ ОТ ГНИЕНИЯ, ПОВРЕЖДЕНИЯ НАСЕКОМЫМИ, ВОЗГОРАНИЯ, ХИМИЧЕСКОЙ АГРЕССИИ

Гниение — это разрушение древесины в результате жизнедеятельности грибов, разрушающих целлюлозу. Необходимые условия для жизнедеятельности грибов — невысокая положительная температура (0...50 °С), повышенная влажность древесины и контакт ее с воздухом. Для защиты древесины от гниения применяют меры конструктивного характера и химическую защиту — антисептирование. Конструктивная защита включает: использование для конструкций только сухой древесины, стерилизацию древесины в процессе сушки прогревом ее при температуре выше 80 °С, предохранение древесины конструкции от непосредственного увлажнения атмосферными осадками, устройство наружного водоотвода в деревянных покрытиях, обеспечение достаточной тепло- и пароизоляции, расположение несущих деревянных конструкций целиком в отапливаемом помещении или вне его, защиту древесины лакокрасочными покрытиями (при влажности воздуха более 75 %), например пентафталевой эмалью ПФ-115, и другие мероприятия.

К химической защите древесины прибегают в тех случаях, когда конструктивными мерами нельзя устранить ее увлажнение во время эксплуатации. Химическая защита состоит в пропитке или покрытии элементов конструкций антисептиками — веществами, ядовитыми для грибов. Они бывают водорастворимыми (фтористый и кремнефтористый натрий, бура, соли цинка и др.) и масляными (каменноугольное, антраценовое, сланцевое, креозотовое, минеральные масла и др.). Защита от древесных вредителей осуществляется пропиткой масляными антисептиками. Применяют также окуривание конструкций ядовитыми газами и впрыскивание в ходы, проделанные насекомыми, растворов ядовитых веществ, например гексахлорана или ДДТ.

Защита от возгорания также осуществляется конструктивными мерами и химическими способами. К конструктивным мерам относятся: применение элементов массивных сечений (клееных или неклееных — брусчатых и бревенчатых), отсутствие пустот и выступающих частей, острожка поверхностей, защита поверхностей обмазками (например, известково-глиносоляной), листами сухой

гипсовой штукатурки или асбестоцемента и др. Химическая защита достигается: покрытием деревянных конструкций огнезащитными красками на основе жидкого стекла, суперфосфата, пентафталевыми (ПФ-115) и перхлорвиниловыми (ХВ-124) эмалями, совмещающими функции огне- и водозащитных покрытий; глубокой и поверхностной пропиткой древесины антипиренами (аммонийные соли фосфорной и серной кислот). В химически агрессивных средах конструкции изготовляют из смолистой хвойной древесины. Их элементы должны иметь крупные клееные или брусчатые сечения, минимум горизонтальных поверхностей, минимум узлов и металлических деталей. Долговечность деревянных конструкций в таких средах повышают защитой лакокрасочными покрытиями, стойкими в данной среде. Конструкции, эксплуатируемые в средних и сильных агрессивных средах, должны быть изолированы от соприкосновения с ними герметичными оболочками из химически стойких материалов.

§ 28.3. ПРЕИМУЩЕСТВА И НЕДОСТАТКИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К достоинствам деревянных конструкций относятся: высокая удельная прочность (отношение расчетного сопротивления к плотности), которая близка к удельной прочности малоуглеродистой стали, поэтому конструкции из дерева получаются легкими; химическая стойкость (во многих агрессивных средах, долговечность древесины больше, чем у металла и железобетона); малая теплопроводность, что позволяет использовать дерево одновременно как ограждающий и несущий материал; большая сырьевая база и простота обработки, а также отсутствие ограничений при сезонных работах. Недостатки древесины: гигроскопичность и как следствие — усушка, разбухание, растрескивание и коробление; неоднородность строения (анизотропия); большое количество естественных пороков (косослой, сучки и др.), что существенно снижает прочность; возможность гниения; малая огнестойкость.

Область применения деревянных конструкций зависит от их экономической эффективности, которая определяется на основании сравнения вариантов различных

конструктивных решений. Постоянный показатель, в этом случае для всех рассматриваемых вариантов — приведенная стоимость, которая в лесоизбыточных районах может быть меньше стоимости железобетонных конструкций на 15...25 %, а в деле — на 24...34 %. Капитальные затраты в новых осваиваемых районах на организацию базы производства и отрасли, поставляющие сырье и материалы для деревянных конструкций, по сравнению с другими типами конструкций могут быть меньше на 20...40 %.

В связи с тем что деревянные конструкции достаточно легки, то при прочих равных условиях они могут быть примерно в 5 раз меньше по массе в сравнении с железобетонными конструкциями и легче стальных, поэтому монтаж деревянных конструкций и транспортные расходы значительно меньше. Другой причиной широкого применения деревянных конструкций в строительстве является их химическая стойкость в агрессивных средах. Клееные конструкции, защищенные от гниения, разрешается применять и при эксплуатации зданий с неблагоприятными температурно-влажностными режимами. Применение новых методов защиты изменило традиционное представление о недолговечности деревянных конструкций, особенно в связи с тем фактом, что сроки морального старения промышленных и сельскохозяйственных зданий уменьшаются. Используются цельные и составные клееные и клеефанерные балки, колонны и и панели настилов, деревянные, металлодеревянные и клееные металлодеревянные стропильные фермы, арки и рамы.

Применяются здания со смешанным каркасом, в которых колонны изготавливают из одного материала, а покрытия из другого. Например, в сельскохозяйственном строительстве имеются типовые проекты зданий с железобетонными колоннами и деревянными покрытиями. Используются и пространственные конструкции из дерева и пластмасс — своды, купола, складки и пр., которые особенно выгодны при перекрытии больших площадей (имеются покрытия из клееных конструкций пролетами 100 м и больше). Для производства деревянных конструкций используют в основном древесину хвойных пород 1-, 2- и 3-го сортов (согласно требованиям ГОСТа). Древесину из твердых лиственных пород (дуба, граба и т. д.) разрешается применять для нагелей, поду-

шек и других ответственных деталей. Мягкие лиственные породы (осина, тополь, ольха) и малоценные (береза) следует использовать взамен хвойных в конструкциях временных сооружений, опалубках, лесах-подмостях и клееных конструкциях.

К основным технико-экономическим показателям несущих деревянных конструкций относятся: коэффициент собственной массы $k_{см}$ и коэффициент расхода металла $k_м$, отражающие процентное соотношение названных материалов с собственным весом конструкции. Очевидно, что чем больше значения этих коэффициентов, тем выше расход древесины и стали. Важным технико-экономическим показателем является собственный вес конструкции, характеризующий затраты материалов. В предварительных расчетах его определяют по формуле

$$g_{см} = (g_n + p_n)\,[(100/k_{см}\,l) - 1], \qquad (28.1)$$

где g_n и p_n — соответственно постоянная и временная нормативные равномерно-распределенные нагрузки на несущую конструкцию; $k_{см}$ — коэффициент собственной массы, принимаемый в зависимости от вида конструкции и схемы ее загружения по данным спецификации материалов имеющихся проектов; l — пролет конструкции.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите виды древесины и типы пластмасс, применяемых в строительстве.
2. Перечислите свойства древесины и пластмасс.
3. Какие виды клееных конструкций применяются в строительстве?
4. Назовите способы защиты древесины от гниения, повреждения насекомыми, возгорания, химической агрессии.
5. Перечислите преимущества и недостатки деревянных конструкций.
6. Приведите примеры смешанных по материалу конструкций зданий и сооружений.
7. Назовите основные технико-экономические показатели деревянных конструкций.

Глава 29. Расчет элементов деревянных конструкций

§ 29. 1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Деревянные конструкции рассчитывают по первой группе предельных состояний на прочность и устойчи-

вость и по второй группе предельных состояний на прогиб. При напряжениях, возникающих в условиях эксплуатации деревянных конструкций, как правило, справедлив закон Гука, поэтому можно использовать формулы сопротивления материалов. Следовательно, формулы расчета деревянных и металлических конструкций похожи. Основное различие заключается в некоторых особенностях назначения нормативных и расчетных характеристик материалов, обусловливаемых спецификой механических свойств древесины.

Древесина — анизотропный неоднородный материал с трубчато-волокнистой структурой, поэтому ее физические и механические свойства зависят от породы, качества, плотности и влажности, а также длительности и характера нагрузки, направления действия усилия по отношению к волокнам, температуры и т. д. Влажностью древесины называют отношение массы воды в древесине к массе абсолютно сухой древесины. С увеличением влажности от 0 до 30 % древесина разбухает, при уменьшении влажности происходит ее усушка. В зависимости от температурно-влажностных условий максимальная влажность (W_{max}) деревянных конструкций нормируется и составляет для клееных конструкций 9, 12, 15 %, для неклееных — 20, 25 %. Установлено, что влажность древесины с незащищенной поверхностью приходит в состояние равновесия с влажностью окружающей среды. Уменьшение влажности приводит к увеличению модуля упругости, прочности на изгиб, сжатие, скалывание и смятие. Повышение влажности снижает их значения. На прочность при растяжении изменение влажности практически не влияет.

Группы деревянных конструкций, рекомендуемых к применению в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации, приведены в табл. 29.1*. На механические свойства древесины влияет угол между направлением действующего усилия и направлением волокон. Древесина работает лучше, если направление усилия совпадает с направлением волокон, потому что связь между волокнами значительно слабее самих волокон. Например, сопротивление растяжению древесины поперек волокон в 20...25 раз меньше сопротивления

* Все обозначения в данном разделе приводятся в соответствии с действующей главой СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции».

Таблица 29.1. **Группы деревянных конструкций в зависимости от условий эксплуатации**

Условия эксплуатации конструкций	Максимальная влажность конструкций из древесины, %		Коэффициент условий работы m_b
	клееной	неклееной	
А. В отапливаемых помещениях с t до 35 °С при относительной влажности воздуха:			
А1 — $\leqslant$60 %	9	20	1
А2 — 60...75 %	12	20	1
А3 — $>$75...95 %	15	20	0,9
Б. В неотапливаемых помещениях:			
Б1 — в сухой зоне	9	20	1
Б2 — в нормальной зоне	12	20	1
Б3 — в сухой и нормальной зонах с постоянной влажностью 75 % и во влажной зоне	15	25	0,9
В. На открытом воздухе:			
В1 — в сухой зоне	9	20	0,9
В2 — в нормальной зоне	12	25	0,85
В3 — во влажной зоне	15	25	0,85
Г. В частях зданий и сооружений:			
Г1 — соприкасающихся с грунтом	—	25	0,85
Г2 — постоянно увлажняемых	—	Не ограничивается	0,75
Г3 — находящихся в воде	—	То же	0,75

вдоль волокон, а на сжатие поперек волокон древесина работает в 10...15 раз хуже, чем вдоль волокон.

Нормативные прочностные характеристики древесины определяют на основании статистической обработки результатов кратковременных испытаний стандартных образцов с влажностью 12 %, без сучков и дефектов. Испытания проводятся на растяжение, сжатие, поперечный изгиб, смятие и скалывание вдоль волокон, а также на растяжение, сжатие, смятие и скалывание поперек волокон. На рис. 29.1, *а* приведены диаграммы деформирования древесины при различных воздействиях. Из этих диаграмм видно, что древесина на начальных участках деформирования при небольших напряжениях сохраняет линейность деформирования (справедлив закон Гука), а при напряжениях, приближающихся к предельным, линейность нарушается, и использовать закон Гука нельзя.

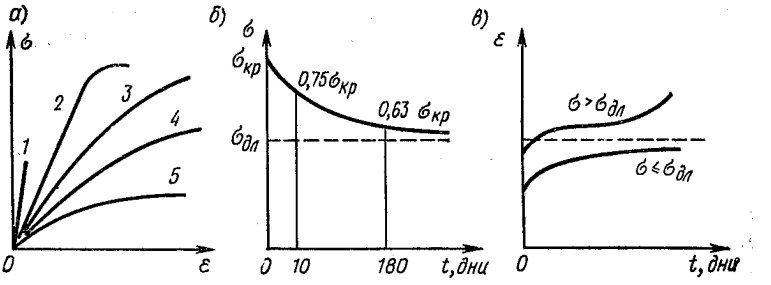


Рис. 29.1. Прочностные и деформативные характеристики древесины *а* — при кратковременном действии нагрузки; *б* — при длительном действии нагрузки; *в* — изменение деформаций во времени; *1* — скалывание вдоль волокон; *2* — растяжение вдоль волокон; *3* — изгиб; *4* — сжатие; *5* — смятие по всей поверхности поперек волокон

Механические характеристики древесины зависят от длительности действия внешних нагрузок и скорости их приложения. На основании опытных данных установлено, что предел прочности древесины уменьшается с течением времени (рис. 29.1, *б*). На основании статистической обработки результатов испытаний находят $\sigma_{дл}$ — предел длительного сопротивления древесины, представляющий собой то наибольшее напряжение, при котором образец не разрушится при любой продолжительности действия внешней нагрузки. При длительном действии нагрузки в древесине развиваются деформации ползучести. На рис. 29.1, *в* приведены графики зависимости деформаций от времени при постоянном значении напряжений. При напряжениях, не превышающих предела длительного сопротивления ($\sigma \leqslant \sigma_{дл}$), деформации постепенно затухают, при ($\sigma > \sigma_{дл}$) нарастание деформаций происходит с постоянной скоростью, которая резко возрастает перед разрушением.

Бревна и другие пиломатериалы всегда имеют пороки (сучки, косослой и др.), что ограничивает применение древесины для несущих конструкций. Поэтому в соответствии с действующими ГОСТами древесину делят на три сорта в зависимости от вида, количества и величины пороков. При изготовлении клееных конструкций пороки удаляют. Строительную фанеру получают с помощью склеивания синтетическими смолами и последующего прессования нескольких слоев шпона. Фанера менее анизотропна, чем природная древесина.

Долговечность древесины зависит от условий эксплуатации. При благоприятных условиях деревянные конструкции могут существовать сотни лет, однако они пожароопасны, подвержены гниению и коррозии. Огнестойкость повышают применением оштукатуривания, окраски или пропитки специальными огнезащитными составами (антипиренами), использованием массивных клееных балок (массивные конструкции медленно воспламеняются) и другими конструктивными мероприятиями. Для защиты от гниения следует применять древесину с минимальной влажностью, предохранять ее от чрезмерного увлажнения (устройство вентиляции, осушивающих продухов и т. д.), устраивать паро- и гидроизоляцию, а также использовать химическую защиту, обмазку или пропитку антисептиками. Защита от коррозии в средах, содержащих кислоты, щелочи или соли, производится с помощью покрытия деревянных конструкций герметическими оболочками из химически стойких материалов.

§ 29.2. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ И КОЭФФИЦИЕНТЫ

Значения расчетных сопротивлений, используемых при проектировании деревянных конструкций, определяют по следующей формуле:

$$R = m_i \dots m_j (R_n/\gamma_m), \qquad (29.1)$$

где R_n — нормативное сопротивление, определяемое по результатам испытаний стандартных образцов (значения R_n приведены в СНиП); γ_m — коэффициент надежности по материалу; $m_i \dots m_j$ — коэффициенты условий работы, принимаемые по данным СНиП II-25-80.

Значения расчетных сопротивлений для некоторых пород древесины приведены в табл. 29.2. Для других пород древесины, не упомянутых в табл. 29.2, расчетные сопротивления устанавливаются с помощью умножения значений расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 29.2, на переходные коэффициенты m_n, величина которых указана в табл. 29.3. Как уже отмечалось выше, прочность древесины зависит от многих факторов. Наиболее существенные из них учитываются с помощью следующих коэффициентов условий работы, на которые умножаются расчетные сопротивления (табл. 29.3):

m_b — для различных температурно-влажностных условий эксплуатации (см. табл. 29.1): $m_т$ — при конструкциях, эксплуатируемых при температурах до 35° $m_т=1$, при температуре 50° $m_т=0{,}8$, при промежуточных значениях определяется по интерполяции; $m_д$ — при

Таблица 29.2. **Расчетные сопротивления сосны, ели, европейской и японской лиственницы**

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	$R_и$; R_c; $R_{см}$	14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной 11—13 см при высоте сечения 11—50 см	$R_и$; R_c; $R_{см}$	15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 до 50 см	$R_и$; R_c $R_{см}$	16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_и$; R_c; $R_{см}$	—	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	R_p	10	7	—
б) клееные элементы	R_p	12	9	—
3. Сжатие и смятие всей площади поперек волокон	$R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон:				
а) в опорных частях конструкции, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	3	3	3
б) под шайбами при углах смятия 90—60°	$R_{см90}$	4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R_{ск}$	2,4	2,1	2,1
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R_{ск}$	2,1	2,1	2,1
5. Скалывание поперек волокон:				
а) в соединениях неклееных элементов	$R_{ск90}$	1	0,8	0,6
б) в соединениях клееных элементов	$R_{ск90}$	0,7	0,7	0,6
6. Растяжение поперек волокон клееных элементов	$R_{р90}$	0,35	0,3	0,25

Таблица 29.3. **Значения коэффициентов m_n для вычисления расчетных сопротивлений различных пород древесины**

Пород древесины	m_n для расчетных сопротивлений		
	вдоль волокон растяжению $R_р$, изгибу $R_и$, сжатию $R_с$, смятию $R_{см}$	поперек волокон сжатию $R_{с90}$, смятию $R_{см90}$	скалыванию $R_{ск}$
Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
Кедр сибирский, кроме кедра из Красноярского края	0,9	0,9	0,9
Кедр из Красноярского края	0,65	0,65	0,65
Пихта	0,8	0,8	0,8
Дуб	1,3	2	1,2
Клен, граб, ясень	1,3	2	1,6
Акация	1,5	2,2	1,8
Вяз, ильм	1	1,6	1
Бук, береза	1,1	1,6	1,3
Липа, ольха, осина, тополь	0,8	1	0,8

расчетах конструкций, в которых напряжения от постоянной и длительно действующей нагрузок превышают 80 % суммарных напряжений от всех нагрузок $m_g=0,8$; $m_н$ — при расчетах на воздействия от ветровых, сейсмических и монтажной нагрузок, для ветровой нагрузки — при вычислении $R_{см90}$ $m_н=1,4$, в остальных случаях $m_н=1,2$; $m_б$ — при расчетах клееных элементов на сжатие, изгиб и внецентренное сжатие для определения $R_и$ и $R_с$ (при высоте прямоугольного сечения $\leqslant 50$ см $m_б=1$, при 60 см $m_б=0,96$, 70 см $m_б=0,93$, 80 см $m_б=0,9$, 100 см $m_б=0,85$ и при $\geqslant 120$ см $m_б=0,8$); $m_{сл}$ — для этих же элементов при определении $R_и$, $R_{см}$, $R_с$ (при толщине склеиваемых слоев $\leqslant 19$ мм — $m_{сл}=1,1$ при 26 мм $m_{сл}=1,05$, 33 мм $m_{сл}=1$ и при 42 мм $m_{сл}=0,95$); $m_{гн}$ — при расчетах гнутых элементов (арки, рамы, верхние пояса сегментных ферм и т. д.) при определении $R_р$; $R_с$; $R_и$ принимается по данным СНиПа; $m_о$ — при расчетах растянутых элементов с ослаблением в сечении и изгибаемых элементов из круглых лесоматериалов с подрезкой в сечении, $m_о=0,8$; $m_а$ — при расчетах элементов, подвергнутых пропитке антипиренами, $m_а=0,9$; $m_{постр}$ — при определении $R_р$ для неклееных элементов в конструкциях построечного изготовления $m_{постр}=0,7$; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения, его учитывают делением на него расчетного сопротивления (для сооружений II класса $\gamma_n=0,95$; III $\gamma_n=0,9$).

Модуль упругости воздушно-сухой древесины принимается независимо от ее породы. Его значение вдоль волокон равно: $E=10^4$ МПа. Расчетное значение модуля упругости определяют с учетом коэффициентов условий работы $m_в$, $m_г$ и $m_д$, о которых уже сказано выше.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Назовите достоинства и недостатки древесины, как конструкционного материала.
2. Перечислите области применения деревянных конструкций.
3. Какие виды деревянных конструкций применяются в современном строительстве?
4. Какие лесоматериалы используют для деревянных конструкций?
5. Перечислите основные технико-экономические показатели деревянных конструкций?
6. Какие методы защиты древесины от гниения, повреждения насекомыми, возгорания и химической агрессии вы знаете?
7. Назовите основные положения расчета и проектирования деревянных конструкций.
8. Охарактеризуйте группы деревянных конструкций в зависимости от условий эксплуатации.
9. Какие коэффициенты условий работы используются при расчетах?
10. От каких факторов зависит и как назначается расчетное сопротивление древесины?

Глава 30. Расчет элементов деревянных конструкций

§ 30.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ И СЖАТИЕ

Центральное растяжение. На работу древесины влияют различные пороки, случайные эксцентриситеты при приложении внешних нагрузок, а также различные конструктивные ослабления (врезки, отверстия для связей и крепежных элементов и т. п.). Это ослабляет несущую способность из-за концентрации напряжений, поэтому расчетное сопротивление древесины растяжению принимают $R_р = 7...10$ МПа. Элементы деревянных конструкций работают на центральное растяжение в растянутых раскосах и поясах стропильных, подстропильных и связевых ферм. Расчет элементов на центральное растяжение выполняется по следующей формуле:

$$N/A_{нт} \leqslant R_р, \qquad (30.1)$$

где N — продольная сила от расчетных нагрузок; $A_{нт}$ — площадь рассчитываемого сечения нетто (с учетом ослаблений); $R_р$ — расчетное сопротивление древесины растяжению с учетом расчетных коэффициентов надежности и условий работы.

При определении площади поперечного сечения $A_{нт}$

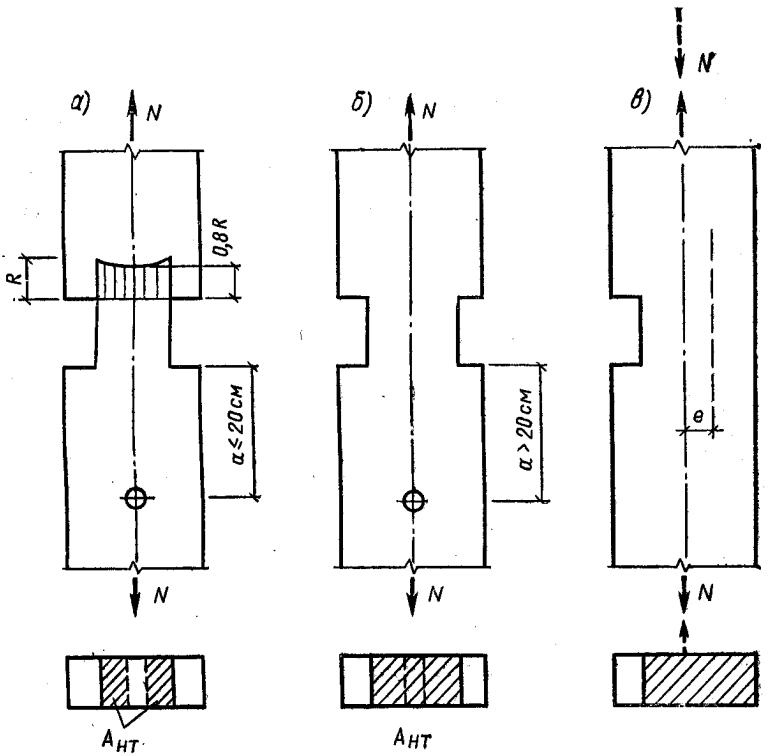


Рис. 30.1. Центрально растянутые элементы

а, б — к определению площади поперечного сечения ослабления; *в* — несимметричного ослабления

ослабления суммируются, если они располагаются на участке, не превышающем 20 см по длине от расчетного сечения (см. рис. 30.1, *а*), и не суммируются, если это расстояние больше 20 см (рис. 30.1, *б*). Площадь поперечного сечения нетто растянутых элементов деревянных стержневых конструкций должна быть не менее 50 см², а также не меньше 0,5 полной площади сечения при симметричном ослаблении и 0,67 — при несимметричном. Концентрацию напряжений, которая возникает в элементах с симметричными ослаблениями (рис. 30.1, *а*), учитывают с помощью коэффициента условий работы $m_o = 0{,}8$. Возможность неточного изготовления конструкций на строительной площадке, отрицательно

сказывающаяся на несущей способности растянутых элементов, учитывается с помощью коэффициента $m_{\text{постр}}=0{,}7$.

Центральное сжатие. Потеря несущей способности сжатого деревянного бруса может произойти в результате потери прочности или устойчивости. Пороки древесины меньше влияют на работу деревянных конструкций при сжатии, чем при растяжении, поэтому расчетное сопротивление сжатию выше, чем при растяжении. Для коротких центрально сжатых элементов (при отношении длины к наименьшей ширине поперечного сечения менее 7), расчет следует вести только на прочность. Более длинные элементы нужно рассчитывать и на прочность и на устойчивость.

Прочность центрально сжатых элементов проверяют по условию

$$N/A_{\text{нт}} \leqslant R_{\text{с}}, \tag{30.2}$$

где $A_{\text{нт}}$ — площадь поперечного сечения элемента с учетом ослаблений; $R_{\text{с}}$ — расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон.

Устойчивость центрально сжатых элементов проверяют по условию

$$N/\varphi A_{\text{расч}} \leqslant R_{\text{с}}, \tag{30.3}$$

где $A_{\text{расч}}$ — расчетная площадь поперечного сечения элемента, принимаемая $A_{\text{расч}}=A_{\text{бр}}$ — при отсутствии ослаблений, а при ослаблениях, не выходящих на кромки (рис. 30.1, *в*), а также если суммарная площадь ослаблений не превышает $0{,}25A_{\text{бр}}$, если площадь ослаблений более $0{,}25A_{\text{бр}}$, то принимают $A_{\text{расч}}=4/3A_{\text{нт}}$; а при симметричных ослаблениях, выходящих на кромки (рис. 30.1, *а*) $A_{\text{расч}}=A_{\text{нт}}$; φ — коэффициент продольного изгиба — отношение критического напряжения, при котором происходит потеря устойчивости к пределу прочности древесины при сжатии вдоль волокон $\varphi=\sigma_{\text{кр}}/R$.

при гибкости $\lambda \leqslant 70$

$$\varphi \doteq 1 - a(\lambda/100); \tag{30.4}$$

при $-\lambda > 70$

$$\varphi = A/\lambda^2; \tag{30.5}$$

здесь $a=1$, $A=2500$ для фанеры и $a=0{,}8$, $A=3000$ для древесины.

Значения гибкости в формулах (31.4), (30.5) находят из выражения

$$\lambda = l_{\text{о}}/r, \tag{30.6}$$

где $l_{\text{о}}=\mu l$ — расчетная длина элемента (см. рис. 30.2, *а*); r — радиус инерции сечения элемента.

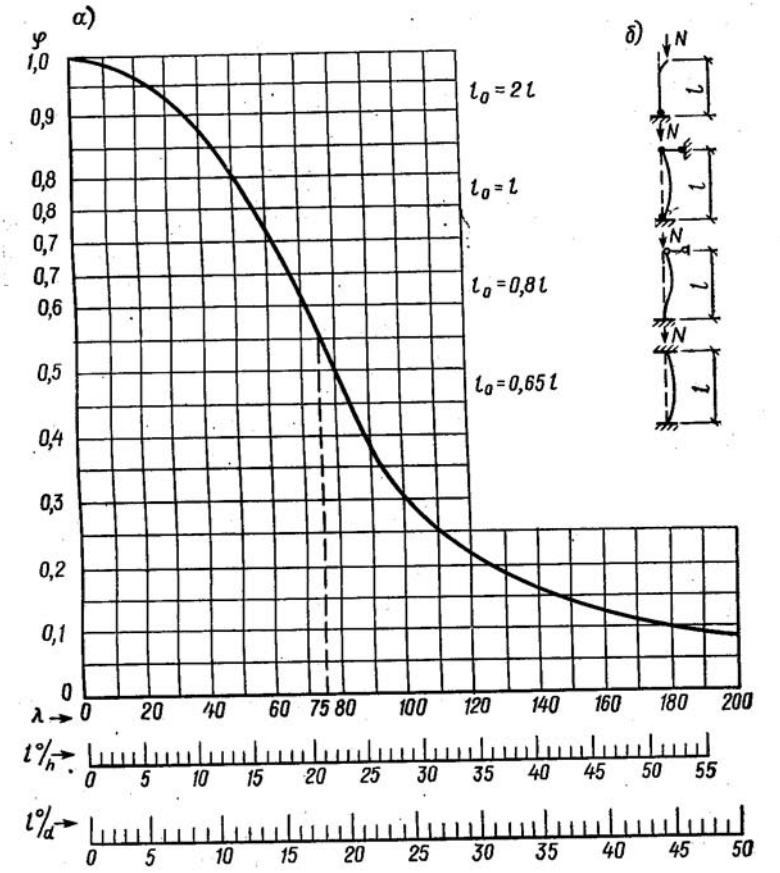


Рис. 30.2. Схемы потери устойчивости центрально сжатых стержней и график коэффициентов продольного изгиба
а — график; *б* — схемы

Значение радиуса инерции находят по формуле

$$r = \sqrt{I_{бр}/A_{бр}}, \qquad (30.7)$$

где $I_{бр}$ и $A_{бр}$ — соответственно момент инерции и площадь поперечного сечения брутто.

Для круглых сечений $r = 0{,}25d$, прямоугольных $r = 0{,}289h$ (d и h — диаметр круглого и высота прямоугольного сечений).

Коэффициент продольного изгиба часто удобнее оп-

ределять по графику, показанному на рис. 30.2, *б*. Алгоритм и блок-схема расчета центрально сжатых деревянных элементов соответствует алгоритму и блок-схеме, используемым для расчета металлических элементов, с той лишь разницей, что значения R и φ следует определять для древесины, а не для стали. При расчетах устойчивости центрально сжатых элементов следует учитывать возможность различных условий закрепления элемента во взаимно перпендикулярных плоскостях. Поэтому необходимо определять λ_x и λ_y и вести расчет в плоскости наибольшей гибкости.

Для предотвращения больших прогибов от собственного веса и вибраций элементов нормами устанавливаются значения предельных гибкостей: для поясов, опорных раскосов, стоек ферм и колонн — 120; для прочих элементов — 150, для связей — 200. При центральном сжатии и центральном растяжении элементов с несимметричными ослаблениями (рис. 30.1, *в*) расчет следует выполнять с учетом возникающего эксцентриситета, как при внецентрическом сжатии или растяжении.

§ 30.2. СМЯТИЕ И СКАЛЫВАНИЕ

Расчет на смятие выполняется при передаче местных сжимающих нагрузок в месте контакта соединяемых элементов. Работа древесины при смятии зависит от угла между линией действия сминающей силы и направлением волокон. Наибольшим сопротивлением древесина обладает при смятии вдоль волокон, наименьшим — поперек (за счет сплющивания волокон из-за внутренних пустот). Расчет древесины на смятие под углом α к волокнам по всей поверхности (рис. 30.3, *а*) производится по следующей формуле:

$$N/A_{см} \leqslant R_{см\alpha}; \tag{30.8}$$

$$R_{см\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + (R_{см}/R_{см90} - 1)\sin^3\alpha}, \tag{30.9}$$

где $R_{см\alpha}$ — расчетное смятие древесины под углом α; $R_{см}$ — расчетное сопротивление смятию вдоль волокон; $R_{см90}$ — то же, при смятии поперек волокон.

При местном смятии части длины (рис. 30.3, *б*) в работу включаются волокна древесины, находящиеся за пределами плоскости контакта элементов (происходит

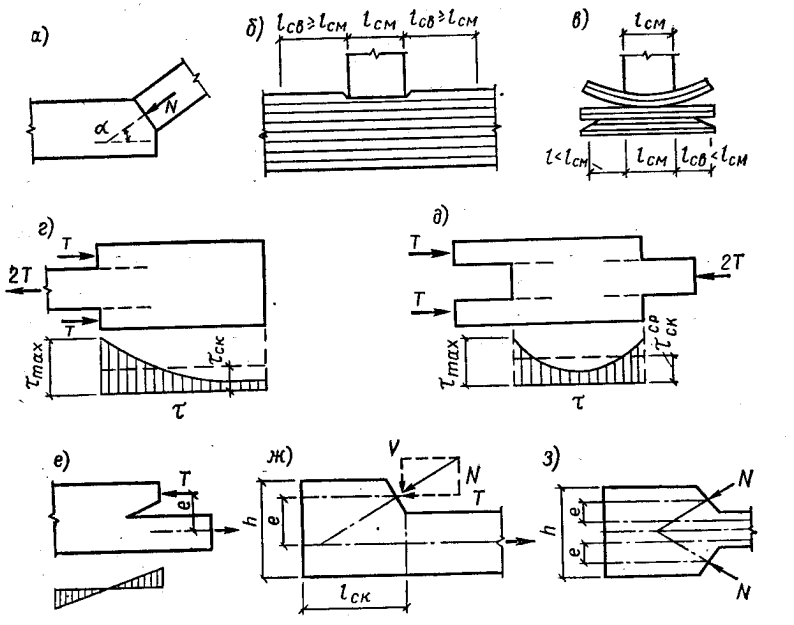


Рис. 30.3. Смятие и скалывание древесины

а — смятие под углом; *б* — местное смятие на части длины; *в* — случай расщепления концов бруса; *г* — одностороннее скалывание; *д* — двустороннее скалывание; *е* — внецентренное приложение скалывающей силы; *ж* — к расчету элементов с односторонней врезкой; *з* — то же, с двусторонней

как бы подвешивание нагрузки на натянутых волокнах), и чем больше длина незагруженных концов, тем сильнее это влияние и соответственно больше сопротивление смятию поперек волокон. Поэтому при местном смятии на части длины, когда длина незагруженных участков не меньше длины зоны смятия как вдоль элемента $l_{св} \geqslant l_{см}$, так и поперек $h_{св} \geqslant h_{см}$, расчетное сопротивление разрешается определять по следующей формуле:

$$R_{см} = R_{с90}\,[1 + 8/(l_{см} + 1{,}2)]. \qquad (30.10)$$

При малых величинах $l_{св} < l_{см}$ и $h_{св} < h_{см}$ могут расщепиться концы бруса (рис. 30.3, *в*). Расчет на скалывание имеет важное значение, поскольку прочность древесины при действии срезывающих касательных напряжений невелика, а разрушение происходит практически мгновенно (хрупкая работа материала). Пороки резко

снижают сопротивление скалыванию. Различают одностороннее скалывание (рис. 30.3, *г*), когда скалывающая сила воздействует с одной стороны на площадь скалывания, и двустороннее — (рис. 30.3, *д*) при двустороннем воздействии скалывающих усилий на плоскость скалывания. Исследования показывают, что касательные напряжения вдоль плоскости скалывания распределяются неравномерно, особенно при одностороннем скалывании (рис. 30.3, *г*).

Вследствие внецентренного приложения скалывающей силы (рис. 30.3, *е*) в площадке скалывания действует изгибающий момент $M=Te$, вызывающий растягивающие напряжения, действующие поперек волокон, что существенно ухудшает работу древесины на скалывание, способствуя отдиранию волокон друг от друга. Уменьшения вредного влияния этих напряжений можно добиться при передаче усилия под углом (рис. 30.3, *ж*), когда его вертикальная составляющая прижимает скалываемую часть древесины. Поэтому нормы рекомендуют так конструировать соединения элементов, чтобы при передаче скалывающего усилия возникал наибольший прижим.

Несущую способность соединения при расчете на скалывание проверяют из условия равномерного распределения напряжений по длине плоскости скалывания по формуле

$$\tau_{ск}^{ср} = T/A_{ск} \leqslant R_{ск}^{ср}, \qquad (30.11)$$

где T — расчетное усилие скалывания; $R_{ск}^{ср}$ — среднее расчетное сопротивление скалыванию; $A_{ск}$ — площадь скалывания.

Среднее расчетное сопротивление скалыванию находят из выражения

$$R_{ск}^{ср} = R_{ск}/\left(1+\beta\frac{l_{ск}}{l}\right); \qquad (30.12)$$

здесь $R_{ск}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию для максимального напряжения (табл. 29.2); β — опытный коэффициент, зависящий от схемы приложения скалывающих усилий (при одностороннем скалывании принимается равным $\beta=0{,}25$, при двустороннем — $\beta=0{,}125$, если обеспечено обжатие плоскостей скалывания); $l_{ск}$ — расчетная длина плоскости скалывания; l — плечо скалывающей силы, принимаемое равным $0{,}5h$ при расчете элементов с односторонней врезкой в соединениях без зазора между элементами (рис. 30.3, *ж*) и $0{,}25h$ — при расчете симметричных сечений с двусторонней врезкой (рис. 30.3, *з*), где h — полный размер поперечного сечения элемента (отношение $l_{ск}/l$ не должно превышать 3).

С помощью формул (30.11) и (30.12) на основании простейших преобразований можно найти требуемую длину площадки скалывания:

$$l_{ск} \geqslant T/(R_{ск} b - \beta T/l), \qquad (30.13)$$

где b — ширина площади скалывания.

§ 30.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Элементы, работающие на изгиб, менее чувствительны к порокам древесины, чем растянутые, однако более чувствительны, чем сжатые. Изгибаемые элементы (балки, настилы, прогоны и т.д.) рассчитывают по двум группам предельных состояний. Экспериментальные данные свидетельствуют об упругом характере работы древесины при изгибе, поэтому расчет на прочность выполняется по следующей формуле:

$$M/W_{расч} \leqslant R_и, \qquad (30.14)$$

где M — изгибающий момент от расчетного сочетания нагрузок; $W_{расч}$ — расчетный момент сопротивления рассматриваемого поперечного сечения; $R_и$ — расчетное сопротивление древесины изгибу.

При определении $W_{расч}$ для цельных деревянных элементов принимают $W_{расч} = W_{нт}$. Для составных балок на податливых связях принимают $W_{расч} = k_w W_{нт}$, где k_w — коэффициент, учитывающий сдвиги податливых соединений и зависящий от количества слоев составной балки. При вычислении $W_{нт}$ следует учитывать, что ослабления, расположенные на участках длиной до 20 см, принимаются совмещенными в одном сечении.

Для уменьшения строительной высоты несущих изгибаемых конструкций и совмещения соединяемых элементов в опорных зонах и других сечениях балки выполняются подрезки (рис. 30.4). Во избежание концентрации напряжений рекомендуется избегать ослабления крайних волокон балок подрезками в наиболее напряженных при изгибе местах. Глубина подрезки на опоре в изгибаемых элементах цельного сечения не должна превышать $a \leqslant 0{,}25h$ при условии, что $V_A/bh \leqslant 0{,}4$ МПа (где b и h соответственно ширина и высота сечения, V_A — опорная реакция). Длина опорной площадки c не должна быть больше h — высоты поперечного сечения, кроме того, рекомендуется устраивать скошенную подрезку длиной $c_1 > 2a$ для уменьшения концентрации напряжений.

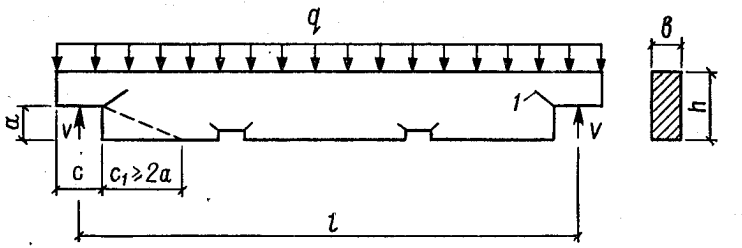


Рис. 30.4. Схема подрезки в балках цельного сечения
1 — зона концентрации напряжений, в которой возможен разрыв

Помимо проверки прочности балки по нормальным напряжениям изгибаемые элементы следует рассчитать на действие касательных напряжений в зонах действия наибольших поперечных сил (возле опор), а также в составных балках в местах изменения формы поперечного сечения. Важное значение эта проверка имеет для коротких балок (при $l/h \leqslant 5$) с большими нагрузками и для балок с большими сосредоточенными силами, действующими у опор. Расчет выполняется по формуле

$$\tau_{ск} = QS_{бр}/I_{бр}\, b_{расч} \leqslant R_{ск}, \qquad (30.15)$$

где Q — расчетная поперечная сила; $S_{бр}$, $I_{бр}$ — соответственно статический момент и момент инерции «брутто» (без учета ослаблений) сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; $b_{расч}$ — расчетная ширина сечения; $R_{ск}$ — расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон при изгибе.

Расчет по предельным состояниям второй группы, осуществляют как проверку допустимой величины относительного прогиба изгибаемой конструкции от нормативных нагрузок, предполагая упругую работу древесины. Расчет ведут по следующей формуле:

$$f/l = f_0 [1 + c\,(h/l)^2 / kl \leqslant [f/l], \qquad (30.16)$$

где f_0 — прогиб балки постоянного сечения высотой — без учета деформаций сдвига; c — коэффициент, учитывающий влияние деформации сдвига от поперечной силы (определяется по данным строительных норм); для цельных балок из бревен и брусьев $c=0$; h и l — высота и пролет балки; k — коэффициент учитывающий влияние переменности сечения (определяется по табличным данным строительных норм), для балок с постоянным сечением $k=1$.

Значение прогиба f_0, входящего в выражение (30.16), определяется по правилам сопротивления материалов по моменту инерции поперечного сечения брутто. Для составных балок учитывают сдвиг податливых соедине-

ний, умножая момент инерции на коэффициент $k_ж$, который определяется по табличным данным норм. Расчетная формула имеет вид

$$f_0 = \alpha g_n l^3/EI, \qquad (30.17)$$

здесь α — коэффициент, зависящий от схемы балки и вида нагрузки; g_n — нормативное значение нагрузки; EI — жесткость балки.

Значения относительных предельных прогибов (f/l) приведены ниже:

Балки междуэтажных перекрытий	1/250
То же, чердачных	1/200
Прогоны, стропильные ноги	1/200
Консольные балки	1/150
Фермы, клееные балки	1/300
Плиты, панели	1/250
Обрешетки, настилы	1/150
Ендовы	1/400
Панели навесных стен	1/250

Следует учитывать, что при наличии штукатурки относительный прогиб перекрытий от длительно действующей временной нагрузки не должен превышать 1/350. При строительном подъеме у ферм и клееных балок относительный прогиб разрешается увеличивать до 1/200.

§ 30.4. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ И ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Внецентренно сжатые и внецентренно растянутые элементы подвергаются одновременному действию сжимающей или растягивающей силы и изгибающего момента. Этот вид нагружения возможен при одновременном действии осевых усилий совместно с поперечной нагрузкой (рис. 30.5, *а*), или при внецентренном приложении осевых сил (рис. 30.5, *б*), а также при действии осевых сил, приложенных центрально, и наличии несимметричных ослаблений (рис. 30.5, *в*). На внецентренное сжатие или растяжение чаще всего работают деревянные стойки, столбы и колонны при внецентренной передаче усилий, а также элементы решетки стропильных ферм при внеузловой передаче внешних нагрузок. Кроме этого, внецентренное растяжение и сжатие возможно в криволинейных элементах арок или сегментных ферм.

Внецентренно растянутые элементы (рис. 30.5, *г*) иногда называют растянуто-изогнутыми, в этих элемен-

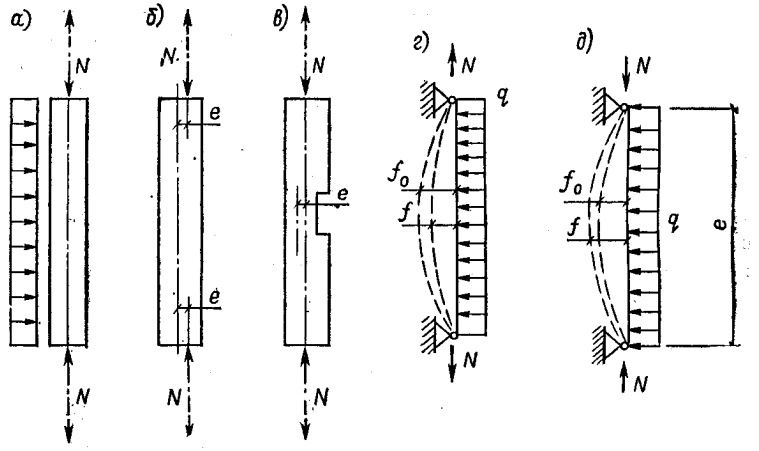


Рис. 30.5. Внецентренно растянутые и внецентренно сжатые элементы

а — совместное действие осевых усилий и поперечной силы; *б* — внецентренное приложение осевых сил; *в* — центральное приложение осевых сил, но при наличии ослаблений; *г* — схемы работы внецентренно растянутого элемента; *д* — то же, внецентренно сжатого

тах нормальные напряжения от растяжения необходимо суммировать с аналогичными напряжениями от изгиба, поэтому их рассчитывают на прочность по формуле

$$N/A_{\text{расч}} + (M/W_{\text{расч}})\,(R_{\text{р}}/R_{\text{и}}) \leqslant R_{\text{р}}, \qquad (30.18)$$

здесь N и M — соответственно продольная сила и момент от расчетных нагрузок; $A_{\text{расч}}$ и $W_{\text{расч}}$ — расчетные значения площади поперечного сечения и момента сопротивления; $R_{\text{р}}$ и $R_{\text{и}}$ — расчетные сопротивления древесины при растяжении и изгибе.

Поскольку в данном случае суммарное напряжение сравнивают с расчетным сопротивлением при растяжении, а не при изгибе, поэтому и введена поправка $(R_{\text{р}}/R_{\text{и}})$, которая, находясь в зависимости от расчетных сопротивлений, учитывает все коэффициенты условий работы.

Внецентренно растянутые элементы очень чувствительны к порокам древесины и местным ослаблениям сечения элементов врезками и отверстиями. Чтобы избежать появления изгибающего момента в ослабленных сечениях растянутых элементов (что существенно увеличивает напряжения), рекомендуется центрировать усилия по оси нетто (рис. 30.5, *в*). В этом случае ослаб-

ленное сечение будет работать на центральное растяжение, а неослабленное—на внецентренное, несущая способность всего элемента повысится. Внецентренно сжатые элементы рассчитывают как в плоскости действия изгибающего момента, так и из его плоскости. При расчетах в плоскости действия момента (рис. 30.5, *д*) суммарный изгибающий момент в сечении складывается из двух составляющих: момента M от поперечной нагрузвающей прогиб f, и дополнительного момента, создавакй, создаваемого продольной силой N:

$$M_g = M + Nf. \tag{30.19}$$

Полный прогиб при продольно поперечном изгибе согласно формуле сопротивления материалов

$$f = f_0 \frac{1}{1 - N/N_{кр}}, \tag{30.20}$$

где $f_0 = M/N_{кр}$ — прогиб, вызванный моментом M; $N_{кр}$ — критическая сила, по Эйлеру.

Подставляя (30.20) в (30.19), получим

$$M_g = \frac{M}{1 - N/N_{кр}} = \frac{M}{\xi}, \tag{30.21}$$

где $\xi = 1 - N/\varphi R_c A_{бр}$.

Полагая в этой формуле $\varphi = k\lambda^2$, где $k = 2500$ для фанеры и $k = 3000$ для древесины, а

$\lambda = l_0/r$ — гибкость в плоскости изгиба, будем иметь:

$$\xi = 1 - \lambda^2 N/kR_c A_{бр}. \tag{30.22}$$

Коэффициент ξ, изменяясь от 0 до 1, учитывает влияние дополнительного момента от продольной силы. Прочность внецентренно сжатого элемента проверяют по условию

$$N/A_{расч} + M/\xi W_{расч} \leqslant R_c, \tag{30.23}$$

где N и M — соответственно продольная сила и изгибающий момент — от расчетных нагрузок; $A_{расч}$ и $W_{расч}$ — площадь и момент сопротивления поперечного сечения; R_c — расчетное сопротивление древесины сжатию.

Следует знать, что приведенные выше рассуждения справедливы для расчетной схемы, показанной на рис. 30.5, *д* (шарнирное опирание стержня и равномерно распределенная нагрузка). Если на элемент будет действовать сосредоточенная сила (треугольная эпюра моментов) или сосредоточенный момент (эпюра прямо-

угольного очертания), то значение ξ надо умножать на поправочный коэффициент:

$$k_н = \alpha_н - \xi(1 - \alpha_н), \qquad (30.23а)$$

где $\alpha_н = 1{,}22$ — при эпюре треугольного очертания от сосредоточенной силы; $\alpha_н = 0{,}81$ — при эпюре прямоугольного очертания.

При других условиях закрепления и видах загружения внецентренно сжатые элементы следует рассчитывать в соответствии со специальными указаниями строительных норм. Расчет внецентренно сжатых элементов из плоскости изгиба разрешается так же, как и для случая центрального сжатия, по формуле (30.3), при этом значения коэффициента продольного изгиба φ следует определять для гибкости, вычисленной в плоскости, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Как рассчитывают элементы деревянных конструкций при центральном растяжении?
2. Как рассчитывают прочность и устойчивость центрально сжатых деревянных элементов?
3. Как учитывают местные ослабления сечений при расчетах?
4. Как рассчитывают деревянные конструкции при смятии?
5. Что такое угол смятия и как он влияет на прочность древесины?
6. Как рассчитывают деревянные элементы при скалывании?
7. Как выполняется расчет изгибаемых элементов по двум группам предельных состояний?
8. Как рассчитывают внецентренно растянутые и внецентренно сжатые элементы?
9. Каким образом учитывают условия опирания и нагружения конструкций при внецентренном сжатии?

Глава 31. Расчет и конструирование соединений элементов деревянных конструкций

§ 31.1. СОЕДИНЕНИЯ НА ВРУБКАХ

Врубками называют соединения, в которых усилия от одного элемента передаются другому по площадке смятия и скалывания, без специальных промежуточных рабочих связей. Однако для передачи монтажных нагрузок почти всегда устанавливают вспомогательные металлические крепления: скобы, болты, штыри и т. д.

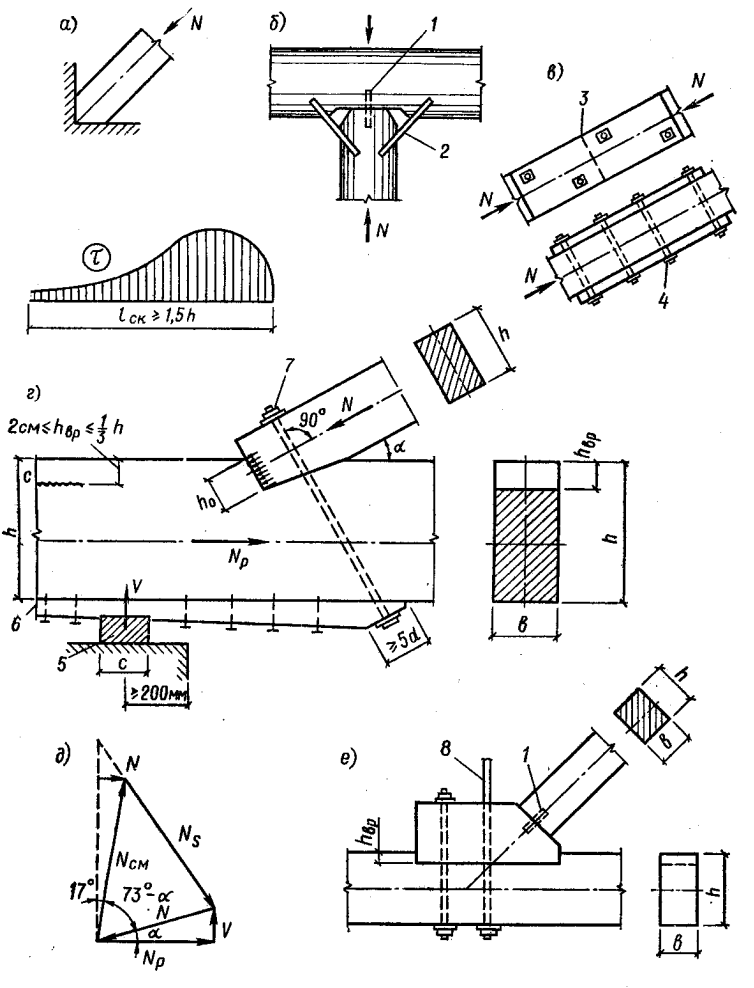


Рис. 31.1. Лобовые упоры и лобовые врубки

а, б, в — лобовые упоры; *г, е* — лобовые врубки; *д* — распределение усилий в опорном узле; *1* — штырь; *2* — скоба; *3* — плотная приторцовка; *4* — стяжные болты; *5* — опорная подушка; *6* — подбалка; *7* — аварийный болт; *8* — тяж

Чаще всего лобовые врубки применяются в узлах бревенчатых и брусчатых ферм. Наибольшее распространение получили лобовые упоры (рис. 31.1, *а, б, в*) и лобовые врубки с одним зубом (рис. 31.1, *г*), лобовые врубки с подушкой (рис. 31.1, *е*) применяют реже. Врубки не

следует применять в растянутых и изгибаемых элементах из-за ослаблений сечений элементов и хрупкости этого типа соединений. Соединения на врубках не требуют большого расхода металла, специального оборудования и не вызывают затруднений при контроле изготовления и их состояния во время эксплуатации.

Лобовые упоры относятся к самому простому и надежному типу соединений. Их применяют для передачи усилия на опору (рис. 31.1, *а*) или на другой деревянный элемент (рис. 31.1, *б*, *в*). Опорой обычно служит каменная или бетонная кладка стен, столбов и фундаментов. Чаще всего лобовые упоры используют для передачи давления в деревянных элементах. Поверхности соприкосновения соединяемых элементов следует проверять на смятие вдоль волокон (рис. 31.1, *в*), поперек волокон (рис. 31.1, *б*) или под углом к волокнам (рис. 31.1, *а*).

Лобовые врубки с одним зубом (рис. 31.1, *г*) применяют в подкосно ригельных системах, фермах при круглом или брусчатом лесе при относительно небольших пролетах и нагрузках. Сжатый наклонный элемент верхнего пояса упирается в гнездо, выпиленное в растянутом нижнем поясе. Наибольшее ослабление лобовой врубкой в крайних узлах верхних и нижних поясов ферм допускается не более $^1/_3h$ (h — высота пояса), в промежуточных узлах ферм и элементах толщиной менее 8 см — не более $^1/_4h$. Во врубках рабочую площадь смятия ab (рис. 31.1, *г*) следует, как правило, располагать перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента. Кроме того, плоскость ab должна располагаться так, чтобы ось примыкающего элемента проходила через середину плоскости смятия. Длина плоскости скалывания $l_{ск}$ (рис. 31.1, *г*) должна быть не менее $1{,}5h$.

Чтобы предотвратить возникновение изгибающих моментов в местах односторонних ослаблений основного растянутого элемента, следует предусматривать центрирование по ослабленным сечениям. Узел врубки необходимо обязательно стягивать болтом, устанавливаемым перпендикулярно верхнему поясу. Этот болт называют аварийным, он должен воспринять усилие верхнего пояса и предотвратить хрупкое разрушение торца растянутого пояса в результате случайного скалывания площадки ac из-за возможных пороков древесины или дру-

гих причин и тем самым предупредить внезапное обрушение фермы.

Лобовую врубку с одним зубом рассчитывают на смятие древесины под углом к волокнам нижнего растянутого элемента по площадке контакта стыка (ab на рис. 31.1, $г$):

$$N/A_{см} \leqslant R_{см\alpha}. \tag{31.1}$$

Площадь смятия находят из выражения

$$A_{см} = h_{вр}\, b/\cos\alpha = h_0\, b. \tag{31.2}$$

Прочность площадки ac на скалывание проверяют по условию

$$N/A_{ск} \leqslant R_{ск}^{ср}, \tag{31.3}$$

где $A_{ск}=l_{ск}\, b$ — площадь площадки скалывания ac; $R_{ск}^{ср}$ — определяют по формуле (30.12).

В лобовых врубках при $l_{ск} \approx 2h$ стяжные болты устанавливают перпендикулярно направлению раскоса. Болт принимают диаметром не менее 1/25 его длины в пределах 12...24 мм. Рассчитывают болт на аварийный случай сохранения соединения от разрушения при скалывании древесины. Усилие растяжения в болте в аварийном состоянии определяют с учетом силы трения, возникающей между стыкуемыми элементами (угол трения скольжения принимается равным 17°), тогда учитывается распределение усилий в опорном узле (рис. 31.1, $д$):

$$N_б = N_{tg}\,(73° - \alpha). \tag{31.4}$$

Требуемую площадь болта определяют по условию

$$A_{bn} \geqslant N_б/R_{bt}, \tag{31.5}$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление болта растяжению.

Подбалку с фиксирующим подрезом в зоне опирания конструкции на стену или колонну (рис. 31.1, $г$) рассчитывают на смятие поперек волокон от опорного давления по условию

$$V/b_п\, c \leqslant R_{см90}. \tag{31.6}$$

Соединения на врубках относятся к податливым соединениям, так как перед разрушением происходят значительные деформации.

§ 31.2. НАГЕЛЬНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Нагелями называются стержни или пластинки, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов (рис. 31.2). В нагельном соединении, находящемся под действием внешней нагрузки, сам нагель работает на изгиб, а древесина соединяемых элементов под нагелями подвергается смятию. Используют стальные и деревянные нагели. По форме различают цилиндрические и пластинчатые нагели. Цилиндрические нагели представляют собой стержни круглого или трубчатого сечения. Чаще всего применяют нагели из стали: стержни из арматурной стали (штыри), трубки, болты, гвозди, шурупы и глухари*. В конструкциях, которые эксплуатируются в агрессивных средах, используют алюминиевые, пластмассовые или дубовые нагели. Штыри и болты закладывают в предварительно просверленные отверстия, диаметр которых равен диаметру болта или штыря. Гвозди диаметром не более 6 мм просто забивают в древесину. Шурупы и глухари завинчивают в предварительно просверленные отверстия меньшего диаметра. Пластинчатые нагели используют в основном в балках составного сечения.

Нагельные соединения бывают односрезными и двухсрезными (рис. 31.2, *б*, *в*), а также симметричными и несимметричными. При очень частом расположении нагелей в процессе работы соединения возможно скалывание древесины, поэтому предельные расстояния между нагелями регламентированы нормами. Нагельные соединения, подобно врубкам, относятся к податливым соединениям, так как перед разрушением они испытывают большие деформации (порядка 10...15 мм).

Нагельные сопряжения широко применяются в строительстве. Они надежны, экономичны по расходу древесины, просты и дешевы в изготовлении, а также малочувствительны к местным дефектам древесины. Работа нагеля в древесине подобна работе балки в упругопластической среде. Разрушение нагельного соединения может произойти вследствие изгиба нагеля, смятия древесины под нагелем в гнезде, а также растяжения и скалывания — поперек волокон между отверстиями. Последнего вида разрушения можно избежать, если назначать

* Глухари — винты диаметром 12...20 мм, завинчиваемые ключами.

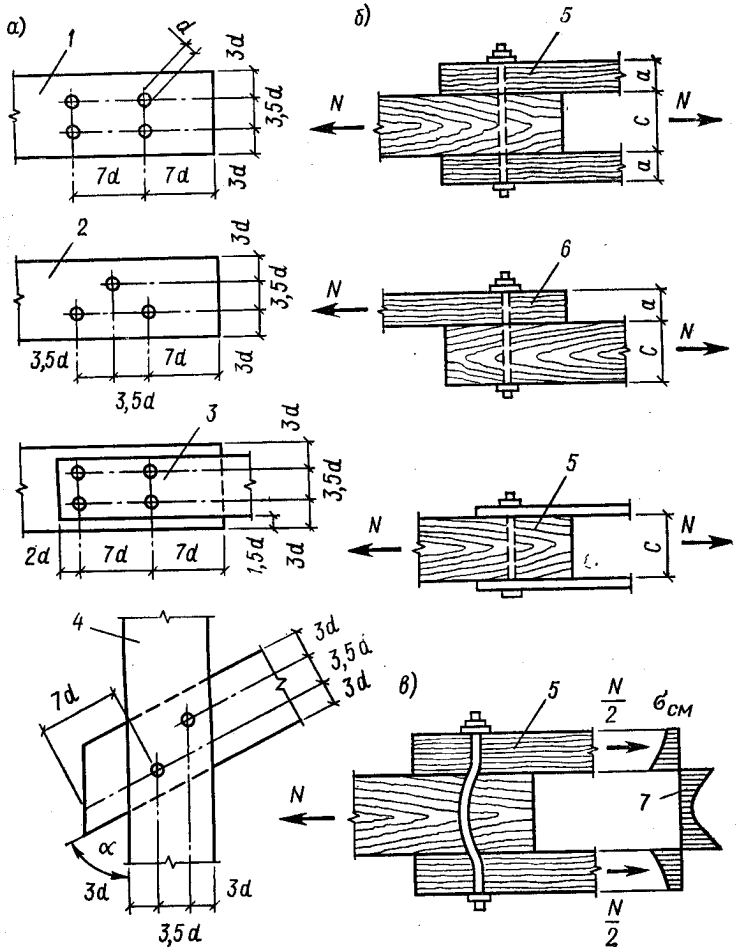


Рис. 31.2. Нагельные соединения

а — схемы расстановки; *б* — расчетные схемы; *в* — схема работы; *1* — прямая расстановка; *2* — шахматная; *3* — при стальных накладках; *4* — в соединениях под углом; *5* — симметричное двухсрезное; *6* — несимметричное односрезное; *7* — эпюра напряжений смятия древесины

расстояние между нагелями не менее минимального, указанного в нормах. При конструировании нагельных соединений нужно учитывать следующее: не допускаются нагельные сопряжения с одним рядом нагелей, так как в средней части по высоте сечения элемента могут

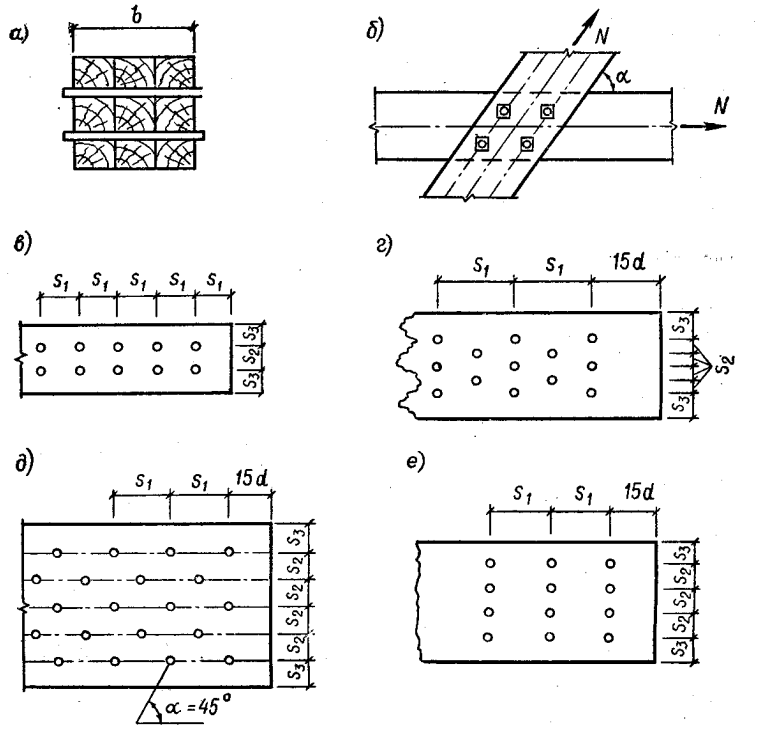


Рис. 31.3. Схемы соединений и расстановки нагелей и гвоздей
а — продольное соединение; *б* — угловое соединение; *в* — рядовая расстановка нагелей; то же шахматная; *г* — то же, косыми рядами; *д*, *е* — рядовая расстановка гвоздей

образоваться трещины от усушки; не следует использовать нагельные соединения с 3, 4 рядами нагелей (кроме гвоздей), обычно применяют сопряжения с двумя рядами нагелей. Несущую способность нагеля в расчетной практике принято определять на один шов сплачивания или на один срез. Под срезом имеется в виду плоскость соединения элементов, пересекаемая нагелем. Тогда несущая способность соединения на один срез равна: по смятию гнезда в средних элементах пакета (рис. 31.3, *а*)

$$T_c = k_1 cd; \tag{31.7}$$

то же, в крайних элементах

$$T_a = k_2 ad; \tag{31.8}$$

по изгибу нагеля

$$T_u = k_3 d^2 + k_4 a^2 \leqslant k_5 d^2, \qquad (31.9)$$

где $k_1 ... k_5$ — значения коэффициентов, зависящих от типа нагеля, принимаемые по табличным данным СНиП.

Количество нагелей в сечении для восприятия расчетного усилия определяют по формуле

$$n = N/n_{\text{ср}} T, \qquad (31.10)$$

где N — усилие от расчетных нагрузок; $n_{\text{ср}}$ — количество условных плоскостей среза нагеля; T — наименьшая из трех расчетных значений несущей способности нагеля T_c, T_a и T_u.

Если усилие в нагельном соединении передается под углом (рис. 31.3, *б*), то расчетные значения несущей способности, вычисленные по формулам (31.7), (31.8), следует умножать на коэффициенты k_α, а при расчете нагеля на изгиб (31.9) — на коэффициент $\sqrt{k_\alpha}$. При эксплуатации элементов при повышенной влажности и температуре несущую способность определяют с учетом поправочных коэффициентов, предусмотренных нормами. Расчетная несущая способность нагельных соединений считается обеспеченной, если соблюдаются правила размещения нагелей на расстояниях, предусмотренных нормами (табл. 31.1). На рис. 31.3, *в, г, д* показана расста-

Таблица 31.1. **Минимально допустимые расстояния между нагелями и гвоздями, а также до краев элементов**

Тип нагеля	Расстояния (см. рис. 31.3)					
	s_1		s_2		s_3	
	$b \leqslant 10d$	$b > 10d$	$b \leqslant 10d$	$b > 10d$	$b \leqslant 10d$	$b > 10d$
Стальные цилиндрические	$6d$	$7d$	$3d$	$3{,}5d$	$2{,}5d$	$3d$
Дубовые цилиндрические	$4d$	$5d$	$2{,}5d$	$3d$	$2{,}5d$	$2{,}5d$
Гвозди	Для пробиваемых элементов		При прямой расстановке гвоздей	При шахматной расстановке и косыми рядами	$4d_{\text{гв}}$	
	$c > 10 d_{\text{гв}}$	$c = 4 d_{\text{гв}}$				
	$15 d_{\text{гв}}$	$25 d_{\text{гв}}$	$4 d_{\text{гв}}$	$3 d_{\text{гв}}$		

новка нагелей (s_1 — расстояние между нагелями вдоль волокон, s_2 — поперек волокон в средних рядах; s_3 — расстояние до крайней грани соединения).

Расчет прочности соединяемых элементов должен выполняться с учетом ослабления сечения нагелями.

§ 31.3. СОЕДИНЕНИЯ НА ГВОЗДЯХ, ШУРУПАХ И ВКЛЕЕННЫХ СТАЛЬНЫХ СТЕРЖНЯХ

Соединения на гвоздях очень простые в изготовлении, но достаточно трудоемки, поэтому их применяют в основном в сооружениях временного типа при построечном изготовлении конструкций временного и вспомогательного назначения. В связи с тем, что гвоздевые соединения обладают большой ползучестью (рост деформаций с течением времени без изменения внешней нагрузки), их применение в строительстве ограничено. При диаметре гвоздей $d_{гв} \leqslant 6$ мм гвоздевые соединения создаются с помощью прямой забивки во все породы древесины, за исключением лиственницы и твердых пород, в которых необходимо предварительно рассверливать гнезда диаметром $d \approx 0{,}9 d_{гв}$, рассверловку используют и при диаметре гвоздей $d > 6$ мм. Несущую способность гвоздевых соединений определяют по тем же формулам, что и для цилиндрических нагелей (31.7)...(31.10).

Забивка гвоздей уплотняет древесину, что повышает ее сопротивляемость смятию поперек волокон. Поэтому несущая способность древесины из условия смятия не зависит от угла наклона действующего усилия к направлению волокон, следовательно, при расчете несущей способности гвоздевых соединений принимают значение $k_\alpha = 1$. Постановка гвоздей в соединении аналогична расположению нагелей (см. рис. 31.3). Минимальные расстояния между гвоздями приведены в табл. 31.1.

При определении несущей способности гвоздевого соединения следует учитывать, что при несквозной (глухой) забивке не разрешается учитывать заостренную часть длиной $1{,}5 d_{гв}$ и в каждом шве теряется еще 2 мм гвоздя (рис. 31.4, *а*). Поэтому расчетное защемление гвоздя (в мм) в соединении находят по формуле

$$a_{гв} = l_{гв} - \Sigma c - 2 n_{ср} - 1{,}5 d_{гв},$$

где $l_{гв}$ — длина гвоздя (мм); Σc — сумма толщин элементов, пробитых насквозь; $n_{ср}$ — количество швов, пробитых гвоздем.

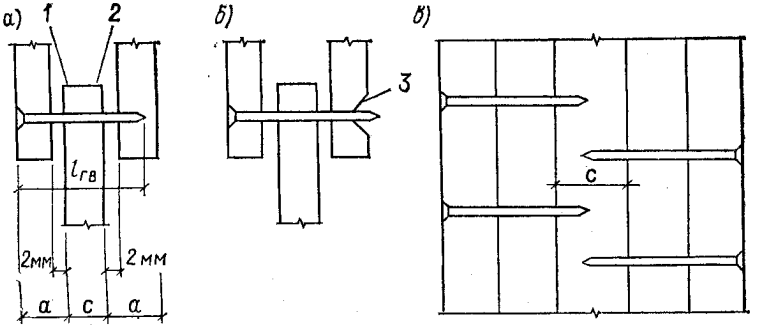


Рис. 31.4. Схемы забивки гвоздей

а — глухая; *б* — сквозная; *в* — встречная; *1*, *2* — первый и второй срезы; *3* — отщеп

Размер $a_{гв}$ должен быть не менее $4d_{гв}$, в противном случае работу конца гвоздя не учитывают. При свободном выходе гвоздя из пакета (при сквозной забивке), толщина последнего элемента уменьшается на $1{,}5d_{гв}$, т. е. на величину слоя древесины, нарушенного гвоздем в результате отщепа (рис. 31.4, *б*). Диаметр гвоздей рекомендуется принимать не менее $^1/_4$ толщины пробиваемых элементов. Иногда в гвоздевых соединениях применяют встречную забивку (рис. 31.4, *в*). При определении ослаблений расчетного сечения соединяемого элемента диаметр отверстия принимается равным диаметру гвоздя. При прямой расстановке гвоздей ослабление учитывают как сумму ослаблений всеми гвоздями ряда, попадающих в расчетное сечение, при шахматной расстановке — как сумму ослаблений гвоздями четных и нечетных полурядов, при расстановке косыми рядами — как сумму ослаблений всеми гвоздями косого ряда, считая их совмещенными в расчетном сечении (рис. 31.3, *г*, *д*, *е*).

Соединения на шурупах и глухарях разрешается применять только в соединениях с накладками из стали или бакелизированной фанеры при условии обеспечения плотной постановки нагелей в отверстия. Плотность обеспечивается сквозным сверлением собранного пакета (через металл и древесину), причем диаметр отверстий должен приниматься равным $0{,}8d$ неразрезанной части винта. Минимальные расстояния между

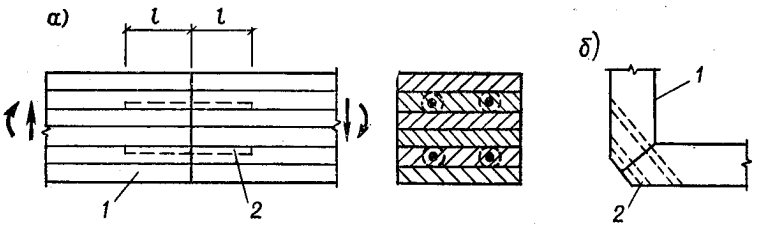


Рис. 31.5. Соединения с вклеенными стержнями
а — продольное; *б* — под углом; *1* — соединяемые элементы; *2* — стержни из стальной арматуры

шурупами и глухарями принимаются такими же, как и для цилиндрических нагелей (см. табл. 31.1), заглубление в древесину должно быть не менее $5d$. Несущую способность шурупов и глухарей вычисляют как для цилиндрических нагелей в односрезных несимметричных соединениях, но определение несущей способности из условия изгиба нагеля принимают $T_u = 2{,}50d^2\sqrt{k_\alpha}$.

Соединения на вклеенных стальных стержнях, работающих на выдергивание и вдавливание, получили широкое распространение в последнее время. Они представляют собой соединения отдельных клееных блоков с помощью вклеенных или наклеенных стальных стержней из арматуры класса А-II и выше; диаметром 12...15 мм (рис. 31.5). Вклеенные в прямоугольные пазы или круглые отверстия, на основе эпоксидных смол, они обеспечивают надежное соединение металла и древесины. Диаметры отверстий и размеры пазов должны быть на 5 мм больше размеров вклеиваемых стержней. Глубина вклеивания принимается по расчету, но не более $30d$ и не менее $10d$, где d — диаметр стержня. Расстояние между стержнями следует назначать не менее $3d$, а до наружных граней не менее $2d$.

§ 31.4. КЛЕЕВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Склеивание древесины — наиболее прогрессивный способ соединения деревянных элементов, соответствующий индустриальному способу изготовления. Наличие водостойких и биостойких строительных клеев (на основе синтетических смол) открыло возможности широкого

использования клееных конструкций в индустриальном строительстве. Клеевые швы относятся к неподатливым соединениям и обеспечивают монолитность конструкций. К достоинствам клееных конструкций относится: возможность компоновки крупноразмерных конструкций из мелкоразмерного сортамента; использование древесины низких сортов в менее напряженных зонах конструкций; отсутствие ослаблений врезками и врубками, надежная работа на сдвиг в швах; возможность автоматизации процессов изготовления конструкций в заводских условиях; незначительная металлоемкость; повышенная огнестойкость вследствие значительной массивности. Недостатками клеевых конструкций считаются: необходимость тщательного контроля изготовления в заводских условиях и сложность изготовления соединений на монтаже.

В настоящее время для создания клееных конструкций используют доски и брусья хвойных пород влажностью не более 12 % и толщиной не более 72 мм в прямолинейных элементах и 33 м — в криволинейных. Применяют дощатые клееные конструкции в сочетании со строительной фанерой, а также с фанерой и сталью. Склеивание ведут под давлением 0,3...0,5 МПа при длительности запрессовки 4...24 ч. Прочность применяемых клеев должна быть не ниже прочности древесины на скалывание вдоль и растяжение поперек волокон.

Клеевые стыки по их расположению и особенностям работы могут быть разделены на поперечные, продольные и угловые (рис. 31.6). Стык по пластям (поперечный) представляет собой клеевое соединение досок пластями. Применяется для создания клеедеревянных элементов требуемой высоты сечения и для обеспечения их изогнутой формы по длине, поскольку препятствует распрямлению изогнутых досок в элементе, воспринимая скалывающие напряжения, а также при изгибе от нагрузок. Стык по кромкам представляет собой клеевое соединение досок кромками. Применяется при изготовлении клеедеревянных элементов с шириной сечений, большей, чем ширина отдельных досок. По высоте сечения эти стыки располагаются обыкновенно вразбежку. В этих стыках не возникает значительных скалывающих напряжений. Стык по пластям и кромкам представляет собой клеевое соединение пласти одной доски с кромкой другой. Он применяется при изготовлении клеедеревян-

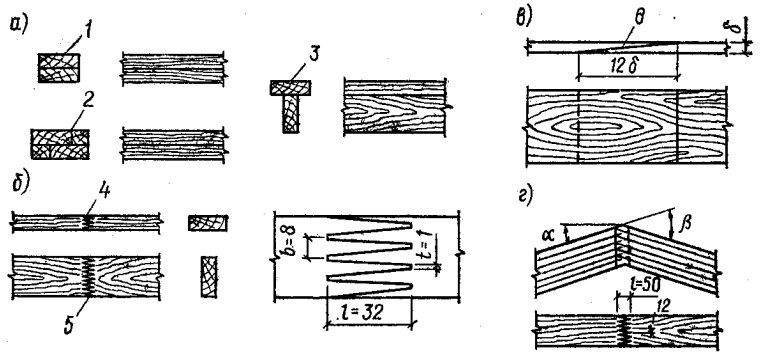


Рис. 31.6. Клеевые соединения

а — поперечные стыки; *б* — продольные стыки; *в* — угловой стык; *1* — стыки по пластям; *2* — по кромкам; *3* — по пласти и кромке; *4* — зубчатый шип; *5* — усовой стык фанеры; *6* — угловой вубчатый шип

ных элементов тавровой, двутавровой и рельсовидной форм малых сечений со стенками из досок на ребро. В нем тоже возникают напряжения скалывания при изгибе.

Зубчатый шип представляет собой клеевое соединение концов досок по зубчатой поверхности в виде ряда острых клиньев, выходящих на пласти или кромки досок. Такая форма придается концам досок наборной зубчатой фрезой на фрезерном станке. Зубчатый шип характеризуется тремя параметрами — длиной зубьев l, шириной их у основания t и шириной у вершины — затуплением b. Длина зубьев обычно не превышает толщины досок, а другие параметры обеспечивают необходимый уклон зубьев по отношению к оси досок не более 1 : 8 и затупление не более 1 мм. Только такие параметры обеспечивают необходимую прочность стыка в элементах несущих конструкций. Параметры зубчатого шипа, применяемого в большинстве случаев, приведены на рис. 31.6, *б*. Зубчатый шип экономически очень эффективен, поскольку имеет малую длину, позволяет соединять короткие доски и может изготовляться автоматически. Продольные стыки отдельных досок в пакете следует располагать вразбежку. В одном сечении клееного элемента разрешается стыковать не более 25 % всех досок или брусьев.

Поперечные сечения клееных конструкций бывают прямоугольные, двутавровые, коробчатые и др. Клеефанерные элементы применяют в виде панелей покрытий двутавровых сечений балок, арок, рам и других несущих конструкций с фанерной стенкой. В несущих фанерных панелях фанеру приклеивают к каркасу из досок или брусьев. Стыки фанеры в сжатых полках следует тщательно приторцовывать и сажать на клей.

§ 31.5. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КРЕПЛЕНИЯ

В деревянных конструкциях применяют две группы металлических креплений: 1) растянутые связи — гвозди и винты (шурупы и глухари), работающие на выдергивание, болты, и тяжи, работающие на растяжение; 2) вспомогательные металлические крепления — стяжные болты, хомуты, штыри, скобы и т. д., которые устанавливают конструктивно для восприятия усилий, возникающих при перевозке и монтаже. Все виды связей должны воспринимать расчетные усилия и быть защищены от коррозии. Металлические связи на растяжение рассчитывают в соответствии с требованиями норм и проектирования и расчета металлических конструкций. Наиболее широко металлические связи используют при возведении построечных конструкций и в меньшей степени — в заводских условиях.

Гвозди, сопротивляющиеся выдергиванию, разрешается использовать только во второстепенных элементах настилов, подшивках потолков и т. д. Запрещается применять гвозди, забитые в торец или заранее просверленные отверстия, а также в случае динамических воздействий на конструкцию. Длина защемленной части гвоздя должна быть не менее $10d$ или двух толщин пробиваемого элемента. В свою очередь, толщина прибиваемой доски должна быть не менее $4d$. Расстановка гвоздей аналогична ранее изложенной. Шурупы и глухари удерживаются в древесине не только силами трения, но и упором винтовой нарезки в прорезаемые в древесине винтовые желобки. При работе на выдергивание шурупы расставляют так, чтобы расстояние между винтами в продольном направлении составляло $s_1 = 10d$, в продольном — $s_2 = s_3 = 5d$.

При статическом приложении внешней нагрузки расчетную несущую способность на выдергивание одного гвоздя или винта определяют по формуле

$$T_{выд} \leqslant \pi d l_{защ} R_{выд}, \qquad (31.11)$$

где d — диаметр гвоздя или наружный диаметр нарезной части винта; $l_{защ}$ — расчетная длина гвоздя или длина нарезной части винта; $R_{выд}$ — расчетное сопротивление выдергиванию (принимаемое для гвоздевого соединения при воздушно-сухой древесине — 0,3 МПа, при сырой — 0,1 МПа, для винтового соединения при воздушно-сухой древесине — 1 МПа).

Болты и тяжи — растянутые металлические элементы применяются в качестве анкеров, подвесок, растянутых элементов металлодеревянных конструкций, а также затяжек арочных и сводчатых конструкций. Диаметр тяжей и болтов должен быть не менее 12 мм. Под гайки и головки болтов необходимо устанавливать шайбы для предупреждения местного смятия древесины. При необходимости создания предварительного натяжения используют натяжные муфты с разносторонней резьбой. Стяжные болты имеют преимущественно монтажное значение и применяются для плотного стягивания соприкасающихся элементов. Используют их во врубках и нагельных соединениях.

Скобы из круглой или квадратной стали толщиной 10... 18 мм применяют как вспомогательные фиксирующие связи в сооружениях из брусьев или круглого леса в мостовых опорах, лесах, бревенчатых фермах и т. д. Скобы обычно забивают в древесину без предварительного сверления отверстий. Хомуты отличаются от скоб тем, что полностью охватывают конструкцию, они могут быть П-образными и кольцевыми. Хомуты применяют для изготовления построечных конструкций на строительной площадке из бревен или брусьев (обычно при сопряжении стоек с насадками). Штыри представляют собой стержни из арматурной стали диаметром 16...30 мм, которые вставляют в заранее просверленные отверстия меньшего диаметра. Их применяют при стыках стоек или свай в торец, а также в узлах сопряжения стоек с насадками и некоторых других случаях.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите основные виды соединений деревянных конструкций.
2. Что такое врубки, как выполняется расчет лобовой врубки?
3. Что такое нагели, как они классифицируются, к какому типу соединений относятся?
4. Как выполняется расчет нагельных соединений?
5. Как выполняются соединения на гвоздях, шурупах и вклеенных стальных стержнях?
6. Какие правила расстановки нагелей и гвоздей Вы знаете?
7. Охарактеризуйте клеевые соединения, приведите их преимущества и недостатки.
8. Укажите типы клеевых стыков и клеевых соединений?
9. Перечислите типы металлических креплений, используемых при соединении деревянных конструкций.
10. Каковы преимущества и недостатки металлических креплений.

Глава 32. Деревянные конструкции зданий и сооружений

§ 32.1. НАСТИЛЫ

Настилы покрытий используют в качестве несущих и ограждающих элементов деревянных покрытий. На их изготовление идет до 70 % общего объема древесины, используемой при сооружении деревянных конструкций покрытий. Экономное проектирование деревянных настилов во многом определяет экономическую эффективность покрытия в целом. Настилы служат основанием водо- и теплоизоляционных слоев покрытия. Они принимают участие в обеспечении устойчивости основных несущих конструкций в целом и в восприятии основных вертикальных и ветровых нагрузок.

Конструкция настила зависит от типа кровли и теплоизоляционных свойств покрытия (рис. 32.1). При рулонной кровле настил должен иметь сплошную ровную дощатую или фанерную поверхность, на которую непосредственно можно наклеивать рулонный ковер. Утеплитель при этом может быть жестким и расстилаться поверх настила под кровлей или быть мягким и располагаться в полостях, как в клеефанерных плитах. При чешуйчатой кровле в виде волнистых листов асбестоце-

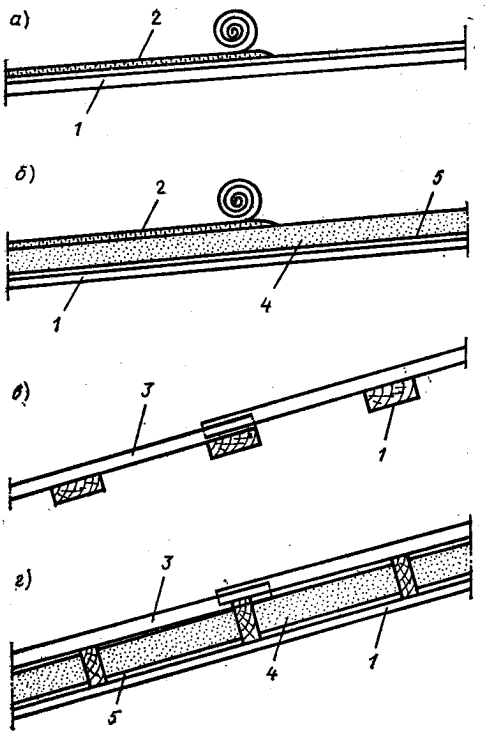


Рис. 32.1. Дощатые покрытия

а — неутепленное под рулонную кровлю; *б* — то же утепленное; *в* — неутепленное, обрешетка подасбестоцементную кровлю; *г* — то же, утепленное; *1* — настил; *2* — рулонная кровля; *3* — асбестоцементная кровля; *4* — утеплитель; *5* — пароизоляция

мента, стеклопластика или черепичных плиток настил должен иметь для них отдельные опоры в виде досок или брусьев обрешетки или открытых ребер клеефанерных плит. Утеплитель при этом может быть мягким и располагаться между брусками обрешетки или между ребрами клеефанерных плит. С чешуйчатой кровлей особенно эффективно применение деревянных покрытий, так как она паропроницаема, способствует высыханию древесины и препятствует ее загниванию. Деревянные настилы делятся на два основных вида — дощатые и клеефанерные.

Дощатые настилы — наиболее распространенный вид деревянных настилов. Их можно изготовлять как в цехах деревообрабатывающих предприятий, так и в небольших мастерских на строительных площадках. Для их изготовления можно применять древесину 2-го и

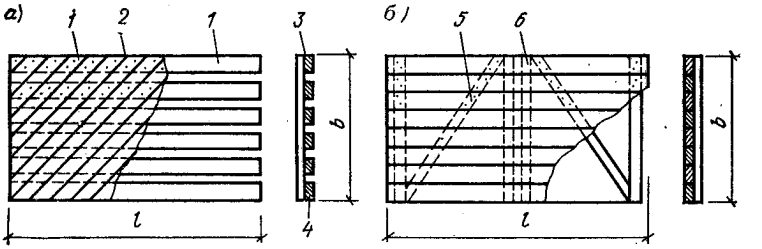


Рис. 32.2. Дощато-гвоздевые щиты настилов покрытий

а — щит двойного перекрестного настила; *б* — щит однослойного раскосного настила; *1* — доски; *2* — гвозди; *3* — косой защитный настил; *4* — разреженный рабочий настил; *5* — раскосы; *6* — поперечный

3-го сортов, поскольку местные дефекты настилов не снижают прочности покрытия в целом. Поэтому такие настилы имеют относительно невысокую стоимость. Основные недостатки этих настилов — трудоемкость изготовления и ограниченная несущая способность. Дощатые настилы изготовляют из досок на гвоздях и укладывают на прогоны или основные несущие конструкции покрытий при расстоянии между ними не более 3 м. Рабочие доски настилов должны иметь длину, достаточную для опирания их не менее чем на три опоры с целью увеличения их изгибной жесткости по сравнению с однопролетным опиранием. Основные типы дощатых настилов — разреженный и двойной перекрестный.

Разреженный настил, или обрешетка, представляет собой несплошной ряд досок, уложенных с шагом, определяемым шипом кровли и расчетом. Зазоры между кромками досок для их лучшего проветривания должны быть не менее 2 см. Для ускорения сборки этот настил целесообразно собирать из заранее изготовленных плит, щитов, соединенных снизу поперечинами и раскосами, с габаритами, увязанными с расстановкой опорных конструкций с учетом условий транспортирования.

Двойной перекрестный настил (рис. 32.2, *а*) состоит из двух слоев: нижнего — рабочего и верхнего — защитного. Рабочий настил представляет собой разреженный или сплошной ряд более толстых досок и несет на себе все нагрузки, действующие на покрытие. Защитный настил представляет собой сплошной ряд досок минимальной толщины 16 м и шириной 100 мм. Их укладывают на рабочий настил под углом 4...60° и кре-

пят к нему гвоздями. Защитный настил образует необходимую сплошную поверхность, обеспечивает совместную работу всех досок настила, распределяет сосредоточенные нагрузки на полосу рабочего настила шириной 50 см и защищает кровельный ковер от разрывов при короблении и растрескивании более толстых и широких досок рабочего настила. Двойной перекрестный настил имеет значительную жесткость в своей плоскости и служит надежной связью между прогонами и основными несущими конструкциями покрытия. Этот настил тоже целесообразно собирать из заранее изготовленных крупных плит и щитов. Применяются также настилы из сплошных однослойных щитов, соединенных снизу раскосами и поперечинами, имеющими меньшую жесткость, чем двойные (рис. 32.2, *б*).

Расчет настилов выполняется на поперечный изгиб по схеме двухпролетной балки при двух сочетаниях нагрузок:

первое — от собственного веса покрытий и снеговой нагрузки на прочность по I группе предельных состояний:

$$\sigma_{max} = M_{max}/W_{нт} \leqslant R_u, \qquad (32.1)$$

где

$$M_{max} = (g + p)\cos\alpha l^2/8; \qquad (32.2)$$

на жесткость по II группе

$$f/l = (g_n + p_n)\cos\alpha l^3/180EI \leqslant [f/l]. \qquad (32.3)$$

Второе — от собственного веса покрытия и сосредоточенной нагрузки в одном пролете $F = 1$ кН. Расчет выполняется на прочность по формуле (32.1) на максимальный изгибающий момент

$$M_{max} = 0{,}07gl^2 + 0{,}207Fl$$

(g — собственный вес покрытия).

В условиях современного индустриального строительства кровельные покрытия чаще всего изготовляют из сборных щитов и плит, что существенно упрощает монтаж и сокращает расход материалов. В настоящее время широко применяют два типа плит: дощато-гвоздевые щиты, состоящие из брусчатого каркаса, обшитого досками, и клеефанерные щиты и плиты с обшивкой из водостойкой фанеры, приклеенные к деревянному каркасу (рис. 32.3).

Клеефанерные плиты выполняют функции настила и прогонов. Они характеризуются малой массой при зна-

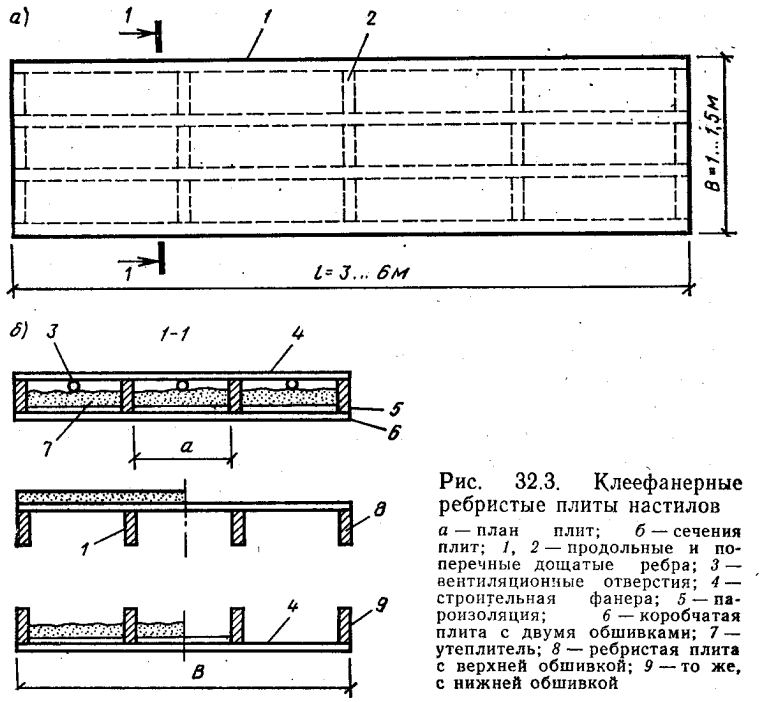


Рис. 32.3. Клеефанерные ребристые плиты настилов

а — план плит; *б* — сечения плит; *1*, *2* — продольные и поперечные дощатые ребра; *3* — вентиляционные отверстия; *4* — строительная фанера; *5* — пароизоляция; *6* — коробчатая плита с двумя обшивками; *7* — утеплитель; *8* — ребристая плита с верхней обшивкой; *9* — то же, с нижней обшивкой

чительной несущей способности благодаря расположению несущих элементов (обшивок) в зонах действия максимальных нормальных напряжений при изгибе. В своей плоскости они имеют большую жесткость. Поверхности плит, обращенные внутрь помещения, следует покрывать огнезащитными составами для повышения их огнестойкости. Каркас плит состоит из продольных и поперечных досок — ребер, толщиной не менее 2,5 см. Продольные — рабочие, сплошные по длине ребра ставятся на расстоянии не более 50 см друг от друга из условий работы обшивок на изгиб от сосредоточенных грузов. Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более 1,5 м, как правило, в местах расположения стыков фанеры и прерываются в местах пересечений с продольными ребрами.

Обшивка состоит из листов фанеры повышенной водостойкости толщиной не менее 8 мм, состыкованных по длине соединениями на ус. Обшивки склеивают с карка-

сом в таком положении, при котором направления наружных волокон фанеры и древесины продольных ребер совпадают для того, чтобы фанера работала в направлении своей большей прочности и жесткости. Клеефанерные плиты опираются на основные несущие конструкции при ширине опорных площадок не менее 5,5 см. Их прикрепляют к опорам и соединяют кромками между собой шурупами или гвоздями, чтобы обеспечить их совместные прогибы при нагружении. Плиты подразделяются на коробчатые, ребристые обшивкой вверх и ребристые обшивкой вниз.

Коробчатые клеефанерные плиты применяют в утепленных покрытиях с рулонной кровлей и гладким потолком. Они имеют двусторонние обшивки, образующие вместе с ребрами ряд полостей, в которых по слою пароизоляции укладывается утеплитель. Полости всех плит настила соединяют отверстиями в единую вентиляционную прослойку, сообщающуюся с наружным воздухом в карнизах и коньке покрытия, которая обеспечивает осушающий режим работы настила. Первый нижний слой рулонного ковра наклеивают на верхнюю обшивку при изготовлении для предохранения плит от увлажнения при транспортировании и монтаже, а верхние слои — после сборки покрытия.

Ребристые клеефанерные плиты с одной верхней обшивкой применяют в холодных и утепленных покрытиях с рулонной кровлей без гладкого потолка. Жесткий утеплитель и рулонный ковер укладывают поверх обшивки, или любой утеплитель прикрепляют снизу. Ребристые клеефанерные плиты с одной нижней обшивкой вниз применяют в утепленных и холодных покрытиях с чешуйчатой кровлей, например, из волнистых асбестоцементных листов. Листы кровли укладывают по продольным ребрам, а утеплитель размещают по обшивке между ребрами.

Рассчитывают клеефанерные плиты по прочности и прогибам при изгибе по схеме однопролетной шарнирно опертой балки на нормальные составляющие нагрузок от собственного веса g и снега s, отнесенных к их полной ширине: $g=g+s$. От суммы этих двух нагрузок определяют изгибающие моменты, поперечные силы и максимальные прогибы.

Расчет выполняется на прочность растянутой обшивки плит

$$M_{max}/W_{пр} \leqslant m_{ф} R_{фс}, \qquad (32.4)$$

где M_{max} — максимальный расчетный изгибающий момент; $m_ф$ — коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерной обшивки; $R_{фс}$ — расчетное сопротивление фанеры растяжению; $W_{пр}$ — приведенный момент сопротивления поперечного сечения

$$W_{пр} = I_{пр}/y_o, \qquad (32.5)$$

здесь y_o — расстояние от центра тяжести сечения до внешней грани плиты; $I_{пр}$ — момент инерции сечения, приведенного к фанере;

$$I_{пр} = I_ф + I_д(E_д/E_ф), \qquad (32.6)$$

$I_ф$ — момент сопротивления поперечных сечений фанерных обшивок; $I_д$ — то же, деревянных ребер каркаса панели; $E_д/E_ф$ — отношение модулей деформаций древесины и фанеры.

Проверяют выполнение условия скалывания древесины обшивки по клеевому шву в месте примыкания к ребрам

$$\tau = QS_{пр}/I_{пр}\,b_{расч} \leqslant R_{ск}, \qquad (32.7)$$

где Q — расчетная поперечная сила; $S_{пр}$ — статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси; $b_{расч}$ — расчетная ширина сечения, равная суммарной ширине ребер каркаса; $R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию.

Кроме того, проверяют устойчивость сжатой обшивки плит, ее прочность, местный изгиб от сосредоточенной силы $F=1$ кН, а также выполняют расчет жесткости панели по предельному прогибу. Расчетные сечения настилов, щитов и панелей должны быть подобраны таким образом, чтобы выполнялись все расчетные условия (32.1), (32.2), (32.4) и (32.7).

§ 32.2. БАЛКИ ДЕРЕВЯННЫЕ

Цельнодеревянные балки представляют собой отдельные брусья, толстые доски, устанавливаемые на кромки, и окантованные бревна, имеющие необходимые сечения и длины. Их основные преимущества — малая трудоемкость изготовления и относительно низкая стоимость по сравнению с прочими деревянными конструкциями. Ввиду ограниченности сечений и длин лесоматериалов такие балки применяют при пролетах, не превышающих 6 м, и при относительно небольших нагрузках. Деревянные балки используют в качестве несущих конструкций настилов покрытий, междуэтажных перекрытий, рабочих площадок платформ и в других деревянных конструкциях.

Балки покрытий применяют в зданиях с шириной помещений не более 6 м. Их ставят наклонно вдоль скатов кровли с шагом не более 3 м и опирают на стены и стропильные конструкции покрытий. Деревянные балки покрытий работают и рассчитываются на изгиб как однопролетные балки, шарнирно опертые на опоры разной высоты. При расчете таких балок удобно в качестве пролета l принимать проекцию расстояния между их опорами L. При угле наклона ската покрытия α этот пролет будет равным: $l = L\cos\alpha$.

Нагрузка на балку покрытия обычно распределена равномерно. Эта нагрузка складывается из постоянной нагрузки от собственного веса всех элементов покрытия и снеговой нагрузки s. Постоянную нагрузку удобно относить к горизонтальной проекции покрытия с целью унификации ее со снеговой. Для этого она должна быть поделена на косинус угла наклона покрытия α.

При шаге балок B нагрузку на балку определяют из выражения $q = (g/\cos\alpha + s)B$. От этой нагрузки в сечениях балки возникает максимальный изгибающий момент $M = ql^2/8$. Кроме этого, в сечениях балки возникает обычно небольшая продольная сила N. Она является сжимающей, если нижняя опора шарнирно неподвижна, и растягивающей, если шарнирно неподвижная — верхняя опора. При обычных уклонах покрытия, не превышающих $i \leqslant 1/4$, эти продольные силы малы, почти не влияют на несущую способность балки и не учитываются.

Проверка несущей способности балок по нормальным напряжениям при изгибе, подбор сечений и проверка прогиба проводятся по формулам расчета изгибаемых элементов. Цельнодеревянные балки не требуют обычно проверки скалывающих напряжений ввиду их незначительной величины. При их расчете по прогибам нет необходимости учитывать прогиб от скалывающих напряжений ввиду его малости и проверять устойчивость плоской формы деформирования, которая, как правило, бывает обеспечена.

Однопролетные прогоны являются несущими конструкциями скатных покрытий. Они представляют собой горизонтальные ряды брусьев или бревен, расположенные вдоль скатов покрытия и опертые на верхние кромки основных несущих конструкций покрытия торцовых и поперечных стен здания, наклонные под углом

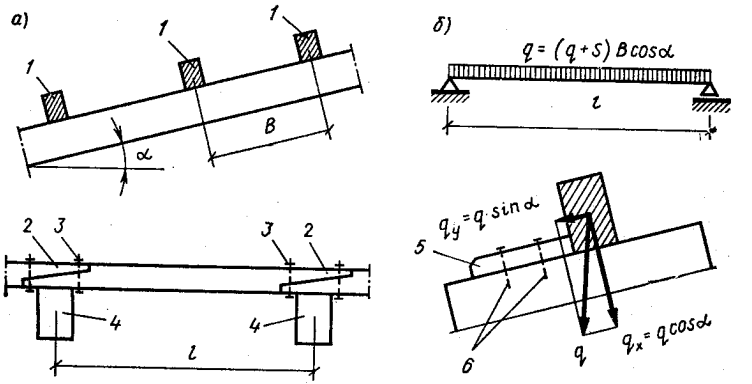


Рис. 32.4. Брусчатые прогоны покрытий

а — прогоны; *б* — расчетные схемы: *1* — брусья; *2* — стыки; *3* — болты; *4* — основные несущие конструкции; *5* — бобышки; *6* — гвозди

к горизонту. Прогоны соединяются между собой по длине при помощи косого прируба или дощатых накладов и болтов (рис. 32.4). К опорам прогоны крепятся посредством бобышек — коротких отрезков толстых досок или стальных уголковых коротышек и гвоздей или винтов. Эти крепления препятствуют сползанию прогонов вниз по скату опор.

Однопролетные прогоны работают и рассчитываются на изгиб как однопролетные шарнирно опертые балки, оси сечений которых расположены наклонно к горизонтальной плоскости. Прогоны, не закрепленные в настиле от изгиба в плоскости скатов покрытия, работают и рассчитываются на косой изгиб как горизонтальные однопролетные шарнирно опертые балки пролетом l, равным шагу основных несущих конструкций. Нагрузка на прогоны, как правило, равномерно распределена и состоит из собственного веса элементов покрытия, отнесенного к горизонтальной проекции покрытия, и веса снега s. При шаге прогонов B эта нагрузка $q=(g/\cos\alpha+s)B$. Максимальный изгибающий момент M возникает в середине пролета прогона и определяется по формуле $M=ql^2/8$. Этот изгибающий момент делится геометрически на нормальную и скатную составляющие, перпендикулярную и параллельную плоскость ската: $M_x=M_{\cos\alpha}$ и $M_y=M_{\sin\alpha}$. Косой изгиб существенно увеличивает требуемые размеры сечений прогонов. Поэтому в некоторых случаях прогоны объединяют в решетчатые щи-

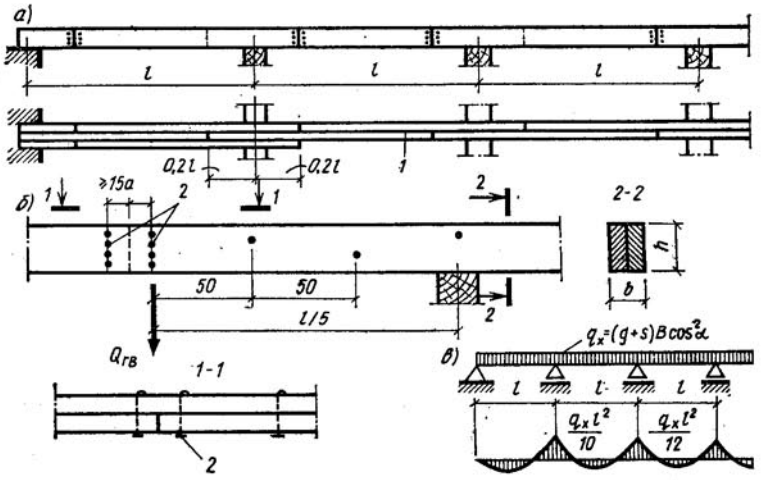


Рис. 32.5. Дощато-гвоздевые прогоны покрытий
а — общий вид; *б* — стыки; *в* — расчетная схема; *1* — доски; *2* — гвозди

ты, соединенные дощатыми раскосами и стойками. При этом прогоны в направлении скатов покрытия и соответственно скатные составляющие изгибающих моментов и размеры сечений прогонов существенно уменьшаются.

Крепление прогонов к основным несущим конструкциям рассчитывают на действие скатных составляющих опорных давлений R_x. При нагрузке на прогон q, пролете l и угле наклона покрытия составляющая опорного давления двух прогонов $R_x = ql \sin \alpha$. Если прогоны закреплены в настиле покрытия от изгиба в плоскости его скатов, они работают и рассчитываются на изгиб только в плоскости, нормальной плоскости скатов. Этот расчет производится так же, как и изгибаемых элементов, на нормальные составляющие нагрузок от собственного веса и снега.

Дощато-гвоздевые спаренные прогоны (рис. 32.5) являются многопролетными неразрезными. Они состоят из двух рядов досок толщиной не менее 4 см, соединенных пластями при помощи гвоздей. Крайние пролеты этих прогонов, включая сечение над второй опорой, где действуют большие, чем в среднем, изгибающие моменты, усиливаются третьей доской. Они устанавливаются в скатных покрытиях поперек скатов с шагом не более 1,5 м и опираются на наклонные верхние

кромки основных несущих конструкций и поперечных стен зданий так же, как и однопролетные брусчатые прогоны. Так же как и те, они крепятся к опорам от перемещений вниз по скатам покрытий.

Концы досок каждого ряда соединяют гвоздевыми расчетными стыками. Стыки соседних рядов досок располагают по длине прогона вразбежку на расстояниях, равных $^1/_5$ длин пролетов от опор там, где изгибающие моменты имеют значения, близкие к нулевым. При этом накладкой в каждом стыке является соседняя цельная доска. Между стыками соседние доски соединяются гвоздями через каждые полметра.

Дощато-гвоздевые прогоны применяют только в сочетании с настилами, например перекрестными, воспринимающими скатные составляющие нагрузок и предупреждающими возникновение косого изгиба, на которые эти прогоны работают ненадежно. Дощато-гвоздевые прогоны требуют меньшего расхода древесины, чем брусчатые, но их изготовление значительно более трудоемко. Дощато-гвоздевые спаренные прогоны работают и рассчитывают на изгиб от действия только нормальных к скату покрытия равномерно распределенных нагрузок от собственного веса всех элементов покрытия g и веса снега s. При шаге прогонов B и угле наклона покрытия α эту нагрузку определяют из выражения

$$q = (g/\cos\alpha + s)\cos^2\alpha.$$

Расчетной схемой дощато-гвоздевого прогона является горизонтальная многопролетная неразрезная шарнирно опертая балка с равными пролетами. Максимальные изгибающие моменты в ней возникают в сечениях над средними опорами, они принимаются равными $M = ql^2/12$ и над вторыми от концов прогона опорами $M_1 = ql^2/10$. Подбор сечения и проверка нормальных напряжений при изгибе производится по максимальному моменту на промежуточных опорах. Сечение над вторыми от концов опорами усиливается третьей доской, и там, как правило, возникают напряжения, которые значительно меньше, чем расчетные.

По прогибам от нормативных значений нагрузок $q^н$ проверяют только первые от конца пролета прогоны, в которых относительный прогиб — наибольший. Проверяют его по формуле

$$f/l = (2{,}5/384)\, q^н l^3/(EI) < [f/l] = 1/200, \qquad (32.8)$$

где I — момент инерции определяется по размерам сечений с учетом трех досок.

Гвозди в стыке досок прогонов рассчитывают на восприятие поперечной силы в месте расположения

$$Q = M_{оп}/2a, \qquad (32.9)$$

где $M_{оп}$ — опорный изгибающий момент; a — расстояние от центра гвоздевого забоя до опоры.

Количество односрезных гвоздей с каждой стороны стыка находят из выражения

$$n = Q/T_{гв} = M_{оп}/(2aT_{гв}), \qquad (32.10)$$

здесь $T_{гв}$ — несущая способность одного гвоздя.

Расчеты несущих настилов, обрешетки и прогонов выполняются только на нормальные к ним составляющие нагрузок, при этом считается, что скатная (горизонтальная) составляющая воспринимается косыми настилами или панелями покрытий.

§ 32.3. СОСТАВНЫЕ БАЛКИ

Из-за ограниченности сортамента древесины под заданный пролет и нагрузку в практике строительства часто нельзя применять конструкцию из цельной древесины, поэтому приходится использовать составные балки (рис. 32.6). Простое объединение отдельных элементов в составное сечение не приведет к ожидаемому результату, так как в силу отсутствия связи между элементами пакета в результате сдвига по шву каждый будет работать самостоятельно, а суммарная прочность и деформативность пакета будет меньше, поскольку в этом случае момент инерции и сопротивления $I=n(bh^3/12)$ и $W=n(bh^2/6)$ будет значительно меньше моментов инерции и сопротивления монолитного пакета $I=nbh^3/12 \ll I = b(nh^3)/12$, $W=nbh^2/6 \ll W = b(nh^2)/6$. Чтобы обеспечить совместную работу отдельных элементов (брусьев, бревен, досок), в поперечном сечении составной балки используют специальные связи, которые разделяют на жесткие и податливые. К жесткому типу связей относятся клеевые соединения, не допускающие развития сдвига в швах, и все сечение будет работать как монолитное. К податливым связям относятся нагели и гвоздевые соединения.

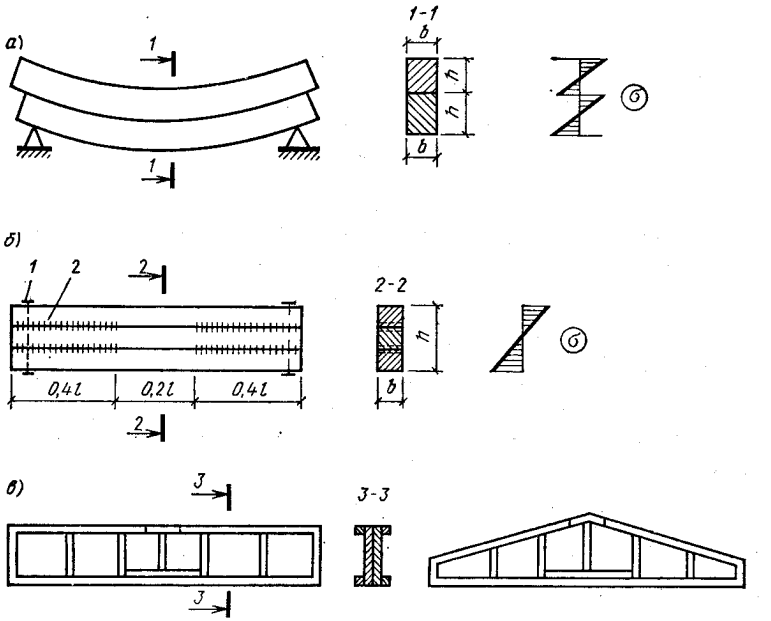


Рис. 32.6. Составные балки

а — простая составная балка; *б* — балка на пластинчатых нагелях; *в* — двутавровая балка с дощатой перекрестной стенкой

Двутавровая балка с дощатой перекрестной стенкой на гвоздях состоит из поясов (две доски, а при значительной нагрузке — два бруса), охватывающих стенку из двух слоев досок, расположенных под углом 45° друг к другу. Стенку и пояса скрепляют гвоздями, которые забивают с двух сторон. Перекрываемые пролеты имеют размер 4...6 иногда до 12 м. Данный вид балки очень трудоемок в изготовлении. Балки могут иметь параллельные пояса, бывают двускатные и односкатные.

Расчет прочности составных балок с податливыми связями ведут по формуле

$$M/k_w W_{д(нг)} \leqslant R_u, \qquad (32.11)$$

где M — момент от расчетного сочетания нагрузок; k_w — коэффициент податливости соединения, учитывающий снижение прочности по сравнению с монолитным сечением; $W_{д(нг)}$ — момент сопротивления сечения с учетом ослаблений; R_u — сопротивление древесины изгибу.

При расчете по второй группе предельных состояний:

$$f/l = (5/384)\,[(g_n + p_n)\,l^3/Ek_ж\,I_нг] \leqslant [f/l], \qquad (32.12)$$

где $k_ж$ — коэффициент, учитывающий податливость соединения; $I_нг$ — момент инерции сечения с учетом ослаблений.

Величину требуемого строительного подъема находят из выражения

$$f_стр = l\delta n_ш/2h_0, \qquad (32.13)$$

здесь l — длина балки; δ — расчетная деформация, принимаемая для нагелей=0,2 см; $n_ш$ — число шагов в балке; h_0 — расстояние между осями крайних элементов поперечного сечения.

§ 32.4. КЛЕЕДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ

Клеедеревянные балки из досок, склеенных синтетическим водостойким клеем, являются основным видом составных балок заводского изготовления. Размеры и форма сечений этих балок могут быть практически любыми, независимо от ограничений сортамента пиломатериалов. Древесина клеедеревянных балок после искусственной сушки дольше сопротивляется загниванию, чем древесина, не прошедшая подобной сушки. Клеевые соединения, жесткие и стойкие против увлажнения, обеспечивают монолитность балок. Клеедеревянные сплошные балки имеют, как правило, повышенный по сравнению с неклеевыми деревянными элементами предел огнестойкости.

Балки прямоугольных сечений, склеиваемые из досок плашмя, получили наибольшее распространение в строительстве. Их применяют главным образом в качестве основных несущих конструкций производственных, сельскохозяйственных, промышленных и общественных зданий. Используют их также в качестве прогонов, пролеты и нагрузки которых не позволяют применять цельнодеревянные прогоны, а также в качестве главных балок междуэтажных перекрытий, балок мостов и в других деревянных конструкциях. В отечественном строительстве применяют клеедеревянные балки пролетом до 24 м.

За рубежом имеются примеры использования клеедеревянных балок при пролетах до 30 м.

Клеедеревянные балки изготовляют из сосновой и еловой древесины и в меньших объемах — из лиственничной. В настоящее время исследуют клеедеревянные

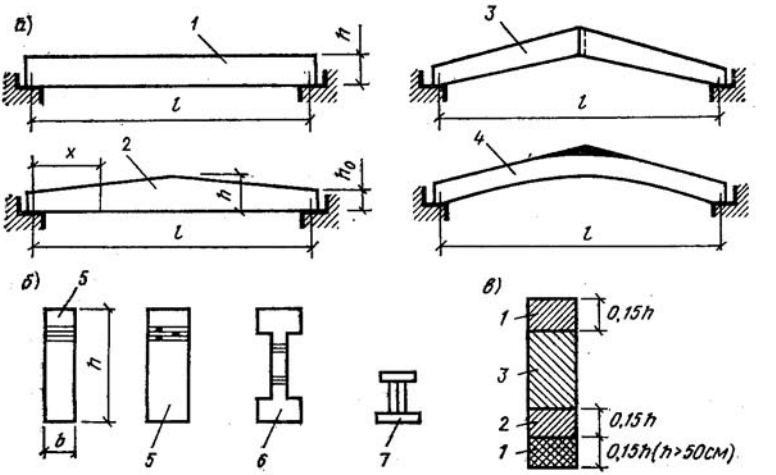


Рис. 32.7. Клеедеревянные балки

а — типы балок; *б* — типы сечений; *в* — сорта качества досок; *1* — односкатная балка; *2* — двускатная; *3* — то же, зубчато-стыкованная; *4* — гнутоклееная; *5* — прямоугольное сечение; *6* — двутавровое сечение; *7* — рельсовидное сечение

балки комбинированной конструкции. В таких балках наиболее прочная древесина, например лиственница, располагается в крайних, самых напряженных зонах сечений, а в средних, менее напряженных зонах, размещается менее прочная древесина (например, кедр, пихта или даже осина). Такие балки имеют не меньшую несущую способность, но существенно меньшую стоимость.

Сечения клеедеревянных балок имеют в большинстве случаев ширину не более 16,5 см, что позволяет изготовлять их из цельных по ширине досок. Балки большей ширины выполняют из менее широких досок, склеенных между собой кромками. Расположены эти стыки вразбежку по высоте, что увеличивает трудоемкость их изготовления. Ширина сечения таких балок принимается обычно не менее $^1/_6$ их высоты для большей устойчивости их из плоскости изгиба. Высота сечения балок определяется расчетом и находится в пределах $^1/_{10}$—$^1/_{15}$ пролета, ее увязывают с толщиной досок после фрезерования.

Форма дощато-клееных балок по длине (рис. 32.7) может быть прямоугольной, односкатной, сегментной и двускатной, постоянной и переменной высоты. Прямоугольные и сегментные балки имеют, как правило, по-

стоянную по длине высоту. Двускатные трапециевидные балки имеют переменную высоту, получаемую при склеивании досок уменьшающейся кверху длины. Двускатные ломаные балки собирают из двух прямых элементов, соединенных в коньке зубчатым соединением. Двускатные гнутые балки имеют выгиб в зоне конька. Высота балок переменного сечения на опорах должна быть не менее 0,4 высоты сечения в середине длины. Балки склеивают из досок толщиной не более 44 мм. Применение более тонких досок несколько увеличивает несущую способность балок вследствие меньшего влияния их коробления, но приводит к повышению трудоемкости изготовления и расхода клея. Доски перед склеиванием фрезеруют по пластям на 2,5...3,5 мм, а после склеивания кромки балок фрезеруют в среднем на 5 мм.

Располагают доски по высоте сечения балок таким образом, чтобы древесина самого высокого качества размещалась в наиболее напряженных нижней и верхней зонах. В балках с высотой сечения более 50 см доски растянутой нижней зоны (0,15 высоты сечения балки) относятся к 1-му сорту, доски сжатой и следующей по высоте растянутой и сжатой зон такой же толщины относятся ко 2-му сорту и доски средней зоны — к 3-му сорту. В балках высотой до 50 см доски растянутой и сжатой зон относятся ко 2-му сорту, так как эти зоны имеют относительно меньшую высоту. По длине все доски клеедеревянных балок стыкуются на зубчатое соединение, имеющее равную прочность с древесиной 1-го сорта. Стыки должны располагаться по длине и вразбежку — в соседних слоях. Практически при заводском изготовлении балок все эти требования соблюдаются автоматически.

Клеедеревянные балки двутаврового и рельсовидного сечения из досок плашмя состоят из стенки шириной не менее 80 мм и двух полок шириной не более двойной ширины стенки. Их применяют при тех же пролетах, что и балки прямоугольного сечения. По условиям технологии изготовления они имеют постоянное сечение по длине. Малогабаритные клееные балки состоят из стенки из одной или двух досок на ребро и двух полок одинаковой и разной ширины из досок плашмя. Применяют их при пролетах до 7 м.

Двутавровые балки рассчитывают с учетом влияния двутавровой формы сечения на их несущую способность

и жесткость. При расчете по прочности момент сопротивления их сечения W снижается дополнительно коэффициентом формы сечения $m_ф$, который зависит от отношения ширины стенки $b_{ст}$ к ширине полки $b_п$ и колеблется от 0,9 (при отношении 0,5) до 0,75 (при отношении 0,25). Применение дощато-клееных балок двутаврового сечения ограничивается тем, что технология их изготовления существенно сложнее, чем балок прямоугольного сечения, что экономически не оправдывается получаемой некоторой экономией материала.

Клеефанерные балки состоят из фанерных стенок, дощатых полок и ребер, склеенных между собой. Они имеют ту же область применения, что и дощато-клееные балки, но отличаются от них значительно меньшими массой и расходом древесины, требуемым при их изготовлении, благодаря тому что древесина сконцентрирована в зонах действия максимальных нормальных напряжений при изгибе. Фанерные стенки этих балок работают на срез надежнее, чем древесина на скалывание. Однако применение этих балок иногда сдерживается дефицитностью строительной фанеры и, кроме того, большей трудоемкостью их изготовления и меньшим пределом огнестойкости тонких фанерных стенок. Клеефанерные балки по своим технико-экономическим показателям предпочтительнее дощато-клееных балок. Для повышения устойчивости стенки клеефанерных балок предусматриваются ребра жесткости, устанавливаемые на расстояниях $^1/_8$...$^1/_{10}$ пролета в местах расположения прогонов кровли. В последнее время получили распространение клеефанерные балки с волнистой стенкой. В этих балках нет необходимости устанавливать поперечные ребра жесткости, поскольку волнистая стенка имеет повышенную устойчивость по сравнению с плоской. Листы фанеры запрессовываются на эпоксидных мастиках в пазы поясов. Балки изготавливают на специальных линиях. Все операции по наращиванию дощатых и брусчатых поясов, фанерных стенок, выборке пазов и вставке на клею сгибаемых листов фанеры максимально автоматизированы.

В практике строительства стали применяться и армированные балки, представляющие собой новый вид индустриальных конструкций. Для создания такой конструкции в верхних и нижних зонах дощато-клееных балок предусматриваются пазы, в которые помещается

арматура классов А-III, А-IV, причем армирование должно быть двойным и составлять 3...4 % площади поперечного сечения. Разрешается применение предварительного напряжения арматуры. Армирование повышает несущую способность и снижает деформативность балок.

Расчет балок. Клеедеревянные балки рассчитывают на прочность при изгибе по формуле (30.14) с учетом коэффициентов условий работы, влияющих на формы и размеры. При расчетах двускатных балок следует принимать во внимание, что наиболее опасное сечение, в котором действуют максимальные напряжения, не совпадает с сечением в середине пролета, где изгибающий момент максимален. При действии равномерной нагрузки расчетное сечение находится на следующем расстоянии от опоры:

$$x_m = \left(\sqrt{\eta^2 + \eta} - 1\right) l, \qquad (32.14)$$

где $\eta = h_{оп}/l \operatorname{tg} \alpha$ ($h_{оп}$ — высота балки на опоре, α — угол наклона верхнего пояса); l — пролет балки.

$$M = 0{,}5 g x_m (l - x_m). \qquad (32.15)$$

Клеефанерные балки рассчитывают на прочность по нормальным сечениям, на срез и устойчивость фанерной стенки, на скалывание клеевого шва между фанерой и поясами. Проверяют также прогибы по условиям второй группы предельных состояний. В клеефанерных балках расчетные моменты инерции и сопротивления определяют с учетом совместной работы материалов брусьев или досок и фанеры. Полный момент инерции сечения балки, приведенный к древесине поясов:

$$I_{пр} = I_д + I_ф E_ф / E_д. \qquad (32.16)$$

Приведенный момент сопротивления

$$W_{пр} = 2I_{пр}/h. \qquad (32.17)$$

Прочность нормальных сечений балки проверяют по условию (30.14). Сжатые пояса балок проверяют на устойчивость по следующей формуле:

$$M/W_{пр} \leqslant \varphi R_c, \qquad (32.18)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по данным норм; R_c — сопротивление древесины сжатого пояса балки.

Формулу (32.18) используют и для расчета устойчивости фанерной стенки балки, с учетом момента сопро-

тивления, приведенного к фанере. В опорной зоне балок, где действуют максимальные касательные напряжения, проверяют фанерную стенку на срез по условию

$$\tau = QS_{\text{пр}}/I_{\text{пр}}\,\delta \leqslant R_{\text{фор}}, \qquad (32.19)$$

где δ — толщина стенки.

Швы между наружными слоями фанеры стенки в зонах ее склеивания с брусчатыми или дощатыми поясами рассчитывают на скалывание по площади шириной, равной удвоенному значению высоты поясов ($2h_{\text{п}}$), по формуле

$$\tau = QS_{\text{п}}/2h_{\text{п}}\,I_{\text{п}} \leqslant R_{\text{фск}}, \qquad (32.20)$$

где $I_{\text{п}}$, $S_{\text{п}}$ — соответственно момент инерции и статический момент площади сечения пояса.

Расчет по второй группе предельных состояний при действии равномерно распределенной нагрузки проверяют по условию

$$f/l \leqslant [f/l], \qquad (32.21)$$

$$\text{где } f = (f_0/k)\,(1 + ch^2/l^2), \qquad (32.22)$$

здесь f_0 — прогиб балки постоянного поперечного сечения высотой h без учета деформаций сдвига $f_0 = (5/384)\,(g_{\text{п}} + p_{\text{п}})\,l^4/EI_{\text{пр}}$; k — коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения (для балок с постоянной высотой сечения $k=1$); c — коэффициент, учитывающий влияние на прогиб деформаций сдвига; l — пролет балки.

Значения коэффициентов k и c приведены в соответствующих разделах СНиПа.

§ 32.5. ДЕРЕВЯННЫЕ СТОЙКИ

Деревянные стойки могут быть цельнодеревянными, составными, клеедеревянными и решетчатыми. Цельнодеревянные стойки представляют собой деревянные элементы — брусья, толстые доски или бревна круглого или окантованного сечения. Их применяют в виде опор покрытий, навесов, рабочих площадок, платформ, элементов каркаса деревянных стен ограждений, вертикальных стержней сквозных конструкций, опор линий электропередач и связи. Эти малотрудоемкие элементы конструкций, имеющие относительно невысокую стоимость, широко распространены в строительстве.

Размеры цельнодеревянных стоек и их несущая способность ограничены сортаментом лесомате-

риалов. Длина их не должна превышать 6,4 м, а размеры сечений практически не превышают 20 см. Большие длины и сечения имеют стойки линий электропередач, изготовляемых из лесоматериалов, специально предназначенных для них. Стойки из брусьев квадратного сечения и из круглых бревен применяют в основном в тех случаях, когда их концы закрепляются шарнирно и на них действуют только сжимающие нагрузки. Стойки из брусьев прямоугольного сечения и из толстых досок с шарнирно закрепленными концами используют в случаях, если на них действуют не только вертикальные сжимающие нагрузки, но и горизонтальные, например, ветровая, вызывающая в них изгиб, в направлении которой они ставятся большими размерами сечений. Шарнирно закрепленные стойки применяются также в сквозных конструкциях.

Стойки из бревен круглого сечения, широко применяемые в качестве невысоких опор линий электропередач, имеют заделанные опорные и свободные концы и на них действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки. Крепления цельнодеревянных стоек к опорам имеют различную конструкцию. Их могут крепить к бетонным или железобетонным конструкциям при помощи стальных закладных частей. Крепление заделанных опорных концов стоек линий электропередач и связи, которые эксплуатируются на открытом воздухе, обычно выполняются с помощью коротких железобетонных стержней, называемых «пасынками», заглубленных в грунт. Стойка крепится к пасынкам так, что ее нижний конец оказывается над поверхностью земли, не контактирует с грунтовой сыростью и дольше сопротивляется загниванию. Стойки, надежно защищенные от загнивания пропиткой маслянистыми антисептиками, могут непосредственно заглубляться в грунт.

Цельнодеревянные стойки рассчитываются методами и по формулам расчета деревянных элементов. Шарнирно опертые стойки, нагруженные только вертикальной сжимающей нагрузкой, рассчитывают по формулам для расчета сжатых элементов на сжатие и устойчивость. Шарнирно опертые стойки, нагруженные вертикальной сжимающей и горизонтальной изгибающей нагрузками, рассчитывают в направлении действия изгибающей нагрузки на сжатие с изгибом по формуле, а в другом направлении проверяются на сжатие и устойчи-

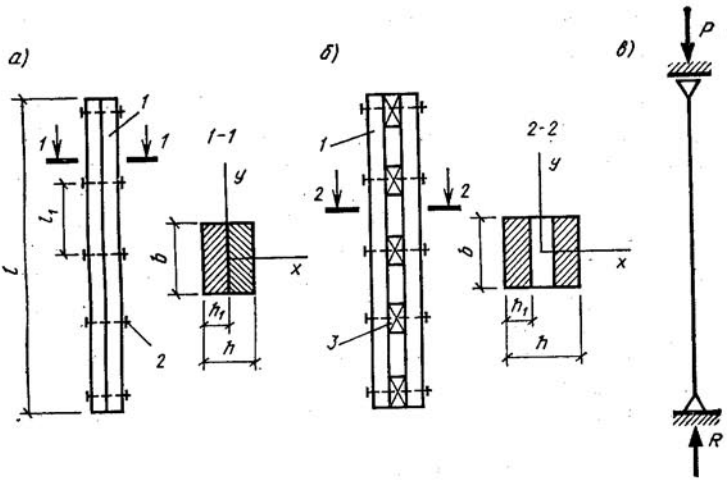


Рис. 32.8. Составные брусчатые стойки
а — сплошная; *б* — сквозная с прокладками; *в* — схема работы; *1* — брусья; *2* — болты; *3* — прокладки

вость. Заделанные на опорах стойки со свободным верхним концом, на которые действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки, тоже рассчитывают на сжатие с изгибом. Крепления стоек рассчитывают на действующие в них силы в соответствии с их конструкцией.

Составные стойки состоят из цельных брусьев или из толстых досок, соединенных по длине болтами или гвоздями (рис. 32.8). Стержни составных стоек соединяются пластями вплотную или имеют между ними зазоры, образованные при помощи коротких дощатых или брусчатых прокладок. Длина составных стоек, как и цельнодеревянных, не превышает 6,4 м. Стойки эти применяются тогда, когда несущая способность цельнодеревянных стоек недостаточна для восприятия действующих нагрузок. Составные стойки обычно имеют шарнирно закрепленные концы и работают, как правило, только на продольные сжимающие силы от вертикальных нагрузок. В направлении относительно материальной оси составные стойки могут работать также на сжатие с изгибом и воспринимать дополнительно горизонтальные изгибающие нагрузки.

Стойки рассчитывают на сжатие и устойчивость в двух плоскостях. Расчет относительно материальной

оси, которая проходит через центры сечений обоих элементов стойки, производится как для стойки цельного сечения шириной, равной ширине сечения обоих брусьев. Податливость соединений при этом на несущую способность стойки не влияет и не учитывается. Расчет стойки относительно свободной оси, проходящей вне сечения брусьев, производится с учетом того, что ее гибкость существенно выше, а несущая способность ниже, чем стойки цельного сечения двойной высоты. Это объясняется тем, что гибкость увеличивается в результате податливости соединений и гибкости отдельных брусьев между соединениями.

Повышенную гибкость стойки относительно свободной оси называют приведенной гибкостью $\lambda_{пр}$ и определяют по формуле

$$\lambda_{пр} = \sqrt{(\mu_y \lambda_y)^2 + \lambda_1^2}, \qquad (32.23)$$

где $\mu_y = \sqrt{1 + k_c b h n_ш / (l^2 n_c)}$ — коэффициент приведения гибкости; k_c — коэффициент податливости соединений, зависящий от отношения диаметра болта d к толщине бруса h_1; при отношении $d/h_1 \leqslant 1/7$ $k_c = 0{,}2/d^2$, при $d/h_1 \geqslant 1/7$ $k_c = 1{,}5/(h_1 d)$; при гвоздевых соединениях $k_c = 0{,}1d^2$; $n_ш$ — число швов плоскостей сдвига; для стойки из двух брусьев без зазоров $n_ш = 1$. Для стойки из двух брусьев с прокладками и зазорами $n_ш = 2$; l — длина стойки, м; n_c — число связей — болтов или гвоздей на длине 1 м; $\lambda_y = l/i$ (где $i = \sqrt{I/A}$) — гибкость стойки без учета податливости соединений, λ_1 — гибкость одного бруса, как шарнирно закрепленного болтовыми соединениями на длине, равной шагу l_1 болтов.

Коэффициент устойчивости φ_y определяют в зависимости от гибкости $\lambda_{пр}$ по формулам $\varphi_y = 3000/\lambda^2$ или $\varphi_y = 1 - 0{,}2(\lambda/100)^2$. Подбор сечения составных брусчатых стоек производится из условия принятой гибкости относительно материальной оси сечения $[\lambda] \leqslant 120$. При этом требуемая высота прямоугольного сечения $h_{тр}$ при длине стойки l определяется из выражения $h_{тр} = l/(0{,}29\lambda)$.

Клеедеревянные стойки (рис. 32.9) являются конструкциями исключительно заводского изготовления. Их формы и размеры могут быть любыми и определяются только назначением, действующими нагрузками, расчетом и не зависят от ограничений сортамента досок, применяемых для их склеивания. Размеры сечений могут превышать 1 м, а их длины — достигать 10 м. Клеедеревянные стойки могут иметь сечения квадратные и прямоугольные постоянные, переменные и ступенчатые по

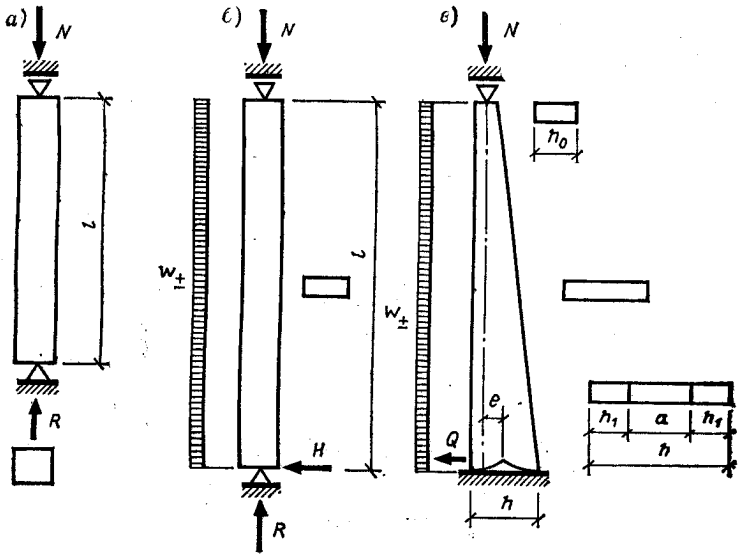


Рис. 32.9. Клеедеревянные стойки
а — постоянного квадратного сечения; *б* — постоянного прямоугольного сечения; *в* — переменного прямоугольного сечения

длине. Возможно также изготовление клеедеревянных стоек круглого сечения. Трудоемкость изготовления и стоимость этих стоек значительно выше, чем цельнодеревянных, но они могут иметь значительно большую несущую способность.

Клеедеревянные стойки постоянного квадратного сечения (рис. 32.9, *а*) имеют размеры сечения, значительно превосходящие реальную ширину досок, и поэтому при их изготовлении доски должны стыковаться не только по пластям, но и по кромкам. В большинстве случаев их применяют в качестве внутренних отдельно стоящих элементов каркасов зданий, несущих значительные нагрузки. Эти стойки имеют, как правило, шарнирные закрепления концов. Они работают и рассчитываются на действие только продольных сжимающих сил N от расчетных нагрузок, на сжатие и устойчивость — с учетом коэффициентов условий работы $m_б$ и $m_{сл}$. Крепление этих стоек к опорам осуществляется с помощью закладных частей бетона или железобетона, а крепление к ним деревянных перекрытий — стальными креплениями.

Клеедеревянные стойки постоянного прямоугольного сечения (рис. 32.9, *б*) применяют в большинстве случаев в качестве вертикальных стоек деревянных наружных стен значительной высоты, например торцевых фахверков. Высота их сечений обычно значительно превосходит ширину, которая, как правило, принимается не больше ширины склеиваемых досок, чтобы избежать склеивания их по кромкам. Стойки обычно имеют шарнирно закрепленные концы и располагаются большими размерами сечений в направлении из плоскости стен. Эти стойки работают и рассчитываются в направлении большего размера сечения h на сжатие с изгибом от действия сжимающих сил N, от вертикальных нагрузок и изгибающего момента M от горизонтальной ветровой нагрузки.

В направлении меньшего размера сечения эти стойки работают и рассчитываются только на сжатие и устойчивость. Крепят эти стойки к опорам и несущим конструкциям так же, как и стойки квадратного сечения, однако они должны быть рассчитаны также на действие горизонтального ветрового давления.

Клеедеревянные стойки переменного прямоугольного сечения (рис. 32.9, *в*) обычно служат опорами основных несущих конструкций покрытий производственных однопролетных зданий значительной высоты. Они жестко соединены с фундаментом и шарнирно с опорными узлами конструкций покрытия. Сечения этих стоек имеют постоянную по длине ширину b и переменную высоту: максимальную h — у нижнего опорного конца, где действуют наибольшие усилия, и минимальную h_0 — у верхнего конца, где изгибающие моменты отсутствуют.

Высота сечения верхнего конца стойки определяется в основном требованиями прочности и удобства опирания на него несущих конструкций покрытия. Высота сечения нижнего опорного конца определяется условиями предельной допускаемой гибкости стойки, ее несущей способностью и конструкцией ее жесткого крепления к фундаменту. В средней части торца нижнего конца стойки рекомендуется делать треугольный вырез. При этом нормальные напряжения сжатия при изгибе концентрируются в крайних зонах торца стойки, увеличивается плечо пары внутренних сил при изгибе и уменьшаются усилия в опорных креплениях. Такие стойки работают на вертикальную сжимающую силу N, равную

опорному давлению несущей конструкции от собственного веса, снега и веса самой стойки. Кроме того, на стойку действуют горизонтальные равномерно распределенные нагрузки от давления W_+ или отсоса W_- ветра. Максимальный изгибающий момент M возникает в опорном сечении стойки. Его определяют с учетом того, что сила N действует вдоль условной вертикальной оси стойки с эксцентриситетом относительно опорного сечения $e=(h-h_0)/2$ и что изгибающий момент того же знака возникает от отсоса ветра W_-. При этом суммарный изгибающий момент

$$M = Ne + W_- l^2/2. \qquad (32.24)$$

Поперечная сила, максимальная на опоре, возникает от положительного давления ветра и поэтому $Q=W_+l$. Отсос ветра на покрытии может не учитываться, поскольку он уменьшает продольную силу в стойке. При конструкциях покрытия в виде балок или ферм с жесткими нижними поясами следует учитывать дополнительное горизонтальное сосредоточенное давление на верх стойки от различной силы ветрового давления и отсоса, равное: $H=3(W_+-W_-)l/16$.

Расчет такой стойки в направлении большей высоты сечений в плоскости действия ветровых нагрузок осуществляется на сжатие с изгибом. Расчетная длина стойки, как заделанной на опоре и имеющей свободный верхний конец, принимается $l_p=2{,}2l$. Если свободный конец стойки шарнирно закреплен в плоскости покрытий от горизонтальных смещений, то ее расчетная длина принимается $l_p=0{,}8l$. Радиус инерции опорного сечения стойки определяется из выражения

$$i=\sqrt{I/A},$$

где момент инерции $I=b(h^3-a^3)/12$, a — высота выреза. Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения, $k_{жп}=0{,}07+0{,}93h_0/h$. Коэффициент устойчивости $\varphi=3000.\ k_{жп}/\lambda^2$.

Расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию при ширине сечения $b>13$ см принимается $R_c=15$ МПа, причем учитываются коэффициенты условий работы $m_б$ и $m_{сл}$. Коэффициент $m_н=1{,}2$ учитывает кратковременность действия ветровой нагрузки. Стойку проверяют на устойчивость плоской формы деформирования, как сжато-изгибаемый элемент переменного сечения по методике СНиПа. При этом ее расчетная длина принимается равной расстояниям между ее крепления-

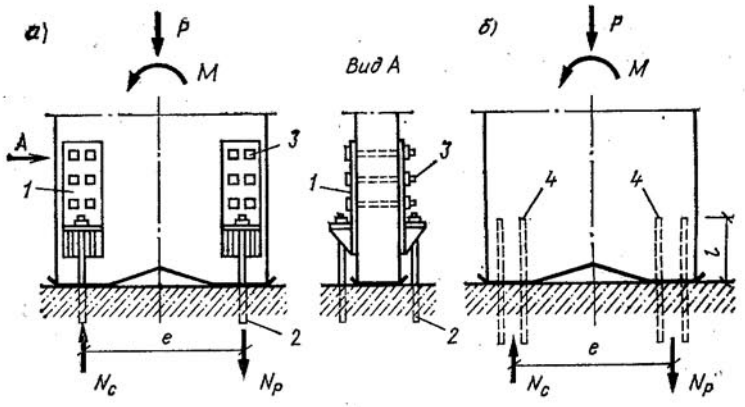


Рис. 32.10. Жесткое опирание клеедеревянных стоек переменного сечения

а — крепление с анкерными столиками; *б* — крепление с вклеенными стальными стержнями; *1* — анкерные столики; *2* — анкеры; *3* — болты; *4* — вклеенные арматурные стержни

ми вертикальными связями. Расчетная же длина l_1 принимается равной расстоянию между закреплениями стойки в этом направлении вертикальными связями.

Жесткие крепления опорного конца стойки к фундаменту осуществляются с применением вклеенных анкерных столиков или наклонно вклеенных стержней, клеедеревянных накладок или других соединений. Жесткое крепление с анкерными столиками (рис. 32.10) состоит из четырех стальных столиков, прикрепленных к крайним зонам стойки болтами, и четырех анкеров из прутковой стали, замоноличенных в бетоне фундамента. Это соединение позволяет подтягивать гайки анкеров в процессе эксплуатации здания и при необходимости менять стойки.

Жесткое крепление стойки и фундамента с вклеенными стальными стержнями состоит из двух групп коротких арматурных стержней, вклеенных в древесину крайних зон сечения стойки и замоноличенных внешними концами в анкерных гнездах фундамента. Это соединение отличается простотой, небольшой трудоемкостью и жесткостью, но оно не дает возможности замены стойки.

Жесткие крепления стойки к фундаменту рассчитывают на действие максимальной растягивающей силы

$N_р$. Она возникает от действия максимального изгибающего момента в опорном сечении $M_д$ и определяют ее с учетом продольной силы N по формуле $N_р = M_д/e - N/2$. Здесь $e = h - h_0$ плечо пары внутренних сил. В противоположном креплении при этом возникает сжимающая сила, которая воспринимается лобовым упором торца стойки в фундамент.

Расчет жесткого крепления стойки к фундаменту вклеенными стержнями заключается в определении числа стержней, работающих на выдергивание растягивающей силой. При этом несущая способность стержня определяется в зависимости от его диаметра d, глубины вклеивания в древесину l и расчетного сопротивления скалыванию.

§ 32.6. ДЕРЕВЯННЫЕ ФЕРМЫ

Деревянные фермы — это сквозные решетчатые конструкции балочного типа, часто применяемые в строительстве. Они служат основными несущими конструкциями деревянных покрытий зданий различного назначения и сооружений, имеющих малые и средние длины пролетов. Основное достоинство деревянных ферм — это соответствие их конструкций назначению служить опорами не только настилов покрытий, но также опорами чердачных перекрытий, подвесных потолков и легкого производственного оборудования. При этом в сечениях элементов ферм не возникает изгибающих моментов, которые могли бы значительно увеличить их размеры, как это бывает в гнутых арках и рамах.

Древесина и сталь в деревянных фермах концентрируются в стержнях поясов и решетки, где действуют в основном продольные силы, и несущая способность этих материалов используется в наибольшей степени. В связи с этим для изготовления ферм требуется меньше материалов, чем для арок и рам. Фермы, как правило, бывают сборно-разборными, и транспортирование их стержней небольшой длины, прямых или мало изогнутых, от места изготовления к месту сборки и установки не вызывает существенных затруднений.

Основной недостаток деревянных ферм — значительное число элементов и узлов. Поэтому изготовление и сборка ферм намного труднее, чем арок и рам. Меха-

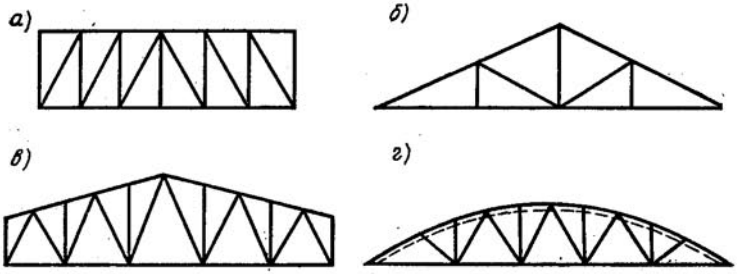


Рис. 32.11. Типы деревянных ферм
а — с параллельными поясами; *б* — треугольные; *в* — трапециевидные; *г* — сегментные

низация их производства затруднительна. К числу недостатков ферм относится также их значительная высота, которая существенно уменьшает полезные габариты покрываемых помещений. По этим причинам заводское изготовление деревянных ферм средних пролетов в нашей стране развито слабо.

Очертание и уклон верхнего пояса деревянных ферм зависят от типа кровли, которая может быть рулонной или чешуйчатой, состоящей из волнистых или плоских асбестоцементных, стеклопластиковых, стальных листов или черепичных плиток. Схемы решетки и конструкция узлов ферм непосредственно взаимозависимы. Число панелей верхних поясов ферм зависит от типа стержней. При клеедеревянных стержнях число панелей может быть наименьшим и их длины наибольшими. При цельнодеревянных стержнях число панелей должно быть значительным, их длины ограниченными. Выбор типа деревянных ферм также целиком зависит от методов их возможного изготовления — с применением склеивания или только механической обработки древесины.

В практике строительства наибольшее распространение получили следующие типы ферм: с параллельными поясами (рис. 32.11, *а*); треугольные — (рис. 32.11, *б*); трапециевидные — (рис. 32.11, *в*); сегментные — (рис. 32.11, *г*) и т. д. Решетка ферм, как правило, треугольная. Деревянные и металлодеревянные фермы рекомендуется применять при пролетах до 24,36 м.

При выборе той или иной конструкции фермы необходимо учитывать следующие факторы: вид кровли (при рулонной — следует применять сегментные фермы, при

асбестоцементной — треугольные); способ изготовления (необходимо использовать фермы заводского изготовления); трудоемкость изготовления и монтажа, расход металла. Иногда большое значение могут иметь условия перевозки, агрессивность среды и архитектурные требования. Высота треугольных металлодеревянных ферм должна быть не менее $1/6l$, для ферм с другими очертаниями поясов $1/7l$. Панели поясов обычно применяют длиной 1,5...2,5 м, в металлодеревянных клееных фермах до 6 м. Шаг ферм в продольном направлении назначается 3,6 м. Для предотвращения провисания ферм в процессе эксплуатации им придают строительный подъем не менее $1/200l$.

Фермы из бревен и брусьев на лобовых врубках могут иметь треугольное и пятиугольное очертания или быть с параллельным очертанием поясов. Такими фермами можно перекрывать пролеты до 18...24 м. В треугольных фермах опорные узлы и узлы примыкания раскосов к поясам выполняются на лобовых врубках. Эти сопряжения работают только на сжатие. При средних нагрузках врубки выполняются с одним зубом, при значительных нагрузках — лобовым упором в опорную подушку с накладными и стальными натяжными хомутами. Стыки элементов нижнего пояса изготовляют с деревянными накладками на болтах или круглых стальных нагелях, а стык элементов верхнего пояса в коньке — в виде торцевого упора с накладками, стянутыми не менее чем двумя болтами с каждой стороны стыка. Для уменьшения напряжений в нижнем поясе фермы при внецентренном действии осевой силы брусчатые элементы центрируются по ослабленным сечениям.

Металлодеревянные брусчатые фермы могут иметь треугольное, пятиугольное и другое очертания. Их применяют при пролетах до 30 м. Нижний пояс и растянутые элементы решетки выполняются из круглой стали с металлическими узловыми соединениями. Верхний пояс и сжатые раскосы — из деревянных брусьев. При больших пролетах применяют фермы многоугольного очертания. Их конструируют с треугольной решеткой, имеющей дополнительные стойки для уменьшения длины панели, чтобы обеспечить узловое опирание кровельных плит. Нижний пояс в этом случае изготавливают из прокатной стали, а все остальные элементы из брусьев.

При внеузловом опирании плит покрытия в элементах

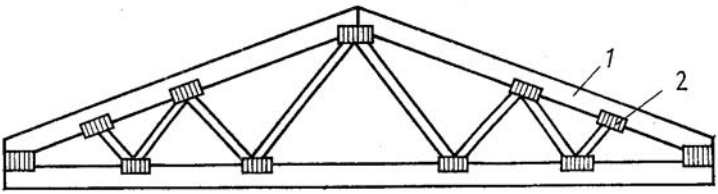


Рис. 32.12. Дощатые фермы с гвоздевыми накладками
1 — доски; *2* — металлические пластинки

верхнего пояса возникает изгибающий момент. Для его уменьшения узлы верхнего пояса конструируют таким образом, чтобы продольная сжимающая сила действовала с эксцентриситетом, создавая момент обратного знака.

Клееные металлодеревянные сегментные фермы — наиболее экономичны по расходу материалов, так как их очертание наиболее близко к очертанию эпюры моментов. Фермы изготавливают на заводах из клееных блоков криволинейного очертания и применяют в пролетах до 36 м и выше. Раскосы выполняют из прямолинейных цельных или клееных типовых элементов. Нижний пояс запроектирован из двух уголков. Опорный узел решается простым упором в стальной башмак, состоящий из опорной плиты с ребрами жесткости, приваренной к вертикальным фасонкам. В узлах верхнего пояса между стыкуемыми блоками установлены стальные прокладки. Стальные накладки раскосов с помощью болтов крепятся в узлах. Стык нижнего пояса выполняется с помощью стандартного металлического блока. Узлы верхнего пояса перекрываются деревянными накладками.

Дощатые фермы с гвоздевыми накладками получили широкое распространение в сельскохозяйственном строительстве при пролетах до 18 м (рис. 32.12). Они могут иметь треугольное, многоугольное, односкатное и другое очертание. Все элементы таких ферм изготавливают из досок длиной 2...6,5 м и шириной 10...20 см. Соединяют доски в узлах ферм с помощью пластинок с выштампованными зубьями, которые при заводском изготовлении ферм одновременно впрессовываются с двух сторон, соединяя все сходящиеся элементы.

В зависимости от используемого сечения деревянных

элементов применяют пластины различных типоразмеров. Сборка таких конструкций ведется на автоматизированных стендах. Дощатые фермы монтируются на земле с шагом до 1 м отдельными блоками с последующей установкой в проектное положение. К достоинствам этих конструкций относятся низкая стоимость, простота монтажа и изготовления, малая масса; к недостаткам — малая огнестойкость.

Расчет ферм производится на наиболее невыгодные сочетания внешних нагрузок. Собственный вес фермы определяют по формуле (30.1). Временную нагрузку от снега принимают распределенной по всему пролету или половине пролета (одностороннее загружение).

Узловая нагрузка от собственного веса фермы и кровли при одинаковой длине панелей фермы может быть найдена по формуле

$$G_{св} = q_{кр} L_{вп} b/n_в + g_ф L/2n_в, \qquad (32.25)$$

Снеговая нагрузка

$$p_{сн} = Lbs/n_в, \qquad (32.26)$$

в этих формулах: $q_{кр}$ — нагрузка от кровли; s — расчетная снеговая нагрузка горизонтальной проекции покрытия; $g_ф$ — собственный вес фермы; $L_{вп}$ — длина верхнего пояса фермы; b — шаг фермы в продольном направлении; L — пролет фермы; $n_в$ — число панелей по верхнему поясу.

В целях упрощения расчетов узлы ферм считаются шарнирными. Усилия в стержнях находят с помощью аналитического или графического метода (вырезания узлов или построения диаграммы кремоны). После определения усилий рассчитывают требуемые размеры поперечного сечения стержней. При этом растянутые элементы рассчитывают на прочность при центральном растяжении, а сжатые — на устойчивость при центральном сжатии. В случае внеузловой передачи внешней нагрузки расчет поясов выполняют на внецентренное сжатие или растяжение. После подбора сечений элементов поясов и решетки конструируют и рассчитывают узлы ферм (врубки, болтовые или нагельные соединения).

При расчетах металлодеревянных и сегментных ферм в случае внеузлового действия внешней нагрузки или при загружении панели равномерно распределенной нагрузкой (рис. 32.13) расчетный изгибающий момент в середине панели верхнего пояса находят с учетом разгружающего момента, образующегося вследствие внецентрен-

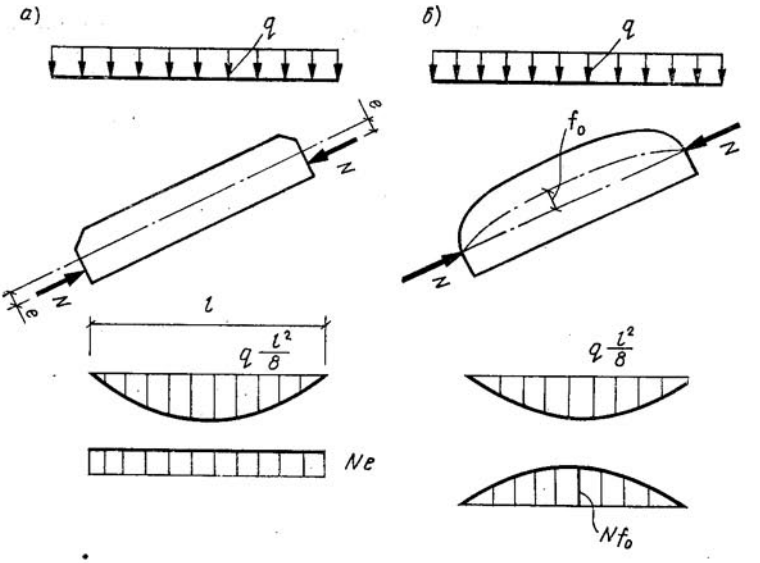


Рис. 32.13. К расчету металлодеревянных и сегментных форм
а — в случае внецентренного центрирования; *б* — при криволинейности верхнего пояса

ного центрирования (рис. 32.13, *а*) или криволинейности верхнего пояса (рис. 32.13, *б*)

$$M = M_в - M_0, \qquad (32.27)$$

где $M_в$ — балочный изгибающий момент от внешней нагрузки, определяемый как для однопролетной шарнирно опертой балки; M_0 — разгружающий момент (в треугольной ферме $M_0 = Nl$ в сегментной $M_0 = Nf_0$; f_0 — стрела подъема пояса).

§ 32.7. ДЕРЕВЯННЫЕ АРКИ И РАМЫ

Конструкция арок. Деревянные арки — наиболее распространенные основные несущие конструкции деревянных покрытий зданий различного назначения. Их применяют в покрытиях производственных промышленных, сельскохозяйственных и общественных зданий с пролетами 12...80 м. По статическим схемам деревянные арки разделяются на трехшарнирные, имеющие два опорных и один коньковый или иногда так называемый ключевой шарнир, и двухшарнирные, у которых только два опорных шарнира. По особенностям опирания на опоры

арки делятся на две основные группы: без затяжек и с затяжками, или с нижними поясами. По форме осей бывают арки следующих типов: сегментные — у которых верхние пояса, чьи оси располагаются на общей части окружности; стрельчатые, состоящие из двух полуарок, оси которых располагаются на двух одинаковых частях окружности, стыкующихся под углом в коньковом шарнире; треугольные, состоящие из двух одинаковых прямых полуарок, смыкающихся в коньковом шарнире под углом. Треугольные арки называют иногда также треугольными распорными системами, а когда они имеют затяжки, то безраскосными треугольными фермами. Однако это не означает, что эти конструкции работают и рассчитываются так же, как и арки с другими формами осей. Возможны также арки, состоящие из полуарок с ломаными осями.

Трехшарнирные арки — наиболее распространенные. Они статически определимы, и усилия в их сечениях не зависят от осадок опор и деформаций затяжек. Наличие конькового шарнира позволяет предусматривать в нем монтажный стык и перевозить арки к месту установки в виде транспортабельных полуарок. Двухшарнирные арки применяют реже. Усилия в их сечениях зависят от осадок опор, деформаций затяжек и они не могут делиться простыми шарнирными узлами на более транспортабельные элементы. Арки без затяжек опираются на фундаменты или соседние конструкции и они наиболее простые. Однако их опоры следует рассчитывать не только на вертикальные, но и на горизонтальные (распор) опорные давления. Арки с затяжками несколько сложнее предыдущих по конструкции, но их опоры рассчитывают только на вертикальные опорные давления.

Клеедеревянные арки из клеевых элементов заводского изготовления имеют наиболее широкую область применения. Их формы, размеры и несущая способность могут отвечать требованиям сооружения покрытий самого различного назначения, в том числе уникальных по своим размерам и формам. Склеенные из досок плашмя в условиях заводского изготовления, эти арки характеризуются повышенной стойкостью против загнивания, химической коррозии и значительным пределом огнестойкости. Элементы арок могут иметь любую из указанных выше форм оси в покрытиях с пролетами 12...80 м.

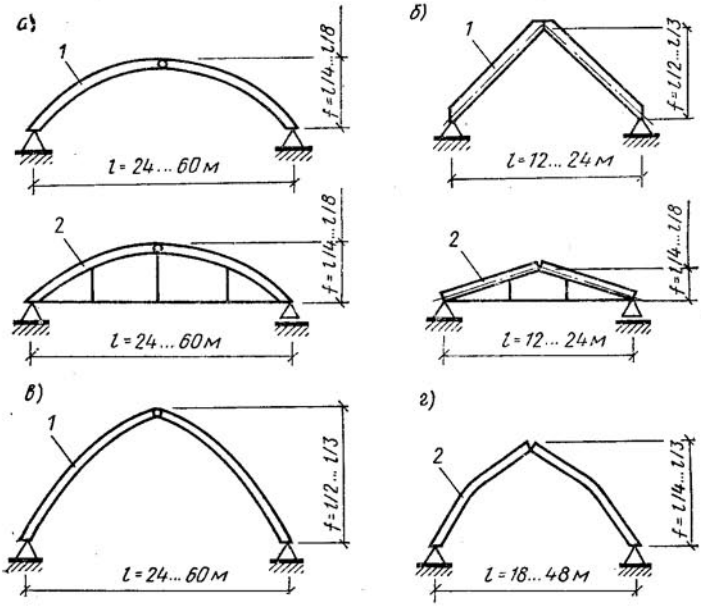


Рис. 32.14. Клеедеревянные арки
а — сегментные; *б* — треугольные; *в* — стрельчатые; *г* — двухшарнирные; *1* — без затяжек; *2* — с затяжками

Сегментные клеедеревянные арки в условиях отечественного строительства имеют, как правило, трехшарнирную схему. Двухшарнирными бывают только некоторые малопролетные сегментные арки, которые можно изготовлять и доставлять к месту установки в полностью собранном виде. Двухшарнирные арки особо больших пролетов, верхний пояс которых из условий изготовления и транспортирования должен быть расчленен на несколько транспортабельных элементов жесткими стыками, в отечественном строительстве пока не применялись.

Сегментные клеедеревянные арки без затяжек (рис. 32.14, *а*, *1*), имеющие значительную высоту, достигающую половины длины их пролета, опираются обычно непосредственно на фундаменты и применяются в покрытиях общественных зданий без стен. Невысокие сегментные клеедеревянные арки без затяжек высотой, равной около $^1/_6$ длины пролета, используют преимущественно в покрытиях среднего наибольшего пролета трехпролет-

ных общественных зданий. Опираются они на элементы несущего каркаса боковых пролетов, которые воспринимают их и вертикальные и горизонтальные опорные давления. Большепролетные сегментные клеедеревянные арки применялись в отечественном строительстве, например, в покрытии среднего пролета Дворца спорта в Архангельске. Арки без затяжек опираются на железобетонный каркас боковых пролетов. Они имеют пролет 63 м, высоту 11 м и сечение 30×105 см, состоящее из слоев досок, склеенных поперечными стыками по кромкам.

Сегментные клеедеревянные арки с затяжками (см. рис. 32.14, *б*, *2*) характеризуются обычно небольшими пролетами и высотой порядка $^1/_6$ длины пролета. В большинстве случаев они имеют трехшарнирные схемы. При малых пролетах эти арки выполняются двухшарнирными, что уменьшает трудоемкость их изготовления и упрощает транспортирование в полносборном виде. Ширина сечений верхних поясов этих арок обычно не превышает 17 см, и изготовляют их без поперечных стыков досок по кромкам.

Затяжки этих арок в большинстве случаев изготовляют из стальных уголков или арматурных стержней, которые во избежание провисания поддерживаются стальными прутковыми подвесками. Нижние пояса арок могут быть также клеедеревянными. Это значительно повышает их жесткость при транспортировании и установке в полносборном виде.

Сегментные клеедеревянные арки с затяжками применяются в качестве основных несущих конструкций обычных деревянных покрытий зданий со стенами, на каркас которых они передают только вертикальные опорные давления, так как эти арки не имеют распора. К аркам может крепиться легкий подвесной потолок. При этом скрываются затяжки, уменьшается объем и улучшается архитектурная выразительность покрываемых помещений.

Стрельчатые клеедеревянные арки (см. рис. 32.14, *в*) всегда имеют трехшарнирные схемы, как правило, без затяжек. Они состоят из двух полуарок с осями кругового очертания и имеют пролеты 18...80 м. Высота стрельчатых арок обычно близка к половине длины их пролетов. При меньших пролетах у этих арок сечение шириной не более 17 см без поперечных стыков досок, а при боль-

ших пролетах их сечения имеют большую ширину и состоят из досок, стыкуемых по ширине.

Стрельчатые арки чаще применяют в качестве основных несущих конструкций деревянных покрытий производственных зданий значительной высоты без стеновых ограждений и они опираются непосредственно на фундаменты, передавая им и вертикальные, и горизонтальные опорные давления. Наиболее рационально применение стрельчатых клеедеревянных арок без затяжек в покрытиях зданий, где кроме обычных распределенных нагрузок действуют еще сосредоточенные в зоне конька нагрузки от подвесного технологического оборудования, например от веса тельфера с грузом или веса транспортерной галереи.

Усилия в сечениях стрельчатых арок в большой мере зависят от величины, характера и соотношения значений действующих на эти арки нагрузок. Чем больше относительная величина сосредоточенных в зоне конька арки нагрузок, тем больше рациональная форма оси арки должна приближаться к треугольной, при которой от этих нагрузок возникают минимальные отрицательные изгибающие моменты. Чем выше относительные величины распределенных нагрузок, тем больше форма оси арки должна приближаться к круговой или параболической, при которой изгибающие моменты положительные и тоже приближаются к минимальным значениям. При действии как распределенных, так и сосредоточенных в зоне конькового узла нагрузок оптимальная форма оси арки — стрельчатая — промежуточная. При этом кривизна полуарок может быть принята такой, при которой наибольшие положительные и отрицательные изгибающие моменты будут минимальными и близкими по величине (см. выше).

В нашей стране имеется многолетний опыт применения клеедеревянных стрельчатых арок в деревянных покрытиях складов минеральных удобрений. Покрытие первого склада минеральных удобрений было сооружено с применением стрельчатых клеедеревянных арок пролетом 45, высотой 22,5 и радиусом кривизны их полуарок 31 м. Эти арки имеют сечение 35×120 см, которое склеено из досок, стыкованных кромками по ширине. Кроме распределенных они несут также сосредоточенные нагрузки в зоне конька от веса транспортерной галереи и тельфера с грузом.

В настоящее время расширяется применение стрельчатых клеедеревянных арок пролетом 18 и 24 м для покрытий прирельсовых и глубинных складов минеральных удобрений. Аналогичная область применения арок из полуарок с ломаными осями, имеющими один или два излома. Такие полуарки состоят из прямых участков, соединенных в местах переломов оси наклонными зубчатыми шипами. Эти арки более трудоемки в изготовлении, однако их преимущество в том, что они могут быть основой плоских участков настила и кровли.

Треугольные клеедеревянные арки могут быть только трехшарнирными с затяжками или без них. Длина пролета этих арок обычно не превышает 30 м. Они проще в изготовлении, чем сегментные, так как состоят из прямых полуарок. Такие арки могут служить основой плоских настилов двускатной асбестоцементной кровли, наиболее рациональной для деревянных покрытий. Основной недостаток треугольных арок — возникновение в их сечениях значительно больших изгибающих моментов от основных распределенных нагрузок, чем в сечениях сегментных арок. Это ограничивает рациональные длины их пролетов.

Треугольные клеедеревянные арки без затяжек (см. рис. 32.14, *б*, *1*) имеют в большинстве случаев высоту, близкую к половине длины их пролета. Особенно рационально применение этих арок в покрытиях складских зданий треугольного профиля без стен, где арки опираются непосредственно на фундаменты. В этих зданиях обычно имеется технологическое оборудование, подвешенное к коньковым узлам арок, например монорельс тельфера. При этом изгибающие моменты в сечениях арки возникают только от распределенных нагрузок. Сосредоточенные в коньке нагрузки вызывают в сечениях арки только продольные сжимающие силы, которые мало влияют на размеры сечений полуарок. Полуарки этих арок крепятся в узлах так, что между осями продольных сил от распределенных нагрузок и осями полуарок образуется эксцентриситет и соответствующий изгибающий отрицательный момент, который уменьшает момент от распределенных нагрузок.

Треугольные клеедеревянные арки с затяжками (см. рис. 32.14, *б*, *2*) имеют высоту порядка $^1/_6$ длины пролета. Ширина сечения их верхнего пояса обычно не превышает 17 см. Затяжки этих арок в большинстве случаев изго-

товляют из уголковой или арматурной стали и поддерживаются от провисания прутковыми стальными подвесками. Нижние пояса малопролетных клеедеревянных арок целесообразно делать тоже клеедеревянными. При этом значительно повышается жесткость арок в процессе их транспортирования и установки, а также предел их огнестойкости и стойкости в химически агрессивных средах. В этих арках тоже используется эффект эксцентричного крепления полуарок в узлах для уменьшения изгибающих моментов от распределенных нагрузок, как и в арках без затяжек. В отечественном сельскохозяйственном строительстве чаще применяют треугольные клеедеревянные арки с затяжками из арматурной стали пролетами 12 и 18 м. Треугольные трехшарнирные арки из брусьев с соединениями из деревянных пластинок и затяжками из стальной арматуры пролетом до 12 м, опирающиеся на конструкции стен, можно применять в деревянных покрытиях зданий, возводимых в районах, где нет заводского изготовления клеедеревянных конструкций.

Расчет арок ведут по правилам сопротивления материалов от двух сочетаний нагрузок при расположении временной нагрузки по всему пролету и на одной половине пролета. Поперечное сечение арки подбирают в зависимости от прочности сжато-изгибаемого стержня при совместном действии изгибающего момента M и продольной силы N при наиболее невыгодном сочетании внешних нагрузок по формуле (30.23). Изгибающий момент в арке определяют с учетом разгружающего действия распора по формуле

$$M = M_{\text{в}} - Hy_{\text{с}}, \qquad (32.28)$$

где $M_{\text{в}}$ — балочный момент от внешней нагрузки (подсчитывается как для обычной двухшарнирной балки); H — распор (горизонтальная реакция); $y_{\text{с}}$ — вертикальное расстояние от опоры до расчетного сечения.

Если кровля, выполняемая по верхнему поясу арки, не представляет собой жесткого диска (сплошное раскрепление из плоскости арки отсутствует), то возникает необходимость проверки устойчивости из плоскости арки на длине между закрепленными точками (прогонами, связями и т. д.). Крепление арки в опорных узлах рассчитывают на максимальную поперечную силу, действующую в этих узлах с учетом распора. Накладки конькового узла рассчитывают при несимметричном загру-

жении арки как изгибаемые балки, загруженные поперечной силой, действующей в коньковом узле. Конструкция опорных и конькового узлов проста, в опорных узлах арку просто упирают в наклонную опорную площадку, а в коньковом узле осуществляют стыковое соединение элементов с прокладками или без них. В арках с затяжками конструкция опорного узла несколько сложнее.

Поскольку изгибающий момент в арке всегда меньше балочного изгибающего момента, следовательно, арка является более экономически выгодной конструкцией по сравнению с балками. Кроме того, арочные конструкции более выразительны в архитектурном отношении. К недостаткам арочных конструкций можно отнести некоторую дороговизну опорных конструкций и трудоемкость монтажа.

Конструкции деревянных рам. Рамы один из основных классов несущих деревянных конструкций. Их форма вполне соответствует большинству производственных и общественных зданий. Вертикальные стойки и наклонные ригели служат основаниями для настилов покрытий и обшивок стен. Однако рамы требуют большего расхода древесины на изготовление, чем арки, поскольку форма их осей менее чем осей арок соответствует закономерностям действующих в них распределенных и особенно сосредоточенных нагрузок. В строительстве в основном применяют однопролетные двускатные рамы при пролетах 12...24 м.

Деревянные рамы можно разделить по ряду признаков. По статическим схемам деревянные рамы могут быть статически определимыми и однократно статически неопределимыми. Трехшарнирная рама (рис. 32.15, *а*) является статически определимой. Преимущество этой схемы — независимость действующих в ее сечениях усилий от осадки фундаментов и относительная простота решений шарнирных опорных узлов. К недостаткам относится возникновение больших изгибающих моментов в карнизных сечениях или узлах.

Двухшарнирная схема с жесткими опорными узлами (рис. 32.15, *б*) является однажды статически неопределимой. Преимущество этой схемы — отсутствие изгибающих моментов в шарнирных соединениях ригеля со стойками. Это упрощает их конструкцию и дает возможность применения в качестве ригеля клеедеревянных ба-

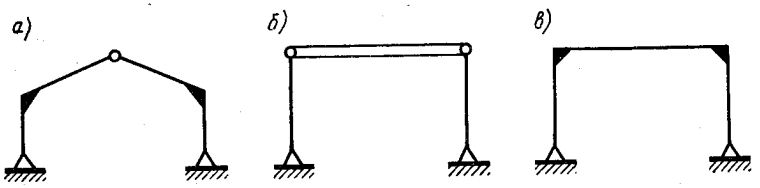


Рис. 32.15. Статические схемы деревянных рам
а — трехшарнирная; *б* — двухшарнирная жестко опертая; *в* — двухшарнирная шарнирно опертая

лок, арок с затяжками, сегментных и треугольных ферм. Недостатки этой схемы — наличие жестких опорных узлов, в которых действуют изгибающие моменты и чьи конструкции сложнее шарнирных, а также зависимость величин усилий в таких рамах от осадок опор.

Двухшарнирная схема с шарнирными опорными узлами (рис. 32.15, *в*) тоже однажды статически неопределима. Преимущества этой рамы — отсутствие изгибающих моментов в шарнирных опорных узлах, что позволяет просто решать их конструкцию, и возможность применять в качестве ригеля клеедеревянные балки и фермы с опорными стойками, например пятиугольными. Недостаток этой схемы — наличие жестких карнизных узлов, в которых действуют изгибающие моменты, усложняющие решение их конструкций. По конструкции деревянные рамы делятся на трех- и двухшарнирные, клеедеревянные, цельнодеревянные и клеефанерные.

Трехшарнирные клеедеревянные рамы заводского изготовления — один из основных видов деревянных рам. Они бывают бесподкосными и могут иметь от двух до четырех подкосов (рис. 32.16). У элементов этих рам прямоугольные клеедеревянные сечения постоянной ширины и переменной, а в подкосах постоянной высоты.

Гнутоклееная трехшарнирная рама (рис. 32.16, *а*) состоит из полурам Г-образной формы прямоугольного переменного по высоте сечения, изогнутых при изготовлении в зоне будущего карниза. Первое достоинство этой рамы в том, что она состоит только из двух крупных элементов — полурам, которые соединяются при сборке всего тремя узлами — двумя опорными и одним коньковым. Это сводит к минимуму время и трудоемкость сборки и установки таких рам. Второе достоинство — это пере-

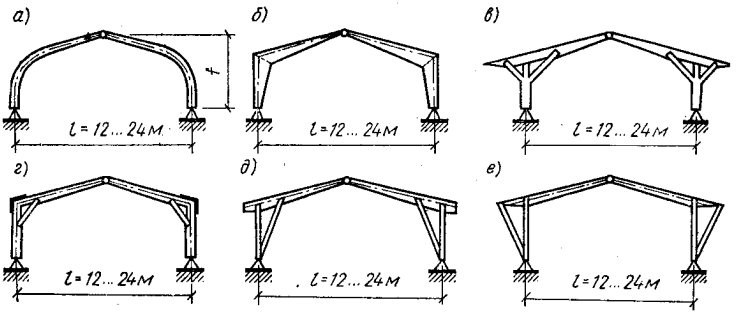


Рис. 32.16. Клеедеревянные трехшарнирные рамы
а — гнутоклееная; *б* — ломаноклееная; *в* — четырехподкосная; *г* — двухподкосная; *д* — с внутренними опорными подкосами; *е* — с наружными опорными раскосами

менная высота сечений — максимальная в зоне выгиба, где действуют максимальные изгибающие моменты, и минимальная в узлах, где моменты отсутствуют. Это позволяет экономить древесину и рационально использовать ее прочность.

У гнутоклееной рамы есть и существенные недостатки. Транспортирование крупных изогнутых полурам при значительных расстояниях мест установки от завода-изготовителя встречается со значительными затруднениями. Сжимающие напряжения в сечениях гнутых участков значительно выше, чем в прямых, а расчетные сопротивления сжатию, которые зависят от отношения радиуса выгиба к толщине изогнутых досок, существенно ниже. Это приводит к повышенному расходу древесины и клея и тем большему, чем меньше это отношение. Это отношение, однако, не должно быть меньше, $\lambda \leqslant 150$.

Технология изготовления гнутых клеедеревянных полурам переменного сечения более сложна и трудоемка, чем прямых элементов. При изготовлении этих полурам требуются тонкие доски, позволяющие гнуть их по минимальному допускаемому радиусу — $r \geqslant 150\delta$. Это повышает трудоемкость изготовления, расход древесины при острожке, а также клея. Кроме того, в зонах карниза для опирания на них настила покрытия требуются дополнительные наклонные стержни.

Ломаноклееная рама (см. рис. 32.16, *б*), называемая также клеедеревянной рамой с жестким стыком на зубчатых шипах, состоит из двух полурам. Каждая полу-

рама имеет Г-образную форму с переломом оси в месте будущего карниза. Полурама состоит из двух прямых элементов — стойки и полуригеля, имеющих переменные сечения, максимальные в зоне перелома оси. Эти элементы соединяются под необходимым углом наклонным зубчатым шипом. Ломаноклееная рама имеет существенные достоинства. Так же как и гнутоклееная, она малотрудоемка при монтаже, но отличается от нее большей простотой и меньшей трудоемкостью изготовления. Ломаноклееные полурамы изготовляют из прямых заготовок постоянного сечения, которые склеивают из досок любой допускаемой толщины и затем распиливают по диагонали для получения сечения переменной высоты. Благодаря этому экономят древесину при острожке, а также клеи. Эти рамы не требуют дополнительных стержней для опирания настилов в карнизных узлах.

К недостаткам ломаноклееной рамы относится то, что их трудно транспортировать, древесина в зоне перелома оси и зубчатого стыка, где действуют максимальные изгибающие моменты, работает на нормальные напряжения от сжатия с изгибом под значительным углом к направлению волокон. Ее расчетные сопротивления при этом существенно снижаются и, следовательно, увеличиваются размеры этого сечения, повышается расход клееной древесины на раму. Замена древесины в этих сечениях более прочным материалом, например древесным пластиком, позволила бы значительно экономить материал.

Клеедеревянная трехшарнирная четырехподкосная рама (см. рис. 32.16, *в*) состоит из двух стоек, двух полуригелей переменной высоты сечения и четырех подкосов постоянного сечения, соединяющих стойки с ригелем. Подкосы создают дополнительные кроме стоек опоры для ригеля, что приводит к уменьшению изгибающих моментов в ригеле по сравнению с бесподкосной рамой. Особенно уменьшаются при этом моменты в стойках. Эта рама сборно-разборная и состоит из прямых клеедеревянных элементов, простых в изготовлении, которые без затруднений можно транспортировать любым видом транспорта. Основной недостаток этой рамы — большое число элементов и узлов, что повышает трудоемкость изготовления и сборки. Подкосы также сокращают свободное пространство помещений, поэтому применение этих рам наиболее рационально в покрытиях навесов.

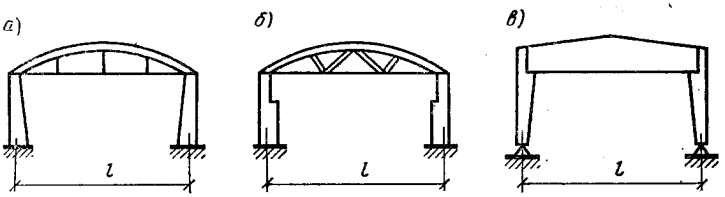


Рис. 32.17. Двухшарнирные клеедеревянные рамы
а — с жесткими опорами и аркой; *б* — с жесткими опорами и фермой; *в* — с шарнирными опорами и клеедеревянной балкой

Двухподкосная клеедеревянная трехшарнирная рама (см. рис. 32.16, *г*) состоит из двух стоек, двух полуригелей переменного сечения и двух подкосов постоянного сечения. К недостаткам этой рамы относится наличие значительных растягивающих усилий в карнизных узлах, для восприятия которых необходимо применять металлические крепления и винты. Кроме того, изгибающие моменты в стойках и ригелях этой рамы значительно больше, чем в рамах с парными подкосами. Подкосы уменьшают свободное пространство помещения.

Клеедеревянная трехшарнирная рама с опорными подкосами (рис. 32.16, *д*) состоит из двух полуригелей переменного сечения, двух подкосов и двух стоек постоянного сечения. Основные достоинства этой рамы те же, что и прочих подкосных рам. Основные недостатки — это работа стоек на растяжение и изгиб от ветровой нагрузки, что усложняет конструкцию их узловых креплений, и значительная длина сжатых подкосов, сечения которых определяют из условия предельно допускаемой гибкости.

Клеедеревянная трехшарнирная рама с наружными раскосами (рис. 32.16, *е*) отличается от предыдущей только наружным расположением раскосов. Достоинства ее и недостатки те же, что и прочих подкосных рам. Наружные раскосы работают в этой раме на растяжение и могут выполняться как из клееной древесины, так и из стали, при этом они не уменьшают внутреннего пространства помещения. Двухшарнирные клеедеревянные рамы (рис. 32.17) состоят из трех конструктивных элементов — двух вертикальных стоек и горизонтального ригеля. Их основное достоинство — это относительная простота изготовления и транспортирования прямых стоек

и балочных конструкций ригелей по сравнению с гнутыми и ломаными полурамами. Кроме того, их горизонтальные ригели удобны для крепления к ним необходимого в некоторых помещениях подвесного потолка. Недостаток их — большая трудоемкость сборки и зависимость усилий в элементах от возможных осадок опор.

Двухшарнирная клеедеревянная рама с жесткими опорными узлами (рис. 32.17, *а* и *б*) может иметь две клеедеревянные стойки постоянного, переменного или ступенчатого сечения. Стойки переменного сечения наиболее экономичны по расходу древесины, так как в опорном сечении, где действуют максимальные моменты, имеют наибольшую высоту. Стойки постоянного сечения проще в изготовлении, а стойки ступенчатой формы позволяют опирать на их ступени клеедеревянные балки мостовых кранов небольшой грузоподъемности. Ригель этой рамы может представлять собой клеедеревянную двускатную балку, арку с затяжкой, сегментную или треугольную клеедеревянную ферму, шарнирно опирающуюся на стойки. Решение шарнирных узлов опирания этих конструкций на стойки не представляет затруднений. Основной недостаток этой рамы — относительно большая сложность жестких опорных узлов стоек, чем шарнирных. Двухшарнирная рама с жесткими опорными узлами может иметь также комбинированную конструкцию. При этом клеедеревянные конструкции ригеля шарнирно опираются на сборные железобетонные колонны. Деревянные конструкции ригеля здесь менее подвержены опасности загнивания и повреждения, а конструкции жестких опорных узлов железобетонных колонн стандартные.

Двухшарнирная клеедеревянная рама с шарнирными опорными узлами (рис. 32.17, *в*) может иметь две стойки постоянного или переменного клеедеревянного сечения наименьшей высоты в опорных узлах, где нет изгибающих моментов. Ригелем этой рамы может служить клеедеревянная двускатная балка или пятиугольная ферма. Они крепятся к стойкам на разных высотах, образуя жесткое рамное соединение. Достоинство этой рамы — простая конструкция шарнирных опорных узлов, а недостаток — более сложное решение жестких креплений ригеля к стойкам. Однако значительная жесткость ригелей позволяет не учитывать изгибающие моменты от действующих на ригель основных вертикальных нагрузок.

Трехшарнирная дощато-гвоздевая рама состоит из дощато-гвоздевых двутавровых стоек и полуригелей переменной высоты. Пояса этих элементов состоят из двойных толстых досок, а стенка — из двух слоев перекрестных слоев тонких досок. Соединениями их служат гвозди и болты. Такие рамы простые, но трудоемкие в изготовлении и применяются редко. Трехшарнирные цельнодеревянные сквозные рамы состоят из стоек и полуригелей переменной высоты из брусьев или толстых досок, соединенных болтами. Эти рамы трудоемки в изготовлении и в настоящее время не используются.

Расчет рам производится на различные сочетания нагрузок от собственного веса, ветровой, снеговой нагрузки и т. д. Раму рассчитывают как трехшарнирную конструкцию. В результате расчета получают значения изгибающих моментов, поперечной и продольной сил.

Изгибающие моменты изменяются по длине ригеля, поэтому его поперечное сечение выгодно принимать переменным, уменьшающимся к коньковому узлу в соответствии с эпюрой моментов. Поперечные сечения ригеля и стойки подбирают как для сжато изгибаемых стержней, с учетом коэффициента условий работы клееных конструкций. Подкос в раме с консолями рассчитывают как сжатый элемент, поскольку он не работает на изгиб. Соединение в коньковом узле выполняют впритык с боковыми парными накладками на болтах, которое рассчитывают на изгиб аналогично коньковому узлу арок. Торцы ригеля проверяют на смятие.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите виды деревянных конструкций.
2. Какие типы настилов покрытий используют в качестве несущих и ограждающих элементов?
3. Как производится расчет настилов, прогонов?
4. Приведите классификацию деревянных балок.
5. Опишите конструкции балок на податливых связях.
6. Как выполняется расчет составных балок?
7. Какие шипы клееных балок, применяемых в современном строительстве Вы знаете?
8. Как производится расчет клееных балок по предельным состояниям первой и второй групп?
9. Перечислите особенности работы под нагрузкой деревянных стоек.
10. Приведите классификацию ферм с применением деревянных элементов.

11. Нарисуйте конструкции деревянных и металлодеревянных ферм.
12. Каким образом выполняется расчет ферм?
13. Какова классификация арок и условия их применения.
14. Как производится расчет арок, в чем особенность работы арок под действием внешних нагрузок?
15. Что такое рама, в чем ее достоинства и недостатки?
16. Как выполняется расчет рам?

Глава 33. Конструкции с применением пластмасс

§ 33.1. СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПЛАСТМАССЫ

Применяемые в современном строительстве конструкции с использованием пластмасс являются, как правило, комплексными или смешанными, т. е. изготавливаются не из одного, а из двух и более материалов. Большинство строительных пластмасс имеют низкий модуль упругости, поэтому для уменьшения деформативности их используют в комбинации с более жесткими материалами: древесиной, сталью, алюминием, асбестоцементом. Конструкции, изготавливаемые целиком из пластмасс, имеют весьма ограниченное применение, обычно это светопрозрачные панели покрытий или простейшие пневматические сооружения.

Пластмассы — материалы, изготавливаемые на заводах химической промышленности из искусственных полимерных материалов, получаемых из продуктов нефтепереработки. Основа любой пластмассы — связующее. Обычно это синтетическая смола на основе полимеров. Бывают пластмассы однородные и неоднородные. Однородные пластмассы состоят только из связующих (оргстекло, винипласт и т. д.). Неоднородные пластмассы изготавливают из нескольких компонентов: связующего полимера, наполнителя и некоторых технологических добавок (пластификаторов, красителей, стабилизаторов, порообразователей и т. п.). В качестве наполнителя используют стекловолокно, древесные стружки и опилки, асбест, песок, цемент и т. д.

Пластмассы классифицируют на термопластичные и термореактивные. Первые способны размягчаться и вновь затвердевать при многократном нагревании и охлаждении, поэтому их можно сваривать. Термореактивные

пластмассы нельзя расплавить после формовки и отвердения.

К достоинствам пластмасс относятся: относительно высокая прочность; небольшая масса; химическая стойкость; биостойкость; простота изготовления (формообразования); легкость обработки; высокие электроизоляционные свойства; светопрозрачность и радиопрозрачность (некоторых типов пластмасс). К недостаткам: низкий модуль упругости (в несколько раз меньше, чем у древесины), вследствие чего пластмассы испытывают значительно бóльшие деформации, чем другие материалы; почти полное отсутствие огнестойкости; высокая ползучесть; низкая длительная прочность; старение (ухудшение эксплуатационных качеств с течением времени, влияние тепла, солнечной инсоляции, влажности и т. д.), сравнительно высокая стоимость.

Типы строительных пластмасс. В настоящее время в строительстве применяют много пластмасс. С развитием химической промышленности появляются все новые их типы, обладающие улучшенными физико-механическими свойствами.

Стеклопластики состоят из синтетического связующего и стеклянного волокна, которое служит своего рода арматурой. Изготовляют их, вводя в неотвержденную смолу стекловолокна с последующим твердением. В зависимости от расположения волокон различают три группы стеклопластиков:

стеклопластики с ориентированными волокнами, когда последние в виде жгутов или нитей располагают в одном или в двух направлениях (продольном и поперечном). Этот тип стеклопластиков обладает наибольшей прочностью на разрыв, порядка 500... 900 МПа. Плотность их составляет около 1900 кг/м^3, модуль упругости — $1{,}5 \cdot 10^4$ МПа;

стеклопластики с неориентированными волокнами получают с помощью наполнения хаотически расположенным по объему рубленым волокном. При малом содержании волокон (менее 30%) стеклопластик прозрачен. Плотность таких стеклопластиков около 1500 кг/м^3, прочность на разрыв меньше 60... 110 МПа; стеклотекстолиты — стеклопластики, в которых наполнителем служит стеклоткань.

Термопласты, к которым относятся органическое стекло и винипласт. Из них чаще всего изготавливают све-

топрозрачные элементы конструкций в виде волнистых кровельных листов, купольных фонарей, а также светонепроницаемых плит кровельного и стенового ограждений. **Оргстекло** часто применяют в сельскохозяйственном строительстве для покрытия теплиц и оранжерей, так как оно пропускает до 75 % ультрафиолетовых лучей (для сравнения — обычное силикатное стекло пропускает лишь — 3 %). Оргстекло имеет высокую ударную прочность, прочность его на разрыв составляет до 55 МПа, модуль упругости — $1{,}4 \cdot 10^3$ МПа, плотность около 1200 кг/м^3.

Винипласт обладает высокой химической стойкостью, поэтому его часто применяют для антикоррозийных ограждающих конструкций предприятий химической промышленности. Из винипласта выпускают пленки, емкости, трубы и другие профили. Оргстекло и винипласт относятся к термопластическим пластмассам.

Пено- и сотопласты относятся к наиболее распространенным материалам, используемым для тепло- и звукоизоляции в ограждающих конструкциях. Пенопласты получают с помощью вспучивания фенольной, полистирольной или полиуретановой смол. Ячейки занимают около 90...95 % всего объема, поэтому плотность пенопластов всего лишь около 20...100 кг/м^3. Чем выше плотность, тем больше теплопроводность, звукопроницаемость и прочность (при сжатии — 0,2...11 МПа, сдвиге 0,15... 0,7 МПа). Сотопласты — это изделия из пластмассы, прочной бумаги или ткани со сквозными полостями правильной формы (как правило, шестигранной в виде пчелиных сот). Бумагу и ткань для повышения огнестойкости пропитывают огнезащитными составами. Свойства сотопластов зависят от материалов и размеров ячеек. Используют сотопласты для среднего слоя трехслойных ограждающих конструкций. Тип сотопласта выбирают в зависимости от типа панелей и величины действующих сдвигающих напряжений.

Синтетические ткани и пленки, обладающие воздухонепроницаемостью, чаще всего применяют для пневматических (надувных) конструкций. Ткани изготавливаются на основе синтетических волокон (лавсановых или капроновых), покрытых слоем резины или поливинилхлорида, и выпускаются в виде рулонов шириной 0,9 и длиной до 20 м. Пленки из полиэтилена, полиэфира, полиамида иногда армируются капроновыми сетками.

Опыты показали, что синтетические ткани обладают разными механическими свойствами в направлении продольных (основа) и поперечных (уток) нитей. Прочность ткани по основе выше, чем по утку, ее относят к единице длины. Ткани имеют прочность до 0,2 кН/см, пленки— 0,01 кН/см.

Пленки применяют для возведения пленочно-каркасного сооружения (парников, теплиц и т. д.), а также для надувных зданий сезонного назначения. Материалы эти дешевле тканевых, но недолговечны и менее надежны из-за быстрого старения под действием солнечных лучей, влажностных и температурных перепадов. Срок службы пленок составляет обычно 2...3 года, а тканевых материалов до 10 лет.

Древесные пластики получают с помощью продуктов переработки натуральной древесины, склеенных с синтетическими смолами.

Древесно-слоистые пластики, включая фанеру, получают с помощью полной пропитки слоев шпона (тонких слоев древесины) синтетическими смолами с последующим горячим прессованием. ДСП чаще всего используют для небольших ответственных деталей в стыковых и узловых соединениях шпонок, нагелей, накладок, косынок и т. д., поскольку этот материал очень дорог. Фанеру и дешевые ДСП применяют в несущих и ограждающих конструкциях кровли и стеновых панелей.

Древесно-волокнистые и древесно-стружечные плиты изготавливают из растертой до волокнистого состояния древесины или стружек и связующего материала (полимерной смолы). Эти материалы в основном применяют для стеновых перегородок и обшивок, так как они имеют очень низкую прочность.

Способы соединения пластмассовых материалов. Конструкционные материалы соединяют преимущественно с помощью склеивания и сварки, реже применяют клееметаллические, болтовые, заклепочные и винтовые соединения. Для соединения воздухопроницаемых тканей иногда применяют шитье.

Склеивание — основной вид соединения пластмасс между собой и с другими материалами. Используют клеи на основе эпоксидных, фенольных, полиэфирных и других смол, к которым для обеспечения технологичности добавляют растворители и отвердители. По условиям технологии различают клеи холодного ($t=16...30°$)

и горячего ($t = 100...160°$) твердения. Первый способ используют, как правило, на монтаже, второй — в заводских условиях. Клеевые соединения в основном работают на сдвиг. К достоинствам клеевых соединений относятся: герметичность; отсутствие ослаблений; возможность соединения разнородных материалов. К недостаткам — трудоемкость, низкая огнестойкость, низкое сопротивление неравномерному отрыву. В пластмассовых конструкциях обычно используют клеевые соединения внахлестку и с накладками.

Сварка — основной метод, используемый для соединения термопластичных пластмасс. Различают сварку с помощью горячего воздуха, контактную, высокочастотную и термоимпульсную. Сварка в струе горячего воздуха осуществляется с помощью специальных горелок. При этом используют сварочную проволоку из того же материала, что и свариваемые элементы. Контактным способом обычно соединяют плоские заготовки. Высокочастотную сварку осуществляют с помощью двух прижимных электродов, к которым подается переменное напряжение высокой частоты. При этом способе сварки получают самые прочные соединения. Термоимпульсная сварка выполняется нагревателем, находящимся в контакте с материалом. К нагревателю короткими импульсами (0,1...1 с) подается теплота.

С помощью сварки создают следующие типы соединений: встык, внахлестку, с накладками и т. д. К достоинствам сварных соединений относятся: малая трудоемкость и хорошая плотность шва, к недостаткам — возможность сварки только для термопластических материалов, прочность шва на 20...30 % ниже прочности соединяемых материалов.

Клееметаллические соединения являются комбинированными. Они состоят из точечных металлических соединений и прослойки из клея. В зависимости от типа различают клеесварные соединения, клеевинтовые и клееболтовые. Их используют для соединения высокопрочных материалов (металлов, стеклопластиков и древесины). По сравнению с клеевыми соединениями клееметаллические имеют более высокую прочность при отрыве и сдвиге.

Клеесварные соединения применяют только для соединения однородных металлических элементов. Клееболтовые и клеевинтовые используют для стыкования

металлических, асбоцементных и древесных листовых материалов в трехслойных панелях.

Болтовые, винтовые и заклепочные соединения используют, как правило, в монтажных стыках на строительной площадке. Главный недостаток этих соединений — ослабление соединяемых элементов отверстиями.

§ 33.2. ПЛИТЫ НАСТИЛОВ С ПРИМЕНЕНИЕМ ПЛАСТМАСС

В качестве ограждающих конструкций зданий в настоящее время применяются трехслойные кровельные и стеновые панели из тонких листов внутренней и внешней обшивки, выполняющей несущие и ограждающие функции, и среднего слоя, служащего тепло- и звукоизоляцией. Обшивкой служат такие материалы, как стеклопластик, оргстекло, винипласт, алюминий, сталь и асбестоцемент. Для среднего слоя используют пенопласты, сотопласты и различные минераловатные изделия, с хорошими тепло- и звукоизоляционными свойствами. Заполнение среднего слоя обеспечивает прочность тонкой обшивки на продавливание от сосредоточенного груза, а также увеличивает ее устойчивость при изгибе.

Различают четыре вида конструкций плит с применением пластмасс: с несущим обрамлением по контуру (рис. 33.1, *а*); часторебристые (рис. 33.1, *б*) и сплошные (типа сэндвич) (рис. 33.1, *в*), с защитным обрамлением, с обшивкой из профилированного листа (рис. 33.1, *г*). Обрамление панели выполняется из того же материала, что и обшивка. Оно служит для защиты плиты по контуру от механических повреждений при изготовлении, перевозке и на монтаже. Несущее обрамление помимо защитных функций участвует в работе панели при изгибе, воспринимая сдвигающие усилия. Светопрозрачные панели (рис. 33.1, *д*) изготовляют из плоских или волнистых листов светопрозрачного стеклопластика или оргстекла, служащих обшивкой. Ее приклеивают к среднему слою прозрачного волнистого стеклопластика или сот решеток. Панели монтируются в несущих рамах из алюминиевых или стеклопластиковых профилей. Пролеты, перекрываемые панелями, достигают величины 3...6 м.

Пластмассовые конструкции рассчитывают по пре-

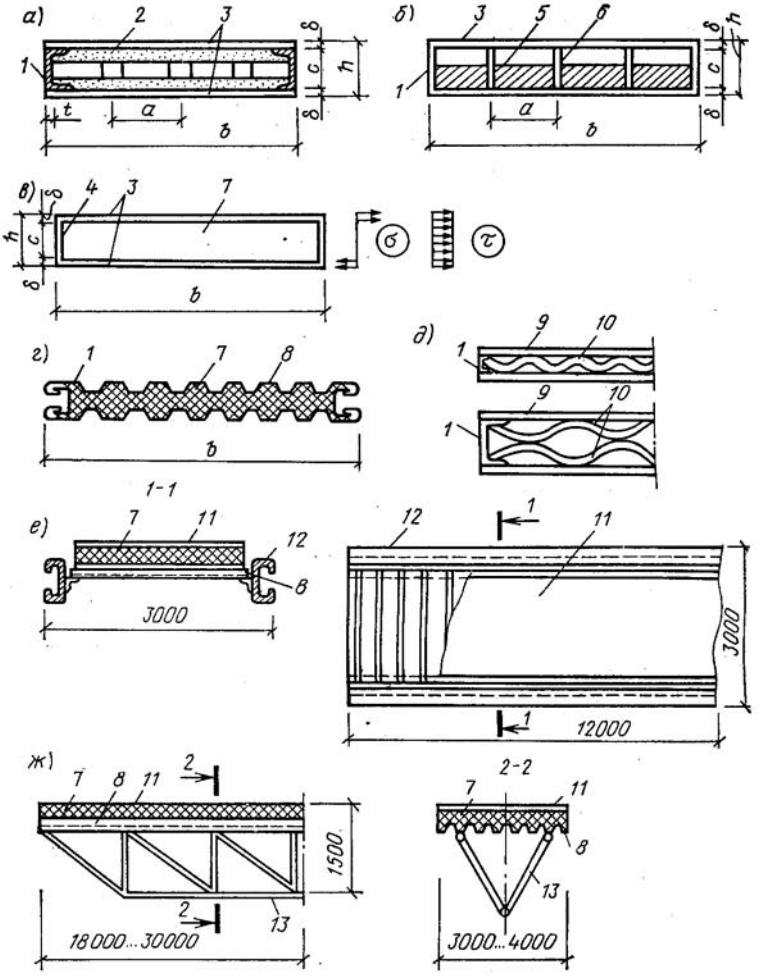


Рис. 33.1. Плиты и панели с применением пластмасс

а — с несущим обрамлением по контуру; *б* — часторебристые; *в* — сплошные; *г* — с защитным обрамлением и с обшивкой из профилированного листа; *д* — светопрозрачные; *е* — монопанель; *ж* — блок фермы; *1* — несущее обрамление; *2* — пустотный пенопласт; *3* — обшивка; *4* — защитное обрамление; *5* — утеплитель; *6* — продольные ребра древесноволокнистых сот; *7* — пенопласт; *8* — профилированный металлический настил; *9* — плоский стеклопластик; *10* — волнистый стеклопластик; *11* — гидроизоляционный ковер; *12* — продольное ребро; *13* — ферма

дельным состояниям: несущей способности (прочности и устойчивости) и деформациям. Причем довольно часто более важен расчет по деформациям, так как пластмассы имеют низкий модуль упругости, т. е. низкую жесткость при высокой удельной прочности. Обшивки трехслойных панелей работают на нормальные напряжения, вызываемые изгибающим моментом и местными сосредоточенными силами. Средний слой воспринимает касательные напряжения от поперечной силы (рис. 33.1, *в*).

Прочность панели с обрамлением рассчитывают по максимальным нормальным напряжениям, возникающим в обшивке при изгибе:

$$\sigma = M/W_{\text{пр}} \leqslant R_{\text{и}}, \qquad (33.1)$$

где M — момент от расчетных нагрузок; $R_{\text{и}}$ — расчетное сопротивление при изгибе; $W_{\text{пр}}$ — приведенный момент сопротивления:

$$W_{\text{пр}} = I_{\text{пр}}/(c/2 + \delta), \qquad (33.2)$$

здесь $I_{\text{пр}}$ — приведенный момент инерции поперечного сечения; c, δ — соответственно толщина среднего слоя и обшивки плиты.

При определении приведенных геометрических характеристик сечений $I_{\text{пр}}$, $S_{\text{пр}}$ в трехслойных панелях с несущим обрамлением учитывают неравномерность распределения нормальных напряжений в обшивке и их концентрацию в зонах примыкания к ребрам обрамления. В этих целях расчетную ширину сечения вычисляют по формуле

$$b_{\text{пр}} = kb, \qquad (33.3)$$

где k — коэффициент неравномерности, назначаемый на основании опытных данных в зависимости от материала обшивки и отношения пролета панели l к расстоянию между ребрами b; b — действительная ширина панели.

Расчет по касательным напряжениям в зоне клеевого шва между обшивкой и средним слоем, а также прочности среднего слоя выполняют по условию

$$\tau = QS_{\text{пр}}/I_{\text{пр}}\, b_{\text{ск}} \leqslant R_{\text{ср}}, \qquad (33.4)$$

здесь Q — расчетная поперечная сила от внешних нагрузок; $S_{\text{пр}}$ — статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси; $b_{\text{ск}}$ — двойная толщина стенок несущего обрамления или при расчетах клеевого шва ширина примыкания обшивки к ребрам; $R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление срезу клеевого шва или материала среднего слоя.

В трехслойных панелях с достаточно прочным заполнителем при сплошном слое из сотопласта, прочного пенопласта или древесно-волокнистых сот в целях уп-

рощения расчета полагают, что нормальные напряжения при изгибе воспринимает только обшивка, а касательные — только продольные ребра или заполнитель. Тогда при вычислении геометрических характеристик поперечного сечения сопротивлением среднего слоя пренебрегают, принимая в формулах (33.1), (33.4):

$$I_{\text{пр}} = b\delta\,(c+\delta)^2/2; \quad S_{\text{пр}} = b\delta\,(c+\delta)/2; \quad W_{\text{пр}} = b\delta\,(c+\delta), \tag{33.5}$$

где b — ширина плиты; δ — толщина обшивки; c — толщина среднего слоя.

Деформации панелей при равномерно распределенной нагрузке проверяют по условию

$$f/l = 5q_n l^3/384EI_{\text{пр}} \leqslant [f/l], \tag{33.6}$$

где q_n — нормативная нагрузка на единицу длины; E — модуль упругости материала обшивок.

Допускаемый относительный предельный прогиб для плит покрытия составляет не более 1/125. Верхнюю обшивку панели необходимо проверить на местный изгиб от сосредоточенного груза (в 1 кН) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}2$. В случае совместной работы обшивки с подклеенным слоем пенопласта прочность этого слоя, находящегося между ребрами (рис. 33.1, *а*), проверяют из условия

$$\sigma = 2M/b_n d\,(a+\delta) \leqslant R_{\text{р}}, \tag{33.7}$$

где $M = 0{,}25\,F \cdot a$ — максимальный изгибающий момент от сосредоточенной местной нагрузки (a — расстояние между осями ребер); d — толщина подкрепляющего слоя; b_n — условная ширина действия сосредоточенного груза, равная 50 см; δ — толщина обшивки; $R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление пенопласта разрушению.

Условие прочности обшивки на сжатие при изгибе от местной нагрузки имеет вид

$$\sigma = 2M/b\delta(d+\delta) \leqslant R_{\text{с}}, \tag{33.8}$$

где $R_{\text{с}}$ — расчетное сопротивление материала обшивки сжатию.

В последнее время все большее распространение получают конструкции панелей из пластмасс, позволяющие перекрывать пролеты 12 м и более. К таким конструкциям относятся монопанели и блок фермы. Монопанель (рис. 33.1, *е*) состоит из двух частей нижней металлической конструкции из продольных ребер и обшивки из профилированного настила и верхней гидроизоляционной конструкции из пенопласта и рулонного материала. Монопанели изготавливают в заводских

условиях и позволяют перекрывать пролеты до 12 м. Блок-фермы — специальная конструкция, представляющая собой панель, усиленную шпренгельной фермой (рис. 33.1, *ж*). Они могут перекрывать пролеты до 18... 36 м и иметь металлические пространственные фермы треугольного или прямоугольного поперечного сечения, которые поддерживают трехслойную ограждающую панель. Преимущество такой комбинированной конструкции — существенное сокращение трудоемкости монтажа и экономия металла, недостатки — трудоемкость изготовления в заводских условиях, неудобства при перевозке из-за больших размеров, наличие сложных стыков.

Использование плоских конструкций из пластмасс (балок, ферм, арок и рам) в обычных условиях невыгодно из-за большой деформативности (вследствие низкого модуля упругости), а также большой стоимости материалов. Но в условиях агрессивной внешней среды цельнопластмассовые конструкции становятся экономически выгодными, при этом предпочтение следует отдавать сквозным конструкциям (фермам и аркам). Элементы этих конструкций следует проектировать из стеклопластиковых труб, фасонки из стеклотекстолита, а соединения — на клею или стеклопластиковых болтах. Известны решения сквозных арочных ферм пролетом до 30 м.

§ 33.3. ПНЕВМАТИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

В последние годы в практику строительства стали внедряться пневматические конструкции, изготавливаемые из воздухонепроницаемых тканей и пленок. Неизменяемость геометрической формы под действием внешних нагрузок обеспечивается избыточным давлением воздуха, нагнетаемого во внутреннее замкнутое пространство конструкции. Под действием избыточного давления конструкция находится в состоянии предварительного напряжения.

Пневматические конструкции имеют следующие достоинства: очень большая легкость (0,3...2 кг/м^3); высокая скорость монтажа (в некоторых случаях измеряемая несколькими часами); хорошая транспортабельность, так как они характеризуются предельной компактностью в сложенном виде; высокая сейсмостойкость. К недо-

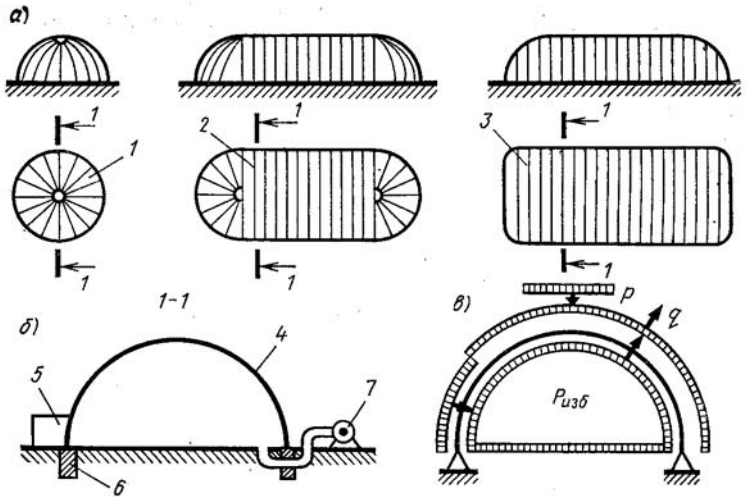


Рис. 33.2. Воздухоопорные конструкции

а — общий вид; *б* — схема разреза; *в* — расчетная схема; *1* — пневмокупол; *2* — пневмосвод со сферическими торцами; *3* — пневмосвод; *4* — оболочка; *5* — шлюз; *6* — опорный контур; *7* — воздуходувная установка

статкам следует отнести: высокую сгораемость, большую деформативность под нагрузкой; большую повреждаемость — плохо переносят механические повреждения (проколы, удары и т. д.); короткий срок службы до 10 лет*.

Особенности возведения и эксплуатации предопределяют их использование в основном для сборно-разборных временных помещений промышленного, транспортного, сельскохозяйственного и бытового назначения (складов, временных стоянок техники, выставочных помещений и т. д.). Пневматические конструкции применяют в качестве опалубки для придания требуемой формы железобетонным конструкциям и промежуточных опор при изготовлении и сборке крупногабаритных конструкций (оболочек, куполов и т. д.). Различают два типа пневматических конструкций: воздухоопорные и пневмокаркасные.

Воздухоопорные конструкции (рис. 33.2) представляют собой гибкие пленочные или тканевые оболочки, ко-

* Уже разработаны экспериментальные пневмоконструкции из трудносгораемых тканей со сроками службы 20...25 лет.

торые в проектном положении поддерживаются избыточным давлением внутри помещения. Обычно такие конструкции используют в виде цилиндрических сводов с цилиндрическими или сферическими торцами и сферических сводов. Воздухоопорные конструкции — наиболее экономичны по затратам на возведение и по материалу. Размер перекрываемого пролета 12...50 м. Внутри помещений воздухоопорных конструкций необходимо поддерживать избыточное давление 0,2...0,5 кПа, которое практически не ощущается людьми, находящимися в помещении. Создавать и поддерживать такое давление можно простыми средствами, например центробежным вентилятором.

Для воздухоопорных конструкций используют прорезиненные воздухонепроницаемые ткани, покрытые синтетическими смолами, или армированные пленки. Процесс изготовления оболочек заключается в соединении отдельных заготовок из ткани внахлестку с помощью специальных клеев. Клеевые швы иногда усиливают нитяной строчкой, которую в целях герметизации закрывают с двух сторон лентами на клею. Чтобы избежать резкой потери давления внутри оболочки, вход в помещение оборудуется специальными шлюзами с герметическими дверями. Шлюзы обычно монтируются из обтянутого тканью легкого алюминиевого каркаса.

К недостаткам воздухоопорных конструкций относится необходимость в непрерывном наблюдении за внутренним избыточным давлением воздуха и сохранностью оболочки, а также использования шлюзов, затрудняющих доступ внутрь здания. Ответственной частью сооружения является анкерное устройство, которое должно обеспечивать необходимую герметичность. Это достигается несколькими способами. Оболочку опоясывают специальной трубой из прорезиненной ткани, пришиваемой к нижней кромке. Трубу заполняют водой или песком и заанкеривают ее по периметру сооружения. Будучи плотно прижатой к земле, она препятствует утечке воздуха. Применяют также заделку нижнего края оболочки в грунт или плотное закрепление его в специальных зажимах фундамента. В некоторых случаях закрепление осуществляют с помощью системы оттяжек, передающих растягивающие усилия на анкеры из винтовых свай.

Пневмокаркасные конструкции состоят из несущих

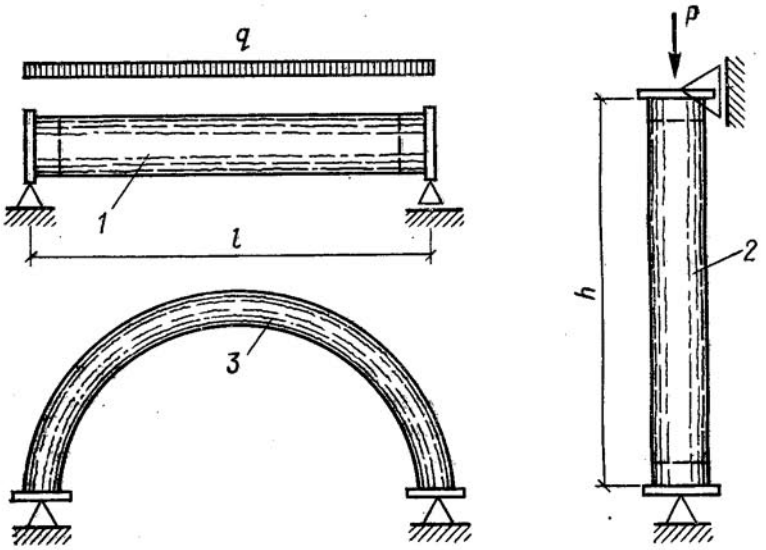


Рис. 33.3. Пневмокаркасные конструкции
1 — пневмобалка; *2* — пневмостойка; *3* — пневмоарка

пневмоконструкций (каркаса из пневмобалок, пневмостоек, пневморам или пневмоарок) и поддерживаемой наружной ограждающей оболочки (рис. 33.3). Возможно решение с использованием пневмоблоков большого поперечного сечения, устанавливаемых вплотную друг к другу. В некоторых случаях устраивают комбинированные конструкции, когда пневмокаркас совмещают с воздухоопорной оболочкой. Необходимость в этом может возникнуть при значительных ветровых и снеговых нагрузках, когда в определенные периоды эксплуатации требуется повысить жесткость здания. Жесткость пневмокаркасной конструкции можно повысить также с помощью установки (металлических гибких связей между отдельными пневмоопорными элементами каркаса).

Необходимость поддержания большого внутреннего давления (до 300 кПа) требует большой степени герметичности и прочности материала. Это же условие ограничивает величину перекрываемого пролета, который обычно не превышает 12...15 м. Стоимость пневмокаркасных конструкций в 3..4 раза выше, чем стоимость воздухоопорных сооружений. К преимуществам пневмо-

каркасных конструкций относится отсутствие внутреннего давления воздуха в эксплуатируемом пространстве и как следствие — потребность в шлюзовых конструкциях, кроме того, пневмокаркасные конструкции более надежны в эксплуатации, но сложнее в изготовлении. Крепление пневмоарок или пневморам осуществляется к фундаментам или башмакам. Узлы создают шарнирными. Распор погашают затяжками или фундаментами контрфорсного типа.

Расчет пневматических конструкций выполняется на самое невыгодное сочетание нагрузок от внутреннего избыточного давления, собственного веса, веса снега и давления ветра. Кроме того, в любом месте учитывают действие сосредоточенного груза весом 1 кН (вес рабочего с инструментом). Расчет производят по несущей способности (прочности и устойчивости) и деформациям (прогибам, складкообразованию).

Прочность оболочек всех типов проверяют из условия, чтобы максимальные напряжения не превышали расчетного сопротивления ткани по основе R_o или утку R_y:

$$\sigma_{max} \leqslant R_o; \quad R_y, \tag{33.9}$$

σ_{max} — усилие, отнесенное к единице длины оболочки.

Максимальное значение кольцевого и меридионального усилия цилиндрической или сферической оболочки определяют по приближенным формулам, так как точный расчет пневматических оболочек очень сложен:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{maxк} &= \alpha \Sigma P r + \beta q r; \\ \sigma_{maxm} &= 0{,}5 \Sigma P r + \beta q r, \end{aligned}\right\} \tag{33.10}$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые по табличным данным в зависимости от размеров оболочки; r — радиус оболочки; q — скоростной напор ветра; ΣP — суммарная поверхностная нагрузка, определяемая из выражения:

$$\Sigma P = (P - G), \tag{33.11}$$

здесь P — внутреннее избыточное давление воздуха под оболочкой; G — собственный вес оболочки.

В формуле (33.11) не учитывается давление от снега и положительное направление ветра, так как они уменьшают растягивающие усилия в оболочке.

Максимальный прогиб сферических воздухоопорных конструкций под действием снеговой и сосредоточенной

нагрузки определяют по следующей формуле:

$$f = 3F/5pr, \qquad (33.12)$$

где F — сосредоточенная нормативная нагрузка от снега или вес рабочего с инструментом; p — внутреннее избыточное давление.

Предельное состояние пневмоэлементов из условия складкообразования наступит в том случае, если растягивающее погонное усилие станет равным нулю. Поэтому, чтобы конструкция не складывалась, необходимо, чтобы минимальные растягивающие усилия в любой точке оболочки от совместного веса и наиболее невыгодной комбинации временных нагрузок было бы больше нуля:

$$\Sigma\sigma_{min} + \sigma > 0, \qquad (33.13)$$

где $\Sigma\sigma_{min}$ — максимальное сжимающее нормальное напряжение; σ — напряжение растяжения в оболочке несущего пневмоэлемента, вызываемое давлением воздуха.

Появление сжимающих усилий в оболочке не допускается, поскольку при этом образуются складки.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Приведите классификацию строительных пластмасс.
2. В чем заключаются преимущества и недостатки конструкций с применением пластмасс?
3. Что такое синтетические ткани и для каких конструкций они применяются?
4. Перечислите типы соединений конструкций с применением пластмасс.
5. Перечислите и покажите схемы плит настилов с применением пластмасс.
6. Как производится расчет плит настилов по предельным состояниям?
7. Покажите конструкции монопанелей и блок-ферм.
8. Условия применения, преимущества и недостатки воздухоопорных конструкций.
9. Классификация пневматических конструкций.
10. Какие схемы пневматических конструкций Вы знаете?
11. Как выполняется расчет пневматических конструкций?

Раздел VI. ОСНОВАНИЯ и ФУНДАМЕНТЫ

Глава 34. Общие сведения о фундаментах и грунтах оснований

§ 34.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Основанием называют толщу грунтов, воспринимающих нагрузку от здания и сооружения. Разделяют их на естественные и искусственные. Естественным считается основание, которое используется в условиях природного залегания после незначительной предварительной подготовки. Искусственные основания — это такие основания, свойства которых улучшают с помощью различных методов (конструктивных, уплотнения и закрепления). Необходимость в этом возникает в том случае, если грунты имеют очень низкую несущую способность и не могут воспринимать нагрузку от веса зданий и сооружений.

Фундаментом называют подземную часть здания, предназначенную для передачи нагрузки от веса сооружения на основание (рис. 34.1, *а*). Плоскость фундамента, опирающуюся на основание, называют подошвой. Поверхность фундамента, на которую опирается надземная часть конструкции и границы между уступами фундамента, называют обрезом. Слой грунта, на который опирается подошва, называют несущим слоем, остальные слои — подстилающими. Расстояние от поверхности земли до подошвы называют глубиной заложения фундамента d_f. Объем грунта, деформирующийся под действием внешней нагрузки, — это рабочая зона основания. Глубину рабочей зоны основания называют мощностью сжимаемой толщи H_c. Уровень подземных вод обозначают отметкой WL, подошвы фундамента — FL — нижнюю границу сжимаемой толщи BS.

По способам передачи давления от сооружения на грунты оснований различают три категории фундаментов: фундаменты в открытых котлованах (рис. 34.1, *б*), которые возводятся в котлованах и передают давление на основание только по подошве; фундаменты глубокого заложения (рис. 34.1, *в*) формируются или погружаются в грунт с помощью специальных устройств, они передают нагрузку на основание как путем трения по боковой поверхности фундамента, так и по подошве; свайные

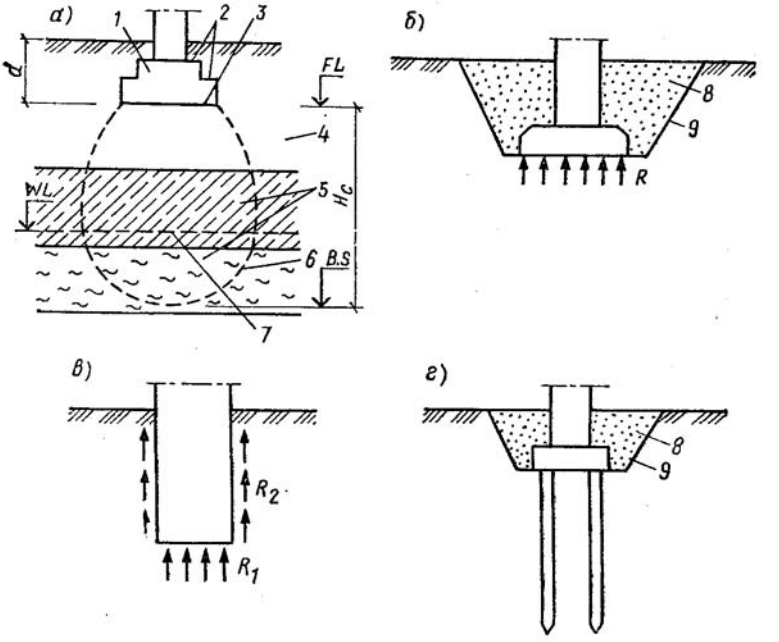


Рис. 34.1. Схемы фундаментов

а — основание и фундамент; *б* — фундаменты в открытых котлованах; *в* — фундаменты глубокого заложения; *г* — свайные фундаменты; *1* — фундамент; *2* — обрезы фундамента; *3* — подошва; *4* — несущий слой грунта; *5* — подстилающий слой; *6* — рабочая зона основания; *7* — уровень подземных вод; *8* — насыпной грунт; *9* — котлован

фундаменты (рис. 34.1, *г*) по способам передачи нагрузки на грунт основания и методам производства работ, при их устройстве, занимают промежуточное положение между двумя упомянутыми выше типами фундаментов.

Известно, что долговечность и другие эксплуатационные характеристики зданий и сооружений зависят от несущей способности оснований. Анализ причин аварий, имевших место во время строительства и эксплуатации, показал, что значительная их часть происходила в результате ошибок, допущенных при проектировании и устройстве оснований и фундаментов. Устранение последствий этих ошибок приводит, как правило, к значительным затратам, которые иногда превышают первоначальную стоимость фундаментов. Затраты на устройство оснований и фундаментов могут достигать 20 % и более от суммарной стоимости зданий и сооружений, поэтому

уменьшение этих расходов может дать существенную экономию материальных средств.

Надежность оснований и фундаментов зависит от способа выполнения строительных работ, правильной оценки физико-механических свойств грунтов оснований, а также учета их совместной работы с фундаментами и всеми надземными конструкциями. Неправильная оценка физико-механических свойств оснований, как правило, приводит к развитию неравномерных осадок фундаментов зданий, что вызывает появление дополнительных усилий в конструкциях сооружения. Это может нарушить эксплуатационную пригодность здания, выражающуюся в образовании трещин, а при значительной величине усилий — привести к полному разрушению.

С развитием строительства была постепенно осознана необходимостью устройства фундаментов, располагаемых ниже поверхности земли для передачи давления от веса здания на более плотные слои грунта. В отличие от первобытных построек, которые возводились непосредственно на поверхности земли, для большинства фундаментов предварительно разрабатывали котлованы, хотя археологические раскопки в Египте и Индии показали, что еще до нашей эры при строительстве храмов и других сооружений использовались свайные фундаменты и опускные колодцы. В XVII...XIX вв. при строительстве мостов использовались в основном деревянные сваи и кессоны, позже получили распространение каменные и железобетонные конструкции фундаментов.

Использование фундаментов, возводимых в открытых котлованах, и свайных конструкций с тех пор значительно изменилось. Помимо известных решений стали применяться и более прогрессивные конструкции фундаментов, металлические сваи из проката, винтовые, набивные и сваи из труб, заполняемых бетоном после погружения, а также сваи и сваи оболочки различных конструктивных форм и размеров, имеющих улучшенные характеристики несущей способности. В строительстве малоэффективные каменные и монолитные фундаменты стали заменять сборными фундаментами из унифицированных бетонных и железобетонных блоков, наиболее полно отвечающих задачам индустриального строительства. В настоящее время все шире применяют фундаменты, возводимые в вытрамбованных котлованах, они наиболее экономичны.

Большой вклад в развитие фундаментостроения сделан учеными нашей страны, предложены методы устройства свай, изготавливаемых в грунте, укрепления грунтов замораживанием, устройства фундаментов методом «стена в грунте», впервые разработана и применяется теория расчета по предельным состояниям и т. п.

Вопросы расчета устойчивости оснований, оценки деформируемости грунтов и расчета фундаментов различных типов, оценки осадок структурно-неустойчивых грунтов (вечномерзлых, лессовых и т. д.) получили значительное развитие в трудах Г. М. Герсеванова, Н. П. Пузыревского, Н. А. Цытовича, В. А. Флорина, Н. Н. Маслова, М. Н. Гольдштейна, В. Г. Березанцева, М. В. Малышева, В. В. Соколовского, М. И. Горбунова-Посадова, Б. И. Далматова, П. Л. Иванова и многих других. В последнее время в нашей стране разрабатываются более совершенные методы расчета оснований и фундаментов, учитывающих нелинейность деформирования, ползучесть. Получают распространение численное моделирование и оптимальное проектирование, позволяющее с помощью ЭВМ получать фундаменты минимальной стоимости.

Конструктивное решение фундаментов зависит от условий залегания, свойств грунтов строительной площадки, поэтому геологические, гидрогеологические и топографические условия места строительства являются первым и наиболее важным этапом проектирования зданий и сооружений. В большинстве случаев проектирование выполняется по типовым проектам. Типовые проекты предусматривают использование сборных конструкций и деталей заводского изготовления для различных климатических зон страны. Важным фактором является привязка типового проекта к местным геологическим, гидрогеологическим и топографическим условиям строительства. Она заключается в оценке возможности применения данного типа фундаментов в конкретных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях строительной площадки, на основе поверочных расчетов и намечаемых способов производства работ по устройству фундаментов и возможности использования местных строительных материалов.

§ 34.2. ХАРАКТЕРИСТИКИ ФИЗИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТОВ

Грунтами называются горные породы, слагающие верхние слои земной поверхности, образовавшиеся в результате выветривания. Состоят они из трех фаз: твердой, жидкой и газообразной. Соотношение между этими фазами, а также прочность связей между твердыми частицами во многом определяют физические свойства грунтов. Для оценки и классификации грунтов оснований образцы грунта в процессе инженерно-геологических изысканий на строительной площадке отбирают из шурфов и скважин. Образцы грунта должны иметь ненарушенную структуру, поэтому их получают из относительно больших по объему образцов грунта (монолитов). Образцы подвергают лабораторным исследованиям. На основании результатов этих исследований полученные характеристики сопоставляют с классификационными для качественной оценки свойств грунтов и возможности их использования в качестве оснований сооружений.

В результате лабораторных исследований грунтов определяют три основных показателя: *плотность грунта ненарушенной структуры* ρ, равную отношению массы образца грунта к его объему; *плотность твердых частиц грунта* ρ_s, равную отношению массы твердых частиц к их объему, и *природную влажность* w, равную отношению массы воды, содержащейся в грунте, к объему твердых частиц.

Любой образец грунта массой m и объемом V состоит из трех частей: объема V_s, занятого твердыми частицами массой объема воды V_w, занятого массой воды m_w и некоторого объема V', занятого газом массой m', которая в силу своей малости в расчетах не учитывается. Тогда в соответствии с приведенными выше определениями

$$\rho = (m_s + m_w)/V; \quad \rho_s = m_s/V_s; \quad W = m_w/m_s. \qquad (34.1)$$

Помимо основных физических характеристик грунтов определяются и дополнительные физические характеристики: гранулометрический состав, плотность грунта в сухом состоянии, коэффициент пористости; степень влажности, число пластичности и показатель текучести.

Гранулометрический состав характеризует содержа-

ние по массе частиц грунта различной крупности по отношению к общей массе грунта, находящегося в абсолютно сухом состоянии. Он определяется с помощью просеивания сухого грунта через систему стандартных сит. В наименовании крупноблочных и песчаных грунтов указывают и степень неоднородности гранулометрического состава, которую определяют по формуле

$$c_v = d_{60}/d_{10}, \qquad (34.2)$$

где d_{60} и d_{10} — диаметры частиц в мм, мельче которых по массе в данном грунте содержится соответственно 60 и 10 % частиц.

При $C_v > 3$ песчаные грунты считаются неоднородными. *Плотность грунта в сухом состоянии* (плотность скелета грунта) представляет собой отношение массы твердых частиц грунта к объему грунта ненарушенной структуры

$$\rho_d = \rho/(1 + w) \qquad (34.3)$$

Коэффициент пористости — равный отношению объема пор к объему твердых частиц:

$$e = (\rho_s - \rho_d)/\rho_d \qquad (34.4)$$

Степень влажности — отношение природной влажности к влажности при полном водонасыщении

$$S_r = w\rho_s/e\rho_w, \qquad (34.5)$$

где ρ_w — плотность воды.

Число пластичности, характеристика, по которой определяют наименование пылевато-глинистого грунта

$$I_p = w_L - w_p, \qquad (34.6)$$

где w_L — влажность на границе текучести, когда пылевато-глинистый грунт приобретает свойства вязкой жидкости, определяется по глубине погружения стандартного конуса; w_p — влажность на границе раскатывания, когда грунт начинает приобретать свойства твердого тела (теряет возможность раскатывания в шнур диаметром 2...3 мм).

Показатель текучести оценивает состояние пластичности (консистенцию) пылевато-глинистого грунта

$$I_L = (w - w_p)/(w_L - w_p). \qquad (34.7)$$

При расчете оснований и фундаментов, в частности при определении нагрузок от собственного веса грунта, необходимо знать значения удельного веса грунта, твердых частиц и грунта в сухом состоянии:

$$\gamma = g\rho; \quad \gamma_s = g\rho_s; \quad \gamma_d = g\rho_d, \qquad (34.8)$$

где g — ускорение свободного падения.

При залегании водопроницаемого грунта ниже уровня подземных вод он теряет в весе (согласно закону Архимеда) столько, сколько весит объем вытесненной им воды. Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды находят из выражения

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e), \qquad (34.9)$$

где γ_w — удельный вес воды.

Грунтам оснований и сооружений присваиваются наименования в описаниях результатов инженерно-геологических изысканий, проектов оснований и фундаментов в соответствии с этой классификацией, установленной ГОСТ 25100—82. В соответствии с такой классификацией различают грунты: скальные, крупнообломочные, песчаные и пылевато-глинистые. К *скальным грунтам* относятся изверженные, метаморфические и осадочные горные породы, имеющие жесткие (кристаллизационные или цементационные) структурные связи между зернами и залегающие в виде сплошного или трещиноватого массива.

В зависимости от предела прочности одноосному сжатию скальные грунты подразделяются на очень прочные ($R_c > 120$ МПа), прочные ($120 \geqslant R_c > 50$ МПа), средней прочности ($50 \geqslant R_c > 15$ МПа), малопрочные ($15 \geqslant R_c \geqslant 5$ МПа) и полускальные ($R_c < 5$ МПа).

Под воздействием подземных вод прочностные характеристики скальных грунтов могут уменьшаться (размягчаться). Бывают неразмягчаемые грунты и размягчаемые, первые практически не меняют свою прочность. Скальные грунты классифицируются по степени выветрелости на невыветрелые (монолитные), слабовыветрелые (трещиноватые), выветрелые и слабовыветрелые (рухлянки). В большинстве случаев основания, сложенные из скальных грунтов, достаточно надежны.

Крупнообломочные грунты в зависимости от гранулометрического состава классифицируются на валунные (содержание частиц крупнее 200 мм составляет по массе более 50 %), галечниковые (частиц крупнее 10 мм содержится по массе более 50 %) и гравийные (частиц крупнее 2 мм — более 50 %). По степени выветрелости крупнообломочные грунты бывают невыветрелые, слабовыветрелые и сильновыветрелые. По степени влажности — маловлажные, влажные и насыщенные водой. Как правило, основания, сложенные крупнообломочными

грунтами, надежны, правда при проектировании фундаментов необходимо иметь в виду, что прочность крупнообломочных грунтов снижается с увеличением выветрелости.

Песчаные грунты в зависимости от гранулометрического состава разделяют на гравелистые (частицы крупнее 2 мм составляют более 25 % по массе), крупные (частицы крупнее 0,5 мм — более 50 %), средней крупности (частицы крупнее 0,25 мм — более 50 %), мелкие (частицы крупнее 0,1 мм — более 75 %) и пылеватые (частицы крупнее 0,1 мм — менее 75 %). Песчаные грунты по плотности сложения принято делить на плотные, средней плотности и рыхлые (в зависимости от коэффициента пористости). По степени влажности песчаные грунты разделяют на маловлажные ($0<S_r\leqslant 0{,}5$), влажные ($0{,}5<S_r\leqslant 0{,}8$) и насыщенные водой ($0{,}8<S_r\leqslant 1$).

Песчаные грунты, как правило, хорошие основания. С увеличением размеров частиц и плотности сложения несущая способность оснований возрастает, а их деформации невелики и довольно быстро затухают. Пески рыхлые, плохо сопротивляются внешним воздействиям, поэтому использовать их в качестве оснований сооружений разрешается только после специального обоснования. Увлажнение песчаных грунтов мало сказывается на их прочности, исключение составляют пески пылеватые, которые снижают прочностные характеристики при увлажнении.

Пылевато-глинистые грунты в зависимости от числа пластичности подразделяют на супеси ($0{,}01\leqslant I_p\leqslant 0{,}07$), суглинки ($0{,}07\leqslant I_p\leqslant 0{,}17$) и глины ($I_p>0{,}17$). По показателю текучести пылевато-глинистые грунты классифицируют на супеси твердые ($I_L<0$), пластичные ($0\leqslant I_L\leqslant 1$) и текучие ($I_L>1$); суглинки и глины твердые ($I_L<0$), полутвердые ($0\leqslant I_L\leqslant 0{,}25$), тугопластичные ($0{,}25<I_L\leqslant 0{,}5$), мягкопластичные ($0{,}5<I_L\leqslant 0{,}75$), текучепластичные ($0{,}75<I_L\leqslant 1$) и текучие ($I_L>1$).

Пористость и влажность пылевато-глинистых грунтов в значительной степени влияет на их несущую способность. С увеличением пористости и влажности уменьшается их несущая способность и увеличивается деформативность, поэтому при проектировании фундаментов на пылевато-глинистых оснований следует учитывать изменение пористости и влажности в зависимости от гидрологических и климатических условий.

Твердые и полутвердые пылевато-глинистые грунты — надежные основания, менее надежны основания из пылевато-глинистых грунтов, находящихся в пластичном состоянии. Пылевато-глинистые грунты в текучем и текучепластичном состоянии использовать в качестве оснований разрешается только после специального обоснования, поскольку этот тип грунтов способен терять несущую способность даже при небольших давлениях.

В особую категорию следует выделить следующие типы грунтов: просадочные, набухающие и вечномерзлые. *Просадочные* это пылевато-глинистые грунты, которые при замачивании дают значительную дополнительную осадку (просадку). Этим неблагоприятным свойством обладают в основном лессы и лессовидные суглинки, которые в необводненном состоянии имеют удовлетворительную несущую способность, обусловленную прочностью структурных связей между частицами грунта. При замачивании эти связи разрушаются, что сопровождается просадкой с изменением внутренней структуры грунта.

Набухающие грунты способны при увлажнении увеличиваться в объеме. Возможен и обратный процесс, при котором происходит уменьшение объема при снижении влажности, называемой усадкой. Основания, сложенные набухающими грунтами, рассчитывают по специальной методике, а при устройстве оснований и фундаментов прибегают к конструктивным мероприятиям, позволяющим снижать неблагоприятные последствия набухания или усадки.

Вечномерзлые грунты располагаются на значительной территории СССР. Они характеризуются наличием в порах воды, находящейся в замерзшем состоянии, в течение трех и более лет. При повышении температуры возможно оттаивание вечномерзлого грунта, сопровождающееся изменением внутренней структуры, что может привести к развитию дополнительных неравномерных осадок.

§ 34.3. МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Расчет и проектирование фундаментов зданий и сооружений производятся на основе механических харак-

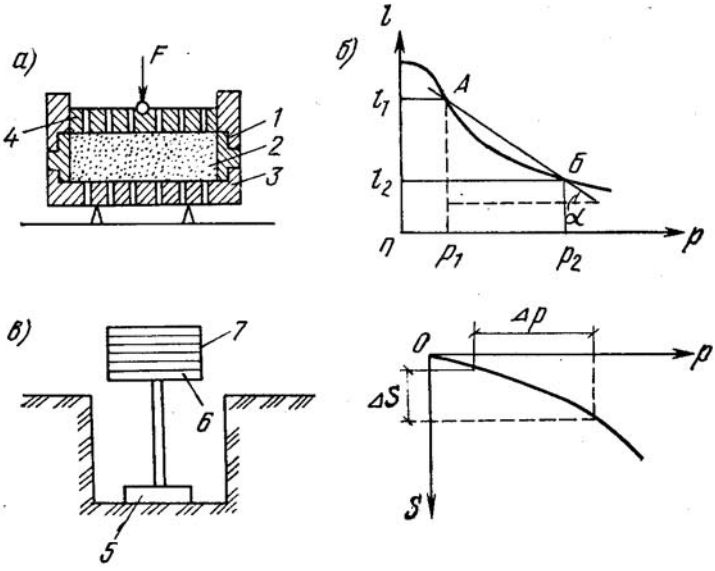


Рис. 34.2. Схемы испытаний грунтов на сжатие

а — одометр; *б* — график изменения коэффициента пористости грунта; *в* — схема полевых испытаний грунта для определения модуля деформаций; *г* — график зависимости осадки от нагрузки

теристик грунтов, определяемых с помощью полевых и лабораторных исследований. Внешняя нагрузка, передаваемая на основание через фундаменты зданий, приводит к уплотнению грунта. Процесс уплотнения включает деформации твердых частиц скелета грунта и уменьшение объема пор. При относительно небольших давлениях деформации твердых частиц незначительны, и уплотнение происходит в основном из-за уменьшения пористости. Основные закономерности этого деформирования подчиняются закону уплотнения — **изменение коэффициента пористости пропорционально изменению давления.**

Уплотнение грунтов характеризуется коэффициентом относительной сжимаемости m_v или модулем деформации E, который получают в результате испытаний образцов грунта в приборе одноосного сжатия, называемого одометром (рис. 34.2, *а*). Одометр представляет собой кольцо *1*, в котором находится образец грунта *2*, установленный на фильтрующее днище *3*. На образец через

поршень *4* передается внешняя нагрузка. По результатам лабораторных испытаний получают график зависимости изменения коэффициента пористости от давления, называемый компрессионной кривой (рис. 34.2, *б*). Заменяя в интервале давление $\Delta p = p_2 - p_1$ компрессионную кривую прямой линией, находят коэффициент сжимаемости, представляющий собой тангенс угла наклона этой прямой к оси давления p:

$$m_0 = (l_1 - l_2)/(p_2 - p_1), \qquad (34.10)$$

где l_1 и l_2 — коэффициенты пористости, соответствующие давлениям p_1 и p_2.

В практических расчетах удобнее пользоваться коэффициентом относительной сжимаемости

$$m_v = m_0/(1 + l_1). \qquad (34.11)$$

Коэффициент относительной сжимаемости связан с модулем деформаций грунта следующей зависимостью:

$$E = \beta/m_v. \qquad (34.12)$$

Здесь $\beta = 1 - 2\nu^2/(1-\nu)$ (ν — коэффициент общей относительной поперечной деформации грунта), для крупнообломочных грунтов $\beta = 0{,}8$, песков и супесей — 0,74, суглинков — 0,62, глин — 0,43.

Для большей точности получаемых результатов определение модуля деформаций часто осуществляют с помощью полевых испытаний грунтов, применяя жесткие штампы, устанавливаемые в специальных шурфах (рис. 34.2, *в*). К жесткому штампу *5* через платформу *6* прикладывают возрастающую внешнюю нагрузку *7*. По результатам испытаний строят график зависимости осадки от нагрузки (рис. 34.2, *г*). Эта зависимость считается линейной на начальном участке (при небольших давлениях), поэтому модуль деформаций определяют с помощью следующей формулы:

$$E = \omega d (1 - \nu^2) \Delta p/\Delta s, \qquad (34.13)$$

где ω — коэффициент, принимаемый для круглых штампов равным 0,8; d — диаметр штампа; ν — коэффициент поперечной деформации; Δp — приращение давления по подошве штампа; Δs — приращение осадки штампа.

Несущую способность оснований оценивают с помощью сопротивления грунтов сдвигу, которое зависит от угла внутреннего трения и сцепления. Именно по этим характеристикам определяют предельные и расчетные сопротивления грунтов оснований. Угол внутреннего трения и сцепления определяются в соответствии **с законом**

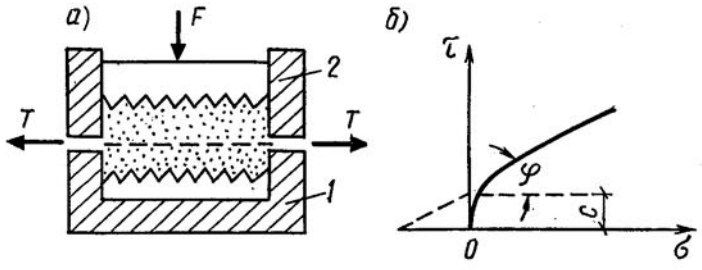


Рис. 34.3. Испытание грунта на сдвиг

а — схема испытания; *б* — график зависимости предельного сопротивления грунтов сдвигу от вертикального давления

сопротивления грунтов сдвигу, который формулируется следующим образом: **предельное сопротивление сдвигу есть функция первой степени нормального напряжения.**

Сопротивление сдвигу изучают с помощью сдвиговых приборов (рис. 34.3, *а*), представляющих собой две обоймы: неподвижную нижнюю *1* и подвижную верхнюю *2*, между которыми помещается образец грунта. Изменяя вертикальную нагрузку, можно построить график зависимости предельного сопротивления грунтов сдвигу от вертикального давления (рис. 34.3, *б*). Математически эта зависимость выражается следующей формулой:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \qquad (34.14)$$

где $\sigma = N/A$ — действующее нормальное напряжение; φ — угол внутреннего трения; $\operatorname{tg} \varphi$ — коэффициент внутреннего трения; c — удельное сцепление в глинистых грунтах или параметр линейности в песчаных грунтах.

При $\tau < \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ сдвига не происходит. Угол φ характеризует трение грунта о грунт. Для связных (пылеватоглинистых) грунтов угол внутреннего трения может иметь переменное значение, определяемое нормальным давлением и сцеплением.

При проектировании котлованов и устройстве насыпей расчет ведут с учетом **угла естественного откоса,** который принимается равным максимальному углу, при котором неукрепленный откос сохраняет состояние равновесия (не осыпается). Иногда в расчетной практике углы внутреннего трения и естественного откоса принимают равными.

В целях достижения максимальной достоверности при полевых и лабораторных исследованиях по определению

механических характеристик грунтов проводят серию испытаний, результаты которых обрабатывают с помощью методов математической статистики.

§ 34.4. ПОДЗЕМНЫЕ ВОДЫ

Проектирование и устройство оснований и фундаментов дополнительно осложняется тем, что в толще основания на определенной глубине имеются подземные воды, которые могут оказывать значительное влияние на несущую способность оснований. В некоторых случаях в силу тех или иных причин влага может скапливаться у поверхности основания, вызывая образование верховодки (поверхностных вод), что также может снизить эксплуатационные характеристики оснований и фундаментов. Поэтому при проектировании и устройстве оснований и фундаментов следует учитывать сезонные и многолетние колебания уровня подземных вод и верховодки. Повышение уровня подземных вод может произойти в зонах основания, где имеются производственные здания с мокрыми технологическими процессами. Понижения уровня подземных вод следует ожидать в случае проведения мелиорационных работ и осушительных мероприятий при устройстве каналов и дренажей.

В общем случае возможные колебания уровня подземных вод прогнозируются в зависимости от гидрогеологических и геологических условий района строительства, характера возводимых и существующих зданий и сооружений, особенностей технологического процесса, а также используемых технических решений в период строительства и эксплуатации. Колебания уровня подземных вод могут быть вызваны неправильным проведением работ при разработке котлованов, планировке территории, устройстве дренажей, сетей водопроводов, теплофикации, канализации и т. д.

Окончательное положение уровня подземных вод назначают по результатам специальных расчетов, выполняемых на основании проведенных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий.

Особое внимание при проектировании оснований и фундаментов следует обращать на предотвращение попадания в грунты оснований производственных вод, отходов предприятий промышленности, которые могут

вызывать формирование агрессивных сред, приводящих к химическим процессам набухания грунта или коррозионного воздействия на фундаменты. Для защиты фундаментов от подземных вод следует устраивать гидроизоляцию фундаментов и полов подвалов, а при опасности агрессивного воздействия предусматривать специальные антикоррозионные мероприятия. В особых случаях при возможности подтопления фундаментов и подземных помещений, размывания грунтов основания подземными водами устраивают специальное искусственное водопонижение, защиту основания с помощью дренажей и искусственных ограждений.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Что называется основанием и фундаментом здания?
2. Приведите классификацию фундаментов, используемых в современном строительстве.
3. Какие факторы следует учитывать при проектировании оснований и фундаментов?
4. Какие принципы положены в основу проектирования оснований и фундаментов по типовым проектам?
5. Назовите фазы, составляющие структуру грунтов.
6. Перечислите основные и дополнительные физические характеристики грунтов.
7. Что такое скальные грунты и как они классифицируются?
8. Как классифицируются крупнообломочные и песчаные грунты?
9. Дайте классификацию пылевато-глинистых грунтов.
10. Что такое просадочные, набухающие и вечномерзлые грунты?
11. Сформулируйте закон уплотнения.
12. Что такое компрессионная кривая и как она строится?
13. Сформулируйте закон сопротивления грунтов сдвигу, опишите прибор, в котором он изучается.
14. Как влияют подземные воды на фундаменты и свойства грунтов, что такое верховодка?

Глава 35. Распределение напряжений в грунтах и расчет оснований

§ 35.1. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ГРУНТАХ ОТ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ И РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ

Для оценки несущей способности оснований и расчета осадки основания необходимо уметь определять напряжения в различных точках основания от внешних на-

грузок. Для расчета фундаментов важно знать характер распределения напряжений по его подошве, а для расчета осадок нужно иметь сведения о характере распределения напряжений в толще основания, так как осадка — это следствие деформации толщи грунта.

Для теоретического определения напряжений в грунтах оснований используют решения, полученные в результате изучения закономерностей деформирования линейно деформируемого однородного упругого тела. В действительности грунт не является линейно деформируемым сплошным упругим телом, так как он имеет зернистую структуру и состоит из грунтовых частиц, поры между которыми заполнены водой и газом, а его деформации не находятся в прямопропорциональной зависимости от давления (см. § 35.3). Однако эти два обстоятельства мало сказываются на распределении напряжений, поскольку размеры частиц грунта все же очень малы по сравнению с размерами фундаментов, а в пределах относительно небольших давлений, часто наблюдающихся в строительной практике, зависимость деформаций от напряжений можно считать условно линейной. Поскольку к основаниям в основном прикладываются вертикальные нагрузки, наиболее важными являются вертикальные напряжения, возникающие в основании.

При действии вертикальной сосредоточенной силы, приложенной к границе грунтового основания (рис. 35.1, *а*) вертикальные напряжения в точке *M* определяют по формуле

$$\sigma_{zp} = kF/z^2, \qquad (35.1)$$

где $k=3/2\pi[1+(r/z)^2]^{5/2}$ — коэффициент, зависящий от соотношения r/z (обычно определяется по табличным данным); F — вертикальная сила; z и r — соответственно вертикальная и горизонтальная координаты точки M.

При действии нескольких сосредоточенных сил напряжения в какой-либо точке основания определяют сначала от каждой силы в отдельности по формуле (35.1), а затем суммируют их на основании принципа независимости действия сил.

При действии *вертикальной нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площади,* напряжения в точке *M*, расположенной на вертикали под центром площади загружения (рис. 35.1, *б*), находят по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p, \qquad (35.2)$$

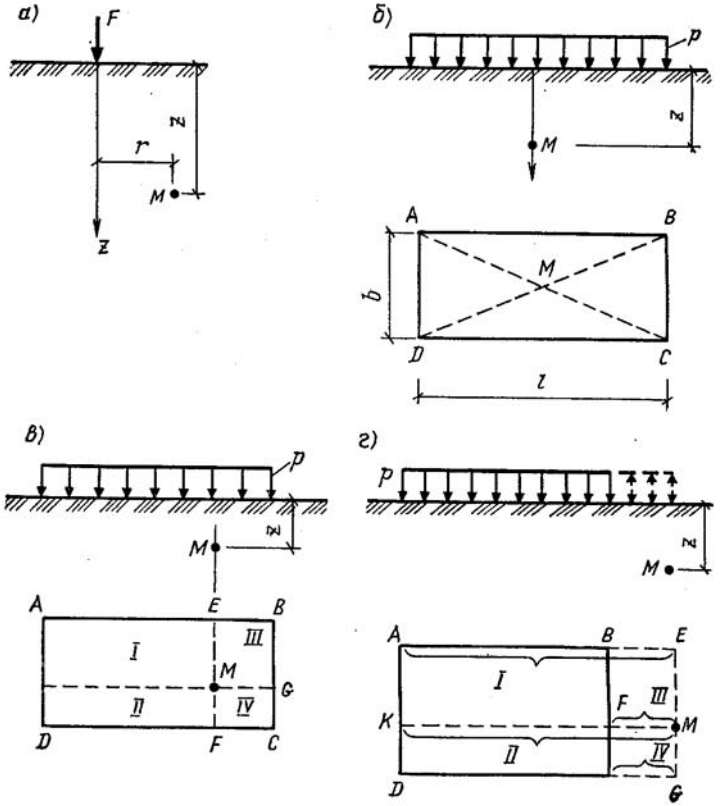


Рис. 35.1. Схемы к определению напряжений от сосредоточенных и равномерно распределенных нагрузок

а — при действии сосредоточенной силы; *б* — при действии вертикальной нагрузки равномерно распределенной площади; *в* — определение напряжений с помощью метода угловых точек (случай расположения точки в пределах площади загружения; *г* — то же, при нахождении точки М вне пределов загруженной площади)

где α — коэффициент рассеивания напряжений, определяемый по табл. 35.1 в зависимости от соотношения $\xi = 2z/b$ и $\eta = l/b$ (b, l — соответственно ширина и длина площади загружения); z — вертикальная координата точки M; p — давление, приложенное к основанию.

При промежуточных значениях ξ и η значения α находят интерполяцией.

С помощью табл. 35.1 можно находить напряжения и в точках, находящихся на вертикали, проходящей через угловые точки прямоугольной площади загружения

Таблица 35.1. **Значения коэффициента рассеивания напряжений**

$\xi=\frac{2z}{b}$	α для фундаментов прямоугольник с отношением сторон $\eta=l/b$							Ленточных при $\eta\geqslant 10$
	1	1,4	1,8	2	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,960	0,972	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,848	0,866	0,870	0,875	0,879	0,881	0,881
1,2	0,606	0,682	0,717	0,727	0,740	0,749	0,754	0,755
1,6	0,449	0,532	0,578	0,593	0,612	0,630	0,639	0,642
2,0	0,336	0,414	0,463	0,481	0,505	0,429	0,545	0,550
2,4	0,257	0,325	0,375	0,392	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,201	0,260	0,304	0,321	0,350	0,383	0,410	0,420
3,2	0,160	0,210	0,251	0,267	0,297	0,329	0,360	0,374
3,6	0,130	0,173	0,209	0, 24	0,250	0,285	0,320	0,337
4,0	0,108	0,145	0,176	0,190	0,214	0,248	0,287	0,306
4,4	0,091	0,122	0,150	0,163	0,185	0,218	0,256	0,280
4,8	0,077	0,105	0,130	0,141	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,066	0,091	0,112	0,123	0,141	0,170	0,203	0,239
5,6	0,058	0,079	0,099	0,108	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,051	0,070	0,087	0,095	0,110	0,136	0,172	0,208
6,8	0,040	0,055	0,069	0,076	0,088	0,110	0,144	0,184
7,6	0,032	0,044	0,056	0,062	0,072	0,091	0,123	0,166
8,4	0,026	0,037	0,046	0,051	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,022	0,031	0,039	0,043	0,051	0,065	0,091	0,137
10,0	0,019	0,019	0,026	0,037	0,044	0,056	0,079	0,126

(например, точка C на рис. 35.1, *б*), при этом следует принимать $\xi=z/b$, а напряжение вычислять по формуле

$$\sigma_{zpc}=0{,}25\alpha p. \qquad (35.3)$$

Возможность находить напряжения в угловых точках позволяет с помощью метода угловых точек определять напряжения в любой точке основания при действии равномерно распределенной нагрузки.

Если точка M' находится в пределах площади загружения, то площадь загружения $ABCD$ разбивают на четыре вспомогательных прямоугольника $AEMK$, $EBGM$, $KMFD$ и $MGCF$ (рис. 35.1, *в*), для каждого из которых точка M будет угловой. Тогда суммарные напряжения можно найти сложением от четырех площа-

дей загружения I, II, III и IV.

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} + \sigma_{zpII} + \sigma_{zpIII} + \sigma_{zpIV} = 0{,}25p\,(\alpha_I + \alpha_{II} + \alpha_{III} + \alpha_{IV}) \tag{35.4}$$

В случае, если точка M' находится вне пределов загружения площади, ее принимают угловой для других четырех фиктивных площадей загружения AEMK, *KMGD*, *BEMF* и *FMGC* (рис. 35.1, *г*). Причем в пределах I и II площадок загружения направление нагрузки совпадает с исходным, а в пределах III и IV зон — обратно ему. Напряжения определяются как

$$\sigma_{zp} = \sigma_{zpI} + \sigma_{zpII} + \sigma_{zpIII} - \sigma_{zpIV} = 0{,}25p\,(\alpha_I + \alpha_{II} - \alpha_{III} - \alpha_{IV}). \tag{35.5}$$

В грунтах оснований помимо напряжений от внешней нагрузки, которые образуются от веса зданий и сооружений, дополнительно действуют и напряжения от собственного веса грунта, которые можно найти из следующего выражения:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \tag{35.6}$$

где n — количество слоев грунта; γ_i — удельный вес грунта i-го слоя; h_i — высота пласта i-го слоя грунта.

Для водопроницаемых грунтов, находящихся ниже уровня подземных вод, при определении удельного веса следует учитывать взвешивающее действие воды по формуле (34.9). На водонепроницаемые грунты (глины и суглинки в твердом состоянии), залегающие ниже уровня подземных вод, будет дополнительно действовать гидростатическое давление от столба воды, находящегося над данным слоем.

Изменение напряжений в толще основания принято изображать с помощью эпюр. На рис. 35.2, *а* показано распределение вертикальных напряжений в грунте при действии полосовой равномерно распределенной нагрузки — они убывают с глубиной. Распределение вертикальных напряжений по горизонтальным плоскостям показано на рис. 35.2, *б*. Интенсивность напряженного состояния грунтового основания иногда оценивают с помощью линий одинаковых вертикальных напряжений (изобар) (рис. 35.2, *в*). Эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта основания будет иметь вид треугольника (рис. 35.2, *г*). Это следует из формулы

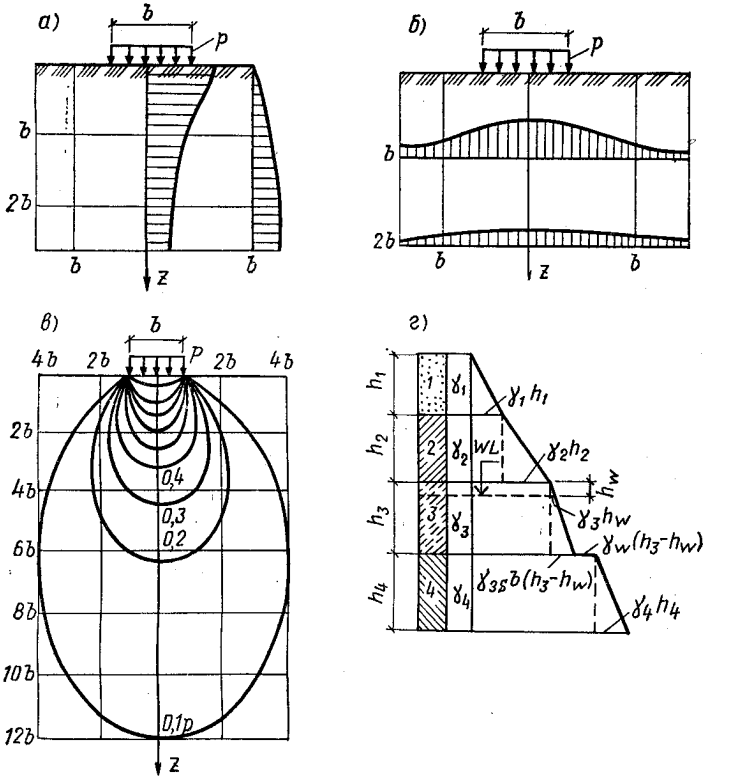


Рис. 35.2. Эпюры распределения напряжений в толще основания
а — при действии полосовой равномерно распределенной нагрузки; *б* — распределение вертикальных напряжений по горизонтальным плоскостям; *в* — интенсивности напряженного состояния грунтового основания; *г* — эпюра вертикальных напряжений от собственного веса грунта основания

(35.6), причем для слоистого основания эпюра примет вид ломаной линии, поскольку каждый слой грунта имеет свою плотность.

§ 35.2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ ПОД ПОДОШВОЙ ФУНДАМЕНТА

При проектировании оснований и фундаментов взаимодействие между ними и их взаимное влияние друг на друга оценивают с помощью контактных давлений, возникающих в грунтах по подошве фундамента.

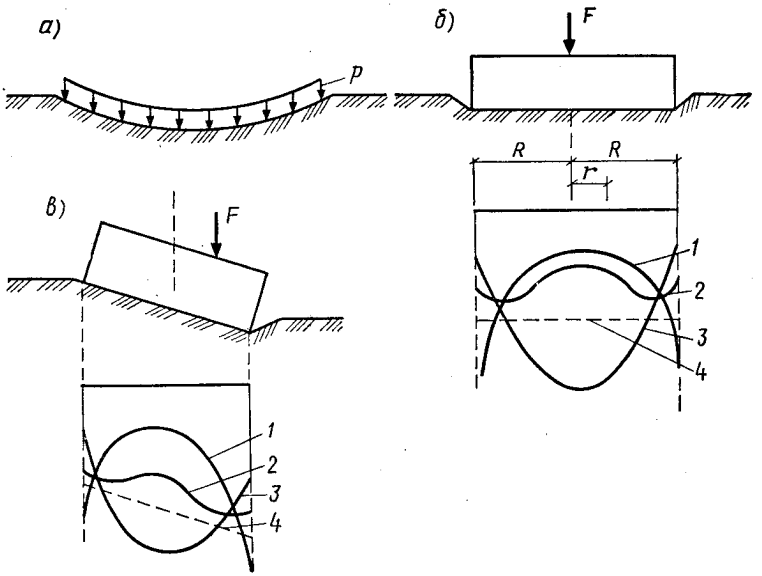


Рис. 35.3. Деформации поверхности грунта и эпюры контактных давлений

а — деформации поверхности грунта; *б* — эпюра по подошве круглого штампа; *в* — распределение контактных давлений по подошве внецентренно нагруженного фундамента

Ранее рассматривались методы определения напряжений в основании при действии нагрузок, которые могут следовать за перемещениями грунта, причем в центре равномерно распределенной нагрузки деформации основания будут больше, чем по краям, так как напряжения в центре площади загружения больше, чем по краям.

В результате будет формироваться так называемая чаша оседания (рис. 35.3, *а*). При передаче давления на грунт основания через подошву жесткого фундамента осадка основания под ним будет равномерной, но в этом случае равномерность осадки вызовет неравномерное распределение давления. Имеется теоретическое решение задачи о распределении напряжений по подошве круглого абсолютно жесткого штампа

$$p = p_{ср}/2\sqrt{1-(r/R)^2}, \qquad (35.7)$$

где $p_{ср}$ — среднее давление по подошве штампа; r — расстояние от оси симметрии; R — радиус подошвы фундамента.

Анализируя эту формулу, можно сделать вывод, что под центром штампа давление будет минимальным, а под краями — бесконечно большим (кривая *1* на рис. 35.3, *б*). Но грунты основания не могут воспринимать бесконечно большие напряжения, поэтому в реальных условиях под краями штампа напряжения будут всегда иметь конечное значение.

При возрастании внешней нагрузки, когда напряжения под краями штампа превысят сопротивление грунта сдвигу, в этих зонах будут образовываться пластические деформации, и эпюра приобретает седлообразное очертание (кривая 2 на рис. 35.3, *б*). По мере дальнейшего возрастания нагрузки, приближающейся к предельной эпюре давлений она приобретает колоколообразное очертание (кривая 3 на рис. 35.3, *б*). Следовательно, очертание эпюры давления под подошвой фундамента зависит от внешней нагрузки и развития зон пластических деформаций в грунте. В практических расчетах при действии центрально-приложенной нагрузки давление под подошвой фундамента условно осредняют и считают его равномерно распределенным (линия *4* на рис. 35.3, *б*).

Характер распределения контактных давлений по подошве внецентренно нагруженного фундамента показан на рис 35.3, *в*. При расчетах таких фундаментов давление по подошве считается распределенным по закону трапеции (линия *4* на рис. 35.3, *в*). Следует иметь в виду, что осреднение давления по подошве фундамента и принятие допущения о его линейном распределении могут быть оправданы только для расчета фундаментов, имеющих высокую жесткость, поскольку в данном случае наиболее существенным оказывается не характер распределения давления, а величина и направление его равнодействующей.

При расчете и проектировании гибких фундаментов, т. е. фундаментов, имеющих сравнительно небольшую жесткость, необходимо учитывать очертание эпюры давления, так как при определении изгибающих моментов осреднение давления может вызвать большие погрешности в расчете.

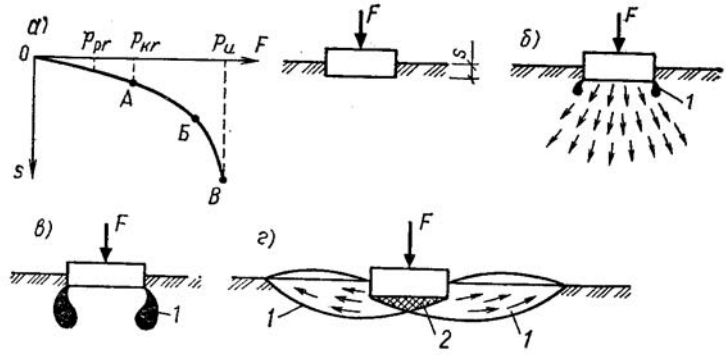


Рис. 35.4. График и схемы развития деформаций грунта

а — график зависимости осадки штампа от внешней нагрузки; *б* — схема развития деформаций грунта в начальной стадии загружения; *в* — то же при возрастании нагрузки; *г* — то же при большем возрастании нагрузки; *1* — области пластических деформаций; *2* — уплотненное ядро

§ 35.3. ФАЗЫ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА, КРИТИЧЕСКИЕ ДАВЛЕНИЯ

Остановимся на рассмотрении характера деформирования жесткого штампа, установленного на поверхности грунта под действием внешней нагрузки. По мере возрастания нагрузки осадка штампа будет постепенно увеличиваться. Можно построить график зависимости осадки штампа от внешней нагрузки (рис. 35.4, *а*). На этом графике можно выделить три характерных участка: *ОА*, *АБ* и *БВ*. На первом участке *ОА* под действием внешней нагрузки частицы грунта будут перемещаться вниз. Под краями штампа вследствие концентрации напряжений начинается образование зон пластических деформаций, из-за превышения касательными напряжениями сопротивления грунта сдвигу (рис. 35.4, *б*). Несмотря на то что в пределах участка ОА имеется некоторая нелинейная зависимость между осадкой и нагрузкой, эта нелинейность незначительна, и ею обычно пренебрегают, считая участок *ОА* прямой линией. Эта фаза деформирования называется **фазой уплотнения и локальных сдвигов.**

При возрастании нагрузки зоны пластических деформаций увеличиваются в объеме, развиваясь в стороны и вглубь (рис. 35.4, *в*), вовлекая в пластическое деформирование все бóльшие объемы грунта. При этом кривизна линии *БВ* значительно возрастает (см. рис. 35.4, *в*),

определяя ярко выраженную нелинейную зависимость между осадкой и нагрузкой. Эту фазу называют **фазой развития значительных сдвигов.**

Дальнейшее возрастание нагрузки приводит к образованию под подошвой штампа уплотненного ядра, которое расклинивает грунт, перемещаясь вместе со штампом, вызывая перемещение грунта в стороны и вверх по поверхностям скольжения (см. рис. 35.4, *в*). В результате происходит потеря устойчивости грунта, при этом осадка штампа резко возрастает, сопровождаясь выпором грунта на поверхность. На графике эта фаза соответствует участку *БВ*, приближающемуся к вертикальной линии, и называется фазой выпора. Для оценки несущей способности оснований в настоящее время используется теория предельного напряженного состояния, в основу которой положено понятие о предельном равновесии грунта.

Предельным равновесием называют такое напряженное состояние, при котором малейшее увеличение внешней нагрузки или любое достаточно малое уменьшение прочности грунта приведет к нарушению существующего равновесия и вызовет потерю устойчивости грунта, сопровождающуюся значительным нарастанием осадки с выпором грунта из-под подошвы фундамента.

Ранее были рассмотрены три фазы деформирования основания под действием внешней нагрузки и было отмечено, что в пределах первой фазы зависимость между осадкой и нагрузкой считается линейной, а под краями начинают развиваться зоны пластических деформаций. Грунт в условиях пластического деформирования можно считать находящимся в предельном равновесии, поскольку в данном случае касательные напряжения становятся равными сопротивлению грунта сдвигу.

При рассмотрении плоской задачи о загружении однородного основания полосовой равномерно распределенной нагрузкой при условии возникновения областей предельного равновесия под ее краями, что соответствует работе фундамента, получено значение давления, соответствующего развитию зон предельного равновесия на глубине (рис. 35.5, *а*, *б*)

$$p = \frac{\pi (z_{max}\gamma + d\gamma_d + c\operatorname{ctg}\varphi)}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + d\gamma_d, \qquad (35.8)$$

где z_{max} — максимальная ордината развития областей предельного равновесия в грунте; γ, φ, c — соответственно удельный вес, угол

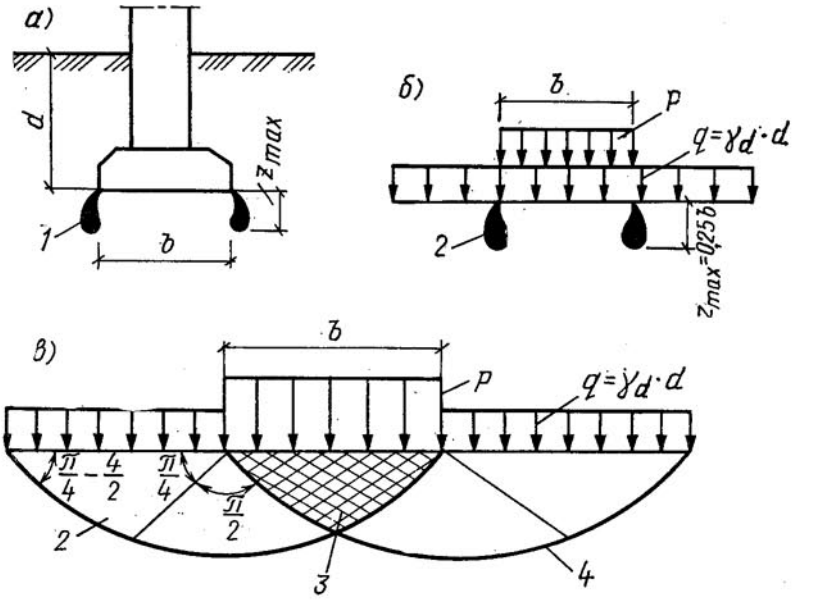


Рис. 35.5. Расчетные схемы к определению критического и предельного давления

а, б — схемы для определения критического давления; *в* — то же предельного давления; *1* — начало развития зон пластических деформаций; *2* — допустимое развитие областей сдвига; *3* — уплотненное ядро; *4* — поверхности скольжения

внутреннего трения и сцепление грунта, залегающего под подошвой фундамента; d — глубина заложения фундамента; γ_d — удельный вес грунта, залегающего выше подошвы фундамента.

Приняв в формуле (35.8) $z_{max} = 0$, можно получить предельное давление, при котором зоны предельного равновесия только начинают зарождаться под подошвой фундамента

$$p_{pr} = \frac{\pi (d\gamma_d + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + d\gamma_d. \qquad (35.9)$$

В практических расчетах используют не предельное давление, а некоторую величину, превышающую его по абсолютному значению, так как на основании экспериментальных данных доказано, что развитие небольших по объему областей сдвига под подошвой фундамента не нарушает линейной зависимости между осадкой и нагрузкой. Поэтому действующими СНиПами разрешается развитие зон предельного равновесия на глубину,

не превышающую четверти ширины подошвы фундамента, т. е. при $z_{max} = 0{,}25b$. Подставляя это значение в формулу (35.8), получим

$$p_{кр} = M_\gamma b\gamma + M_g d\gamma_d + M_c c, \qquad (35.10)$$

где

$$M_\gamma = \frac{0{,}25\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}; \quad M_g = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + 1;$$

безразмерный коэффициент

$$M_c = \frac{\pi \operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} -$$

Эту формулу используют в расчетах для определения расчетного сопротивления грунта основания при условии введения расчетных коэффициентов теории предельных состояний. Строительные нормы требуют ограничивать напряжения по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания, так как это допущение предполагает, что грунт основания деформируется линейно, а это в свою очередь позволяет пользоваться линейными расчетными зависимостями при определении осадки фундаментов в случае проектирования последних по второй группе предельных состояний.

При проектировании оснований, сложенных слабыми грунтами, при действии значительных горизонтальных усилий, а также в некоторых других случаях следует знать не только критическое давление на грунты оснований, но и давление, при котором основание может потерять несущую способность.

Максимальное значение этого давления получено в результате решения задачи о предельном равновесии, предусматривающей образование областей предельного равновесия, зоны уплотнения и поверхностей скольжения, по которым возможно перемещение грунта (рис. 35.5, *в*). При вертикальном нагружении предельное давление находят по следующей формуле:

$$p_u = N_\gamma b\gamma + N_g d\gamma_d + N_c c, \qquad (35.11)$$

где N_γ, N_g и N_c — коэффициенты несущей способности, определяемые по табличным данным СНиПа.

С помощью выражения (35.11), учитывая коэффициенты теории предельных состояний, находят значение силы предельного сопротивления основания. Предельно допустимые давления на грунты оснований обычно сопровождаются значительным ростом осадок (за исклю-

чением скальных оснований), поэтому ограничению по предельному давлению обычно предшествует ограничение по предельной осадке.

§ 35.4. РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Фундаменты и их основания, так же как и другие конструкции, рассчитывают по предельным состояниям первой и второй групп, по несущей способности и деформациям.

При расчете оснований по первой группе предельных состояний должно выполняться следующее условие:

$$F \leqslant \gamma_c F_u / \gamma_n, \qquad (35.12)$$

где F — расчетная нагрузка на основание; γ_c — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от типа грунта; F_u — сила предельного сопротивления основания; γ_n — коэффициент надежности по назначению сооружения.

При расчете оснований по второй группе предельных состояний необходимо обеспечить выполнение следующего условия:

$$s \leqslant s_u, \qquad (35.13)$$

где s — деформация, полученная в результате расчета оснований; s_u — предельно допустимая деформация, определяемая условиями нормальной эксплуатации здания, устанавливаемая строительными нормами.

Для фундаментов зданий и сооружений наиболее важными с точки зрения сохранения эксплуатационной пригодности будут вертикальные деформации зданий, которые называют осадками. При проектировании различают абсолютные осадки и средние осадки, первые характеризуются осадкой какой-либо одной точки подошвы фундамента, вторые — соединенными осадками нескольких точек одного фундамента или нескольких фундаментов. Среднюю осадку определяют из выражения

$$s = (s_1 A_1 + s_2 A_2 + \ldots + s_n A_n)/(A_1 + A_2 + \ldots + A_n), \qquad (35.14)$$

где $S_1 \ldots S_n$ — осадки отдельных фундаментов или их отдельных точек; $A_1 \ldots A_n$ — размеры площадей подошв фундаментов

Значения предельных деформаций основания для различных типов зданий и сооружений приведены в табл. 35.2.

Таблица 35.2. **Предельные деформации грунтов оснований**

Сооружения	Предельные деформации основания		
	Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	средняя осадка s_u, см
1. Производственные и гражданские 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	0,005	10
крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	0,0020	0,005	10
то же с армированием и с устройством железобетонных поясов	0,0024	0,005	15
4. Элеваторы из железобетонных конструкций:			
рабочее здание и силосный корпус монолитной конструкции на одной фундаментной плите	—	0,003	40
то же сборной конструкции	—	0,003	40
отдельно стоящий силосный корпус монолитной конструкции	—	0,003	40
то же сборной конструкции	—	0,004	30
отдельно стоящее рабочее здание	—	0,004	25
5. Дымовые трубы высотой, м:			
$H \leqslant 100$	—	0,005	40
$100 < H \leqslant 200$	—	$1/2H$	30
$200 < H \leqslant 300$	—	$1/2H$	20
$H > 300$	—	$1/2H$	10
6. Жесткие сооружения высотой до 100 м (кроме элеваторов и дымовых труб)		0,04	20

В настоящее время при расчете осадок фундаментов используют расчетные методы, основанные на линейных зависимостях между деформациями и напряжениями. Как уже отмечалось выше, эти зависимости справедливы при относительно небольших напряжениях, поэтому их разрешается использовать при условии ограничения давления по подошве фундамента *расчетным сопротивлением грунта основания R*.

Следовательно, прежде чем проверять условие (35.12), необходимо обеспечить выполнение следующего условия:

$$p \leqslant R, \tag{35.15}$$

где p — напряжения под подошвой фундамента

При проектировании фундаментов условия расчета по предельным состояниям подробно изложены в разделе настоящего учебника, посвященного рассмотрению железобетонных конструкций, ибо подавляющее большинство фундаментов зданий выполняется именно из этого материала.

Расчетное сопротивление грунта основания, соответствующее давлению, при котором зоны пластических деформаций под подошвой фундамента незначительно нарушают линейную зависимость между осадкой и нагрузкой, находят из следующего выражения:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\,\gamma_{c2}}{K}\left[M_\gamma k_z b\gamma_{II} + M_g d_1 \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma' + M_c c_{II}\right], \tag{35.16}$$

где γ_{c1}, γ_{c2} — коэффициенты условий работы соответственно грунтового основания и здания во взаимодействии с основанием; k — коэффициент, принимаемый равным: $k=1$, если угол внутреннего трения φ_{II} и сцепления c_{II} определялись в результате непосредственного испытания образцов грунта и $k=1{,}1$, если они получены по косвенным данным; M_γ, M_g, M_c — безразмерные коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения (определяются по таблицам СНиПа); k_z — коэффициент, принимаемый равным: $k_z=1$ при $b<10$ м и $k_z=z/b+0{,}2$ при $b\geqslant 10$ м (здесь $z_0=8$ м); b — ширина (наименьшая сторона) подошвы фундамента; γ_I — осредненный (по слоям) удельный вес грунтов, залегающих под подошвой фундамента; γ_{II} — то же, залегающих выше подошвы; d_1 — глубина заложения фундаментов для бесподвальных зданий или приведенная глубина заложения внутренних или наружных фундаментов от пола подвала; h_s — высота слоя грунта до низа конструкции пола в под-

$$d_1 = h_s + h_{cf}\,\gamma_{cf}/\gamma'_{II},$$

вале; h_{cf} — высота пола в подвале; γ_{cf} — расчетный удельный вес материала пола подвала; $d_в$ — глубина подвала — расстояние от спланированной поверхности земли до пола подвала (при ширине подвала $B \leqslant 20$ м и глубине $d_в > 2$ м принимают $d_в = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м, или его отсутствии принимают $d_в = 0$); c_{II} — расчетное удельное сцепление грунта несущего слоя.

Индекс II в формуле (35.16) означает, что ее используют при расчетах по второй группе предельных состояний.

Условное расчетное сопротивление грунта основания R_0. Используется в предварительных расчетах для ориентировочного определения размеров подошвы фундаментов зданий и сооружений. Значения условных расчетных сопротивлений для фундаментов, имеющих ширину подошвы $b = 1$ м и глубину заложения $d = 2$ м, приведены в табл. 35.3 и 35.4.

Значениями условных расчетных сопротивлений разрешается пользоваться и для окончательного назначения размеров подошвы фундаментов зданий III класса, при вычислении расчетных сопротивлений грунта основания по следующим формулам:

при $d \leqslant 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] (d + d_0)/2d_0; \qquad (35.17)$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] + k_2 \gamma_{II} (d - d_0), \qquad (35.18)$$

где $b_0 = 1$ м, $d_0 = 2$ м; b и d — соответственно ширина и глубина заложения фундамента; k_1 и k_2 — коэффициенты, зависящие от типа грунта и определяемые по требованиям норм

Таблица 35.3. **Условные расчетные сопротивления для песчаных грунтов**

Песчаные грунты	R_0, МПа	
	плотные	средней плотности
Крупные (независимо от влажности)	0,6	0,5
Средней крупности (независимо от влажности)	0,5	0,4
Мелкие:		
маловлажные	0,4	0,3
влажные и насыщенные водой	0,3	0,20
Пылеватые:		
маловлажные	0,3	0,25
влажные	0,2	0,15
насыщенные водой	0,15	0,10

Таблица 35.4. **Условные расчетные сопротивления пылевато-глинистых грунтов**

Пылевато-глинистые грунты	Коэффициент пористости	R_0, МПа, при показателе текучести	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супеси	0,5	0,3	0,3
	0,7	0,25	0,2
Суглинки	0,5	0,3	0,25
	0,7	0,25	0,18
	1	0,2	0,1
Глины	0,5	0,6	0,4
	0,6	0,5	0,3
	0,8	0,3	0,2
	1,1	0,25	0,1

Особенности расчета оснований и фундаментов. Расчет и проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям имеют некоторую специфику по сравнению с расчетом других строительных конструкций.

1. Грунты оснований и материал фундамента (каменная кладка, бетон, бутобетон и железобетон) имеют некоторое, подчас довольно значительное, различие в физико-механических свойствах. В частности, прочность грунтов в сотни раз меньше прочности камня и бетона. Деформированность и сжимаемость грунтов в тысячи раз больше деформативности упомянутых материалов. В отличие от фундаментов грунты оснований практически не воспринимают растягивающих напряжений, они могут воспринимать только сжимающие или сдвигающие усилия.

2. Передача нагрузки через систему фундаментов на грунты оснований может вызвать развитие неравномерных осадок зданий и сооружений, что приведет к возникновению дополнительных усилий в несущих и ограждающих конструкциях. Эти усилия могут вызвать образование трещин, а в некоторых случаях — аварию здания. Кроме того, грунты оснований способны испытывать значительные деформации без потери несущей способности, в то время как деформации и ширина раскрытия трещин бетонных и железобетонных фундамен-

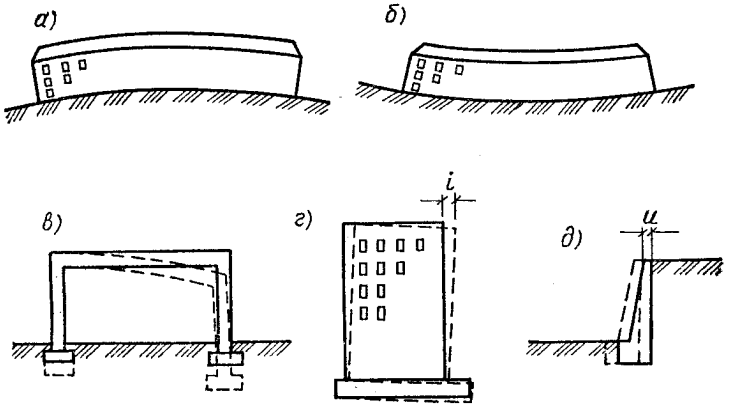


Рис. 35.6. Формы деформаций зданий и сооружений
а — выгиб; *б* — прогиб; *в* — перекос; *г* — крен; *д* — горизонтальные деформации

тов в момент, предшествующий разрушению, обычно соизмеримы с предельно допустимыми. **Вот почему, расчет оснований выполняют прежде всего по деформациям, т. е. по второй группе предельных состояний, а расчет фундаментов — по первой.** Расчет оснований по первой группе предельных состояний выполняется только для особо оговоренных случаев.

3. Физико-механические свойства грунтов в районе строительства не постоянны, они изменяются в процессе строительства и эксплуатации в результате замерзания и оттаивания, сезонного проникновения влаги в грунт, сейсмических и других явлений, влияния строящихся или уже построенных зданий, а также прочих последствий деятельности людей.

4. Осадки грунтов развиваются во времени в результате постоянного отжатия воды из пор грунта (консолидации), а также ползучести скелета грунта. Иногда осадки грунтов продолжаются и после завершения строительства, т. е. уже в эксплуатационный период, когда нагружение прекращается.

Формы деформаций зданий и сооружений. Развитие неравномерных осадок оснований может вызвать следующие формы деформаций зданий и сооружений: выгиб или прогиб (рис. 35.6., *а*, *б*), перекос (рис. 35. 6, *в*), крен (рис. 35.6, *г*) и горизонтальные деформации (рис.

35.6, *д*). Прежде чем начинать проектирование оснований и фундаментов, следует внимательно изучить конструктивную и расчетную схемы здания, оценить его жесткость и установить возможный характер и предельные значения деформаций. В зависимости от жесткости все здания можно разбить на три типа: гибкие, жесткие и обладающие конечной жесткостью.

Гибкие сооружения следуют за перемещением оснований, поэтому в несущих конструкциях таких зданий практически не возникает дополнительных усилий от неравномерных осадок.

Жесткие сооружения имеют очень высокую жесткость в вертикальной плоскости. В конструкциях таких зданий при развитии неравномерных осадок возникают дополнительные усилия, которые, как правило, не опасны вследствие большого запаса прочности этого типа зданий.

К сооружениям конечной жесткости относится большинство строительных объектов, используемых в сельскохозяйственном строительстве. В несущих конструкциях зданий данного типа при неравномерных осадках возникают дополнительные усилия, которые следует или учитывать при проектировании, или предусматривать мероприятия для обеспечения равномерности осадок.

Расчет оснований по первой группе предельных состояний (по несущей способности) выполняется по условию (35.12) только в следующих случаях: при передаче на основание значительных горизонтальных нагрузок (при расчете подпорных стен, фундаментов, арок, рам и других распорных конструкций), при работе фундаментов на выдергивающие нагрузки, при расположении сооружений вблизи нисходящего откоса грунта, если основание сложено скальными грунтами, а также если в основании залегают слабые грунты. Вертикальную силу предельного сопротивления грунта основания из нескольких грунтов, входящую в формулу (35.12), определяют из следующего выражения:

$$F_u = b'\, l' \left[N_\gamma \xi_\gamma b'\, \gamma_{\mathrm{I}} + N_g \xi_g \gamma'_{\mathrm{I}} d + N_c \xi_c c_{\mathrm{I}}\right], \qquad (35.19)$$

где b' и l' — приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента, $b' = b - 2l_b$; $l' = l - 2l_l$ (l_b, l_l — соответственно эксцентриситеты равнодействующей нагрузок, приложенной в направлении поперечной и продольной осей фундамента);

N_γ; N_g; N_c — коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения

φ_1 и угла наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки; γ_I, γ_{II} — расчетный удельный вес грунтов, залегающих в пределах призмы выпирания соответственно выше и ниже подошвы фундамента; ξ_γ, ξ_g, ξ_c — коэффициенты формы подошвы фундамента: $\zeta_\gamma = 1 - 0{,}25\eta$; $\xi_g = 1 + 1{,}5\eta$; $\xi_c = 1 + 0{,}3/\eta$ ($\eta = l/b$ l и b — длина и ширина подошвы, при внецентренном действии нагрузки принимают $l = l'$, $b = b'$

§ 35.5. РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет осадок фундаментов зданий и сооружений методом послойного суммирования. Осадки, происходящие в период строительства и эксплуатации, вычисляют используя теорию линейно деформируемых сред, при соблюдении условия $p \leqslant R$.

Осадку основания методом послойного суммирования определяют в зависимости от вертикального дополнительного давления p_0, равного разности между средним давлением p по подошве от нагрузки на фундамент и вертикальными напряжениями от собственного веса грунта, действующими в уровне центра подошвы фундамента σ_{zg0}, то есть

$$p_0 = p - \sigma_{zg0}. \qquad (35.20)$$

Вычислив дополнительное давление, находят его распределение в толще грунтового основания (рис. 35.7) под центральной точкой подошвы фундамента по формуле (35.2): $\sigma_{zp} = \alpha p_0$. Сжимаемую толщу основания H_c ограничивают глубиной, где напряжения от действия дополнительного давления не превышают 20 % напряжений от собственного веса грунта, для чего строят эпюру напряжений от собственного веса грунта (см. рис. 35.7):

$$\sigma_{zp} \leqslant 0{,}2\sigma_{zg}. \qquad (35.21)$$

В случае расположения нижней границы сжимаемой толщи в слое грунта, модуль деформации которого $E < 5$ МПа, или если такой слой залегает непосредственно под ней, его включают в сжимаемую толщу основания, назначая H_c по условию

$$\sigma_{zp} \leqslant 0{,}1\sigma_{zg}. \qquad (35.22)$$

Построив эпюру распределения вертикальных напряжений, сжимаемую толщу основания разбивают на элементарные слои грунта, высота которых не должна превышать $0{,}4b$ (b — ширина фундамента). Это условие

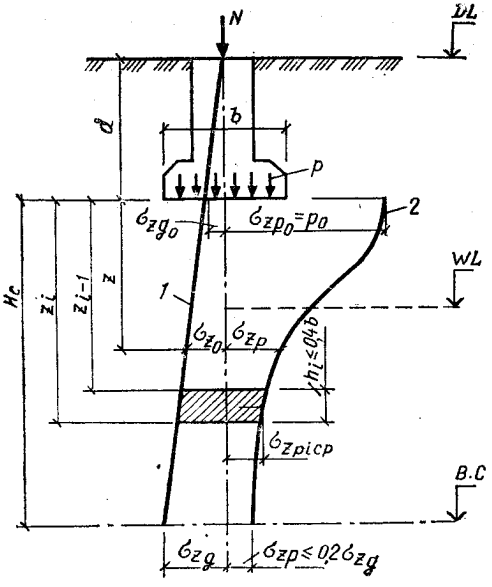


Рис. 35.7. Схема к расчету осадки методом послойного суммирования

1 — эпюра напряжений от собственного веса грунта; *2* — то же от дополнительных напряжений от внешней нагрузки

следует соблюдать для того, чтобы обеспечить необходимую точность расчета. Теперь, если найти средние напряжения в элементарном слое грунта, можно отыскать его осадку. Тогда полную осадку фундамента можно легко вычислить с помощью простого суммирования деформаций всех элементарных слоев в пределах сжимаемой толщи основания по формуле

$$s = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zpicp}\, h_i}{E_i}, \qquad (35.23)$$

где β — коэффициент, учитывающий боковое расширение грунта под действием внешней нагрузки (нормы рекомендуют принимать в целях упрощения $\beta=0{,}8$); $\sigma_{zpicp}=\sigma_{zp\,i-1}+\sigma_{zpi}/2$—среднее напряжение в i-м элементарном слое грунта; h_i — высота i-го слоя грунта; E_i — модуль деформаций i-го слоя грунта.

Метод послойного суммирования дает возможность определять осадку не только центральной точки подошвы фундамента, но и осадку любой другой точки в пределах или вне пределов площади подошвы фундамента. Для этого необходимо с помощью метода угловых точек построить эпюру напряжений для вертикали, проходя-

щей, через точку, для которой требуется рассчитать осадку. Точно так же метод послойного суммирования позволяет рассчитывать дополнительную осадку проектируемого фундамента с учетом влияния соседних фундаментов.

Определение крена фундаментов. При приложении к фундаменту внецентренной нагрузки, линия действия которой не совпадает с центральной осью фундамента, может возникнуть его крен, или поворот в плоскости, совпадающий с плоскостью действия момента. Действующие строительные нормы рекомендуют определять крен фундамента из следующего выражения:

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} k_l \frac{Nl}{(a/2)^3}. \qquad (35.24)$$

Здесь ν и E — соответственно коэффициент поперечной и модуль деформации основания в пределах сжимаемой толщи; k_m — коэффициент, определяемый по таблицам норм в зависимости от выбранного метода расчета осадок; k_l — табличный коэффициент, зависящий от направления действия момента; N — вертикальная составляющая внешних нагрузок, приложенная в уровне подошвы; e — эксцентриситет приложения внешней нагрузки; a — сторона фундамента, в направлении которой действует момент.

Величина крена, вычисленного по формуле (35.24), не должна превышать предельно допустимого значения i_u, установленного нормами для данного сооружения:

$$i \leqslant i_u. \qquad (35.25)$$

При слоистом напластовании грунтов на строительной площадке характеристики ν и F определяются осредненно в пределах сжимаемой толщи.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Как определяются вертикальные напряжения от действия сосредоточенных сил, приложенных к границе основания?
2. Как определяются вертикальные напряжения в толще основания от действия вертикальной равномерно распределенной нагрузки?
3. В чем сущность метода угловых точек?
4. Как вычислить вертикальные напряжения в основании от собственного веса грунта?
5. Каков характер распределения напряжений по подошве фундамента при центрально и внецентренно приложенной нагрузке.
6. Охарактеризуйте фазы напряженно-деформированного состояния грунта.
7. Что называется предельным равновесием грунта?
8. Дайте понятие о критических давлениях на основание.

9. Как осуществляется проектирование оснований и фундаментов по предельным состояниям?

10. Приведите значения предельных осадок зданий и сооружений.

11. Почему при расчете грунтовых оснований более важной является вторая группа предельных состояний?

12. Как вычисляется расчетное сопротивление грунта основания при расчетах по второй группе предельных состояний?

13. Что такое условное расчетное сопротивление, когда оно используется?

14. Охарактеризуйте особенности расчета оснований и фундаментов.

15. Опишите формы деформаций зданий и сооружений, приведите классификацию сооружений по жесткости.

16. Как и в каких случаях выполняется расчет оснований по первой группе предельных состояний?

17. Как вычисляется осадка фундаментов методом послойного суммирования?

18. Как определяется крен фундаментов?

Глава 36. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах

§ 36.1. КЛАССИФИКАЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ, ВОЗВОДИМЫХ В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ, И ИХ КОНСТРУИРОВАНИЕ

Классификация. В современном строительстве довольно значительное количество фундаментов устраивают в открытых котлованах*, они классифицируются по следующим признакам:

1. По материалу, из которого изготавливаются фундаменты, они бывают бетонные, бутобетонные, из каменной кладки и железобетонные.

2. По условиям изготовления различают фундаменты монолитные и сборные. Сборные фундаменты получили более широкое распространение, так как они обеспечивают максимальную экономичность.

3. По условиям работы их подразделяют на жесткие и гибкие. Жесткие фундаменты воспринимают в основном сжимающие напряжения, при работе гибких фундаментов образуются деформации изгиба (рис. 36.1, а). По жесткой схеме, как правило, проектируют фундаменты из каменной кладки, так как они плохо ра-

* В литературе данный тип фундаментов часто называют фундаментами неглубокого заложения, однако такое определение не совсем точно.

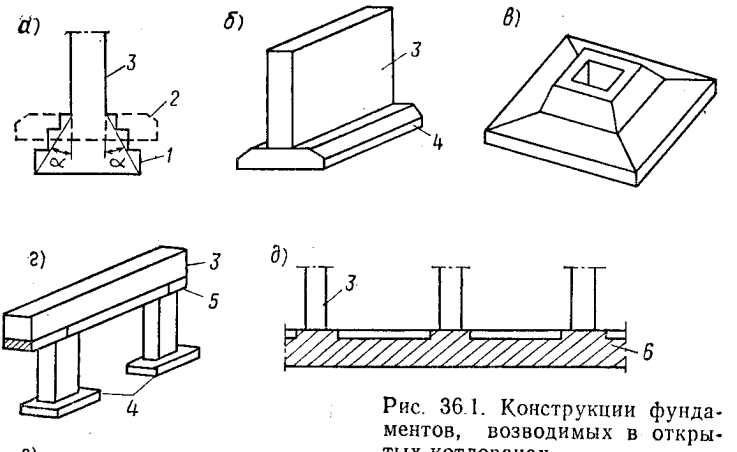


Рис. 36.1. Конструкции фундаментов, возводимых в открытых котлованах

а — жесткие и гибкие фундаменты; *б* — ленточные; *в* — отдельные фундаменты; *г* — столбчатые; *д* — сплошные; *е* — сборные сплошные; *1* — жесткий фундамент; *2* — гибкий фундамент; *3* — стена; *4* — подушка; *5* — фундаментная балка; *6* — сплошная железобетонная плита; *7* — ребра; *8* — колонна; *9* — опорная плита между ребрами; *10* — сварной узел; *11* — стык между блоками; *12* — фундаментный блок стаканного типа

ботают на растяжение. Гибкие фундаменты изготавливают из железобетона.

4. По форме различают: ленточные фундаменты (рис. 36.1, *б*), которые могут изготовляться из одиночных или перекрестных лент под стены и колонны; отдельные фундаменты, которые, как правило, устанавливаются под колонны и столбы каркасных зданий (рис. 36.1, *в*). Иногда отдельные фундаменты при небольших нагрузках используют и под стены бескаркасных зданий в виде столбчатых фундаментов (рис. 36.1, *г*); сплошные фундаменты укладываются под всем зданием в виде сплошных железобетонных плит (рис. 36.1, *д*), которые, как правило, выполняются в монолитном варианте. В последнее время в сельскохозяйственном строительстве при возведении элеваторов стали применять сплошные фундаменты из универсальных сборных блоков (рис. 36.1, *е*), которые более экономичны как при возведении, так и по расходу материалов.

Конструкции фундаментов зданий и сооружений зависят от типа возводимых зданий и сооруже-

ний. Конструирование фундаментов должно обязательно происходить с учетом совместной работы сооружения и грунтов основания. Наибольшее распространение получили **сборные фундаменты.** Под стены бескаркасных зданий укладывают ленточные фундаменты, состоящие из типовых блоков подушек, укладываемых на песчаную подготовку, на которые устанавливают типовые стеновые фундаментные блоки. В некоторых случаях при относительно небольших нагрузках устраиваются прерывистые ленточные фундаменты (рис. 36.2, *а*). Под колонны каркасных зданий укладывают отдельные сборные фундаменты, представляющие собой цельные блоки; устанавливаемые в котлованах на песчано-гравийную подготовку толщиной не менее 10 см.

Монолитные фундаменты используются в практике сельскохозяйственного строительства, однако широкое их применение ограничивается такими факторами, как значительные трудовые затраты при возведении, незначительная оборачиваемость опалубки, трудности с обеспечением твердения в зимний период, а также большая продолжительность работ по сравнению с монтажом сборных фундаментов. Тем не менее фундаменты сложного очертания, как правило, возводятся в монолитном варианте. Использование типовых инвентарных и пневматических опалубок позволяет получать конструкции фундаментов любой конфигурации и обеспечивает повышение оборачиваемости опалубок, а применение способов, ускоряющих твердение бетона в зимний период, сокращает сроки строительства.

Бетонные, бутобетонные и каменные фундаменты устраивают, как правило, в монолитном варианте и проектируют жесткими, поскольку они плохо сопротивляются растягивающим напряжениям. Чтобы избежать появления этих усилий, фундаменты уширяются к подошве уступами, размеры которых ограничиваются углом жесткости α, который зависит от материала фундамента, типа грунта основания, давления на грунт и принимается в пределах 26...38 °. Соотношение между высотой уступа и его выносом $h:l$ (рис. 36.2, б) принимается в пределах 1 : 2, 1 : 3. Наименьшая высота уступа для каменной кладки принимается равной 40 см, для бетона — 30 см, максимальная высота уступа не должна превышать 50...60 см.

Железобетонные монолитные фундаменты проекти-

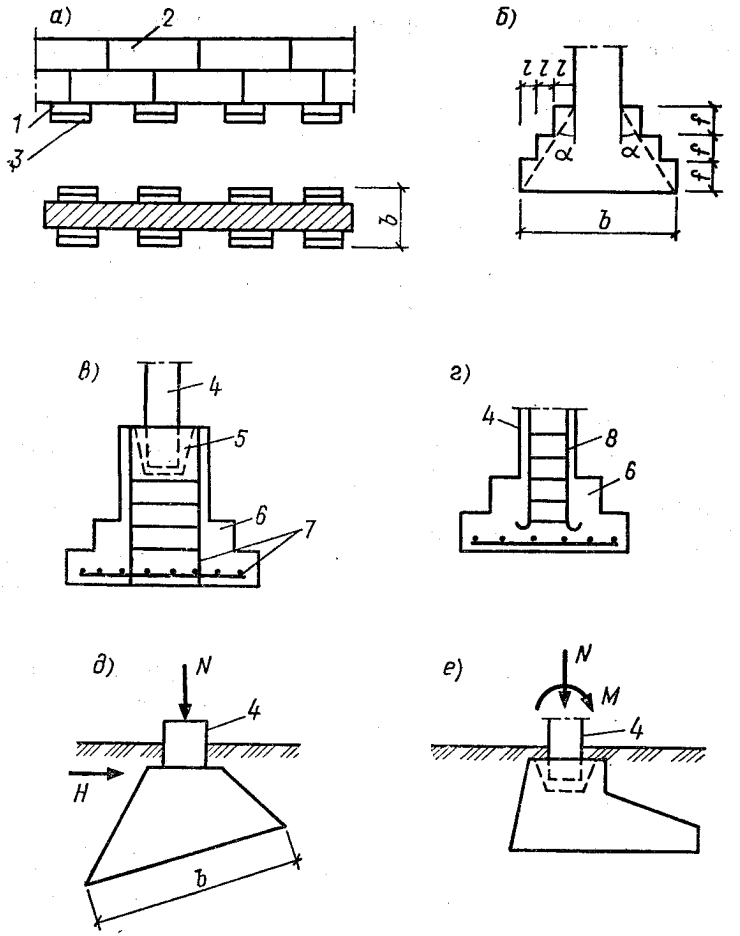


Рис. 36.2. Типы фундаментов

а — прерывистые ленточные фундаменты; *б* — к определению высоты уступа фундамента; *в* — сопряжение колонн с помощью стаканов; *г* — то же выпусков арматуры; *д* — фундаменты с наклонной подошвой; *е* — несимметричные фундаменты; *1* — фундаментная подушка; *2* — стеновой фундаментный блок; *3* — уплотненная песчаная подсыпка; *4* — колонна; *5* — стакан; *6* — фундамент; *7* — арматура; *8* — выпуски арматуры

руются как гибкие и имеют значительно меньшую высоту, чем жесткие, а следовательно, более экономичны. Высоту и площадь арматуры железобетонного фундамента назначают в соответствии с результатами расчета. Колонны каркасных зданий сопрягаются с фунда-

ментами с помощью стаканов (рис. 36.2, *в*) или выпусков арматуры (рис. 36.2, *г*). Монолитные железобетонные фундаменты могуть быть одно-, двух- и трехступенчатыми. Под подошвой монолитного фундамента для предотвращения вытекания в грунт цементного молока предусматривают подготовку из тощего бетона или щебня, втрамбованного в грунт и политого цементным раствором. При передаче на основание значительных горизонтальных усилий, что часто бывает в фундаментах разных конструкций зданий сельскохозяйственного назначения, используют фундаменты с наклонной подошвой (рис. 36.2, *д*), а при значительных эксцентриситетах вертикальных нагрузок при внецентренном загружении — несимметричные фундаменты (рис 36.2, *е*).

В последнее время в практике строительства получают распространение столбчатые **фундаменты в вытрамбованных котлованах.** Сущность этого метода заключается в предварительном вытрамбовывании с помощью специального трамбовочного оборудования, устанавливаемого на кранах или экскаваторах, круглых или прямоугольных котлованов под отдельные фундаменты, в которые укладывается монолитный бетон. Применение такого способа исключает обратную засыпку пазух и повышает несущую способность грунта за счет его уплотнения в процессе трамбовки. Использование фундаментов в вытрамбованных котлованах приводит к сокращению трудозатрат в 3...5 раз, объема земляных и опалубочных работ — до 100 %, расхода бетона и арматуры — до 50 %. При этом сопротивление грунта повышается в 5...10 раз, а модуль деформаций — в 2...5 раз. Общее снижение затрат при устройстве фундаментов с помощью этого метода достигает 50...60 %.

§ 36.2. НАЗНАЧЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ

В начале проектирования фундаментов зданий и сооружений необходимо определить глубину его заложения. Назначение рациональной глубины заложения — важная задача, так как стоимость фундамента во многом определяется глубиной его заложения. Чем выше расположен фундамент, тем меньше земляных работ нужно выполнить, и на возведение фундамента будет

затрачено меньше строительного материала. Назначение глубины заложения фундамента — это комплексная задача, зависящая от конструктивных и эксплуатационных особенностей возводимых и расположенных рядом уже построенных зданий, инженерно-геологических условий на строительной площадке и климатических условий в районах строительства. Окончательный выбор глубины заложения фундамента осуществляется на основе технико-экономического сравнения нескольких вариантов конструктивных решений.

К конструктивным и эксплуатационным особенностям, которые влияют на глубину заложения фундамента, относятся: особенности конструктивного решения зданий и его отдельных элементов, включая приямки, подвальные помещения; примыкание фундаментов друг к другу; наличие более заглубленных фундаментов ранее построенных сооружений и характера подземного хозяйства около возводимого объекта.

Разницу в отметках двух соседних фундаментов следует назначать исходя из условия

$$\Delta h \leqslant a\,(\operatorname{tg}\varphi_{\mathrm{I}} + c_{\mathrm{I}}/p), \qquad (36.1)$$

где a — расстояние между фундаментами; φ_{I}; c — соответственно значения угла внутреннего трения и сцепления грунта; p — среднее давление от расчетных нагрузок по подошве расположенного выше фундамента.

Инженерно-геологические условия района строительства следует учитывать в связи с тем, что каждая строительная площадка имеет индивидуальные условия напластования: различный уровень подземных вод, особенности напластования и свойства отдельных слоев грунта, наличие выклинивающихся слоев и т. д. Все грунты на строительной площадке можно условно разделить на слабые и надежные. К слабым относятся такие, которые не могут обеспечить надежного существования здания в течение эксплуатации. Надежными считаются грунты, обеспечивающие нормальную эксплуатацию здания.

В зависимости от расположения слоя слабого грунта на строительной площадке глубину заложения назначают такой, чтобы опереть фундамент на слой более надежного грунта. Если в этом случае глубина заложения будет значительной, тогда используют один из методов искусственного закрепления слабого грунта, размещая подошву в слое укрепленного грунта.

Климатические условия района строительства до-

вольно значительно влияют на назначение глубины заложения подошвы. В результате промерзания в зимний период грунты оснований увеличиваются в объеме, что приводит к появлению сил морозного пучения, которые при достижении значительных величин воздействуют на фундаменты зданий. Это может вызвать нежелательные деформации зданий и сооружений. Не все грунты испытывают пучение при промерзании, поэтому все грунты разделяют на пучиноопасные и непучиноопасные.

К пучиноопасным относятся пылевато-глинистые грунты, мелкие и пылеватые пески, к непучиноопасным — пески гравелистые, крупные и средней крупности, а также гравий и скальные породы. Следует отметить, что некоторые пучиноопасные грунты не проявляют пучения, если уровень подземных вод находится на глубине более чем 2 м от фронта промерзания. Для уменьшения влияния сил морозного пучения подошву фундаментов наружных конструкций следует располагать ниже расчетной глубины сезонного промерзаания, которую находят по следующей формуле:

$$d_f = k_h d_{fn}, \tag{36.2}$$

где k_h — коэффициент влияния теплового режима здания на промерзание грунтов у наружных стен, принимаемый по табличным данным норм (для отапливаемых зданий $k_h \leqslant 1$, для неотапливаемых $k_h = 1{,}1$); d_{fn} — нормативная глубина промерзания.

Нормативную глубину промерзания определяют по карте СНиП 2.02.01—82 «Строительная климатология и геофизика» или вычисляют по формуле

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \tag{36.3}$$

где d_0 — величина, принимаемая равной: 0,23 — для глин и суглинков, 0,28 — для супесей и пылеватых и мелких песков, 0,30 — для песков средней крупности, крупных и гравелистых и 0,34 — для крупнообломочных грунтов; M_t — безразмерный коэффициент, равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе, принимаемых по СНиПу или по результатам наблюдений гидрометеорологической станции.

В случае назначения глубины заложения фундамента без учета промерзания необходимо, чтобы непучиноопасный грунт залегал до глубины не менее нормативной глубины промерзания, при этом из конструктивных соображений глубину заложения назначают не менее 0,5 м. Для фундаментов внутренних стен и других конструкций глубина заложения назначается без учета промерзаний.

§ 36.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОДОШВЫ ЖЕСТКИХ ФУНДАМЕНТОВ

При проектировании оснований и фундаментов после назначения глубины заложения подошвы определяют размер и форму подошвы фундамента. Требуемую площадь подошвы фундамента находят из условия ограничения давления по подошве фундамента расчетным сопротивлением грунта основания по условию (35.15), обеспечивая тем самым выполнение требований второй группы предельных состояний.

Центрально-нагруженные фундаменты. Центрально-нагруженным считается фундамент, у которого равнодействующая всех внешних нагрузок проходит через центр тяжести его подошвы. Основная сложность при определении требуемой площади подошвы состоит в том, что ее назначают исходя из расчетного сопротивления грунта основания, которое в свою очередь зависит от размеров подошвы фундамента (первое слагаемое в формуле (35.16) зависит от b — ширины подошвы фундамента).

Расчетное условие имеет следующий вид (рис. 36.3, *а*):

$$p = (N_{\text{II}} + N_{\phi\text{II}} + N_{\text{гр II}})/A \leqslant R, \qquad (36.4)$$

где N_{II}, $N_{\phi\text{II}}$, $N_{\text{гр II}}$ — значения нагрузок от веса здания, фундамента и грунта, лежащего на его обрезах, при расчетах по II группе предельных состояний (при $\gamma_f = 1$); A — площадь подошвы фундамента; R — расчетное сопротивление грунта основания.

Из условия (36.3) нельзя определить требуемую площадь подошвы фундамента, так как в нем есть два неизвестных $A = bl$ и $R = f(b)$, поэтому расчет ведут с помощью последовательных приближений, начиная с первого, в котором полагают $R = R_0$, где R_0 — условное расчетное сопротивление грунта основания. Вес фундамента и грунта обратной засыпки зависит от удельного веса составляющих его материалов (рис. 36.3, *а*):

$$N_{\phi\text{II}} + N_{\text{гр II}} = \beta\gamma_\phi \, dA, \qquad (36.5)$$

где β — коэффициент, учитывающий меньший удельный вес грунта по сравнению с весом материала фундамента ($\beta = 0{,}8$); γ_ϕ — удельный вес материала фундамента (в практических расчетах принимают $\beta\gamma_\phi = 20$ кН/м³); d — глубина заложения фундамента; A — площадь подошвы фундамента.

Тогда, подставляя формулу (36.4) в зависимость

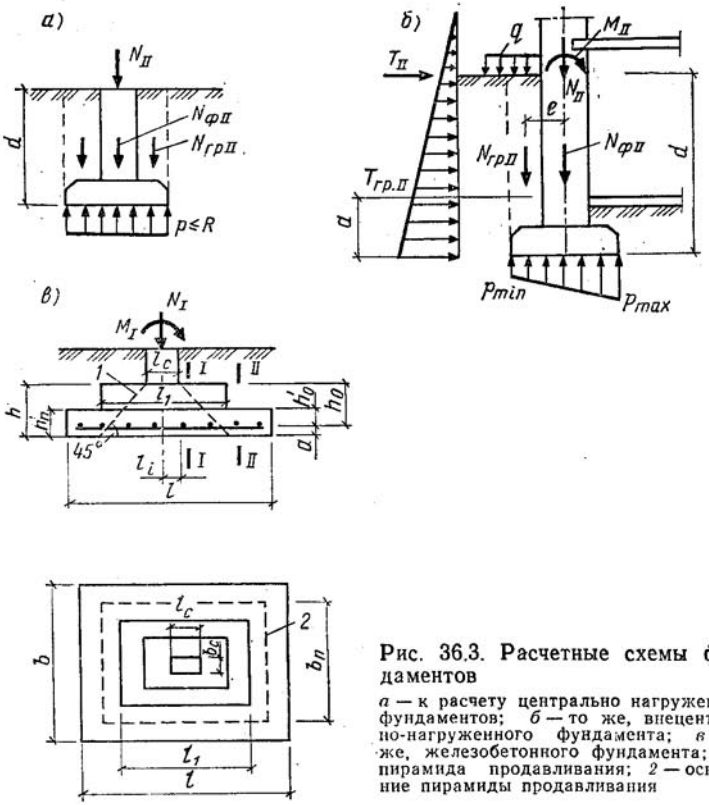


Рис. 36.3. Расчетные схемы фундаментов

а — к расчету центрально нагруженных фундаментов; *б* — то же, внецентренно-нагруженного фундамента; *в* — то же, железобетонного фундамента; *1* — пирамида продавливания; *2* — основание пирамиды продавливания

(36.5), можно вычислить требуемую площадь подошвы фундамента

$$A = N_{II}/(R_0 - \beta\gamma_ф d). \qquad (36.6)$$

Затем подбирают размер подошвы фундамента. Расчет ленточных фундаментов ведется на 1 м длины, следовательно, ширина ленточного фундамента $b = A/1$. Размер фундамента с квадратной подошвой $b = \sqrt{A}$. Для фундаментов с прямоугольной подошвой преварительно задаются соотношением сторон $\eta = l/b$, когда ширина подошвы $b = \sqrt{A}/\eta$, для круглых фундаментов $D = 2\sqrt{A}/\pi$.

По полученным значениям b, l, D выбирают ближайший большой блок-подушку сборного фундамента и

требуемое количество стеновых блоков или конструируют монолитный фундамент в соответствии с предъявляемыми к нему конструктивными требованиями. Далее для подобранной подошвы проверяют выполнение условия (35.15). Если условие выполняется и недонапряжение составляет 5...10 %, расчет заканчивается. Если же условие не выполняется или выполняется с большим запасом, изменяют размеры подошвы (увеличивают в первом случае и уменьшают во втором) и вновь повторяют расчет, и так далее, пока основное условие второй группы предельных состояний не будет выполнено. Необходимо отметить, что значения b и l в каждом приближении следует определять для одних и тех же размеров подошвы фундамента. Для некоторых типов фундаментов при определенных грунтовых условиях расчет по второй группе предельных состояний можно ограничивать условием (35.15). Эти случаи оговорены в СНиПе. Если рассматриваемый фундамент и грунтовые условия на строительной площадке не попадают в упомянутый перечень, то дополнительно выполняется и расчет осадок.

Последовательность расчетов по подбору подошвы жесткого фундамента при центральном приложении нагрузки может быть проиллюстрирована с помощью следующего алгоритма, блок-схема которого показана на рис. 36.4:

1. Ввод исходных данных о действующих нагрузках N_{II}, условном расчетном сопротивлении грунта основания R_0 и характеристиках грунта φ_{II} и c_{II}, глубине заложения фундамента и конструктивной схеме здания.

2. Вычисление требуемой площади подошвы фундамента A.

3. Обращение к массивам информации, содержащим данные о

$$\gamma_{c1},\ \gamma_{c2},\ M_\gamma,\ M_g,\ M_c.$$

4. Назначение основных размеров фундамента в результате обращения к массиву информации, содержащему данные об основных типоразмерах фундаментов.

5. Определение массы фундаментов и грунта на его образцах.

6. Вычисление расчетного сопротивления грунта основания R.

7. Определение напряжений по подошве фундамента p.

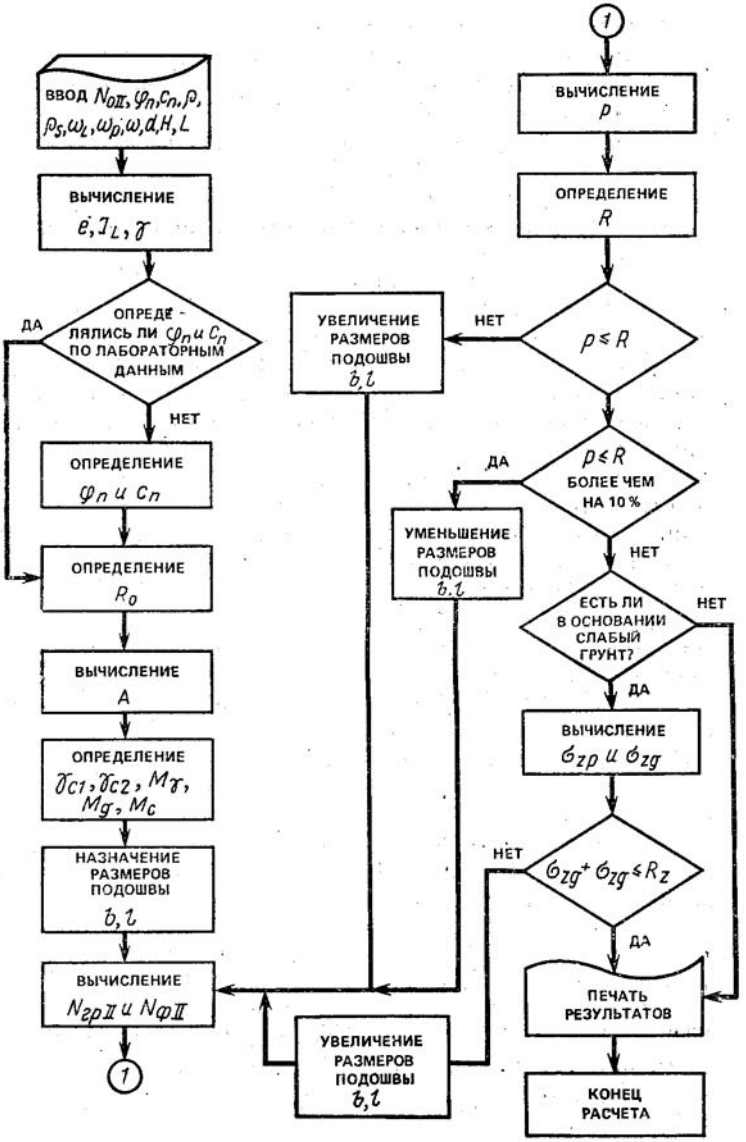


Рис. 36.4. Блок-схема расчета жесткого фундамента

8. Проверка условия $p \leqslant R$:

если условие выполняется, то переход к п. 9;

если нет, то увеличение размеров подошвы фундамента и переход к п. 4.

9. Проверка условия отличается ли p от R в меньшую сторону не более чем на 5...10 %:

если да, то переход к п. 10;

если нет, то уменьшение размеров подошвы фундамента и переход к п. 4.

11. Печать результатов.

12. Конец расчета.

Реализация данного алгоритма может быть осуществлена с помощью современных ЭВМ при условии предварительной организации на магнитных дисках или лентах массивов информации, требуемой для расчета фундаментов.

Расчет фундаментов с прерывистой подошвой осуществляется по аналогичной методике с той лишь разницей, что определение расчетного сопротивления грунта основания R разрешается принимать с учетом повышающего коэффициента k_d ($R = k_d R$). Коэффициент определяют по нормативам в зависимости от типа фундаментных плит и свойств грунта. Он имеет значения в пределах $k_d = 1{,}0...1{,}3$.

Внецентренно нагруженные фундаменты. Внецентренно нагруженным считают фундамент, равнодействующая всех внешних нагрузок которого не проходит через центр тяжести площади подошвы. Давление по подошве распределяется линейно по закону трапеции (см. рис. 36.3, *б*). Максимальное и минимальное значение напряжений по краям фундамента определяют по формулам внецентренного сжатия:

$$p_{\min}^{\max} = N_{II}/A \pm M_{II}/W, \qquad (36.6а)$$

где N_{II} — вертикальная нагрузка в уровне подошвы фундамента; M_{II} — момент в уровне подошвы фундамента; A и W — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы фундамента.

Величину N_{II} и M_{II} находят по формулам:

$$N_{II} = N_{0II} + N_{\phi II} + N_{грII}; \quad M = M_{0II} + T_{II}\, d + T_{грII}\, a - N_{грII} e, \qquad (36.7)$$

где N_{0II} и M_{0II} — продольная сила и момент в уровне спланированной поверхности земли; $N_{\phi II}$, $N_{грII}$ — вес фундамента и грунта на его обрезах; I_{II} — горизонтальная сила, действующая в уровне спланированной поверхности земли; $I_{грII}$ — равнодействующая горизон-

тального давления от веса грунта обратной засыпки на стену подвала; a — расстояние от подошвы фундамента до точки приложения равнодействующей активного давления; e — эксцентриситет силы $N_{\text{гр II}}$ (см. рис. 36.3, *б*).

Равнодействующую активного давления находят из следующего выражения:

$$T_{\text{гр II}} = \left(gd + \gamma'_{\text{II}}\, d^2/2\right) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \varphi/2\right),$$

Здесь g — временная нагрузка на поверхности грунта (принимают $g = 10$ кН/м^2); d — глубина заложения фундамента.

При внецентренном приложении внешней нагрузки основание под подошвой фундамента загружено неравномерно, поэтому нормы разрешают увеличение расчетного сопротивления основания на 20 %:

$$p_{max} \leqslant 1{,}2R. \tag{36.8}$$

Для минимального краевого давления под подошвой фундамента из условия недопущения отрыва подошвы от грунта, поскольку грунты не воспринимают растягивающих напряжений, ограничение примет следующий вид:

$$p_{min} \geqslant 0. \tag{36.9}$$

Необходимо также выполнение условия ограничения среднего давления по подошве фундамента

$$p = (p_{max} + p_{min})/2 \leqslant R. \tag{36.10}$$

Подбор размеров подошвы внецентренно нагруженного фундамента, так же как и центрально нагруженного, ведут с помощью метода последовательных приближений с той лишь разницей, что в каждом приближении проверяют выполнение не одного, а сразу трех условий (36.8)...(36.10).

При значении эксцентриситета внешней нагрузки $e = M_{\text{II}}/N_{\text{II}} \leqslant 0{,}03b$ фундамент считается центрально-сжатым.

§ 36.4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Ленточные и отдельные железобетонные фундаменты под колонны и столбы зданий следует рассчитывать как гибкие конструкции на упругом основании. При этом распределение по подошве фундамента разрешается принимать по линейному закону, хотя такое предположение не совсем точно соответствует работе гибких фундаментов, однако в расчеты для ленточных и отдельных фун-

даментов оно не вносит существенных погрешностей, позволяя использовать простые расчетные зависимости. Допущение о линейном распределении давления по подошве фундамента позволяет определять его основные размеры по методике, изложенной в предыдущем параграфе, аналогично жестким фундаментам. После подбора размеров подошвы по второй группе предельных состояний приступают к расчету самого фундамента по первой и второй группам предельных состояний. Цель расчета — назначение требуемого количества арматуры и выполнения условий прочности и трещиностойкости в расчетных сечениях для выбранного класса бетона.

В основу расчета положена предпосылка о том, что внешние части (выносы) фундаментов работают под действием давления грунта, как консоли, заделанные в массив фундамента. Расчетными считаются сечения $I-I$ по грани стены или колонны; $II-II$ — по грани верхней ступени (рис. 36.3, *в*). Сначала определяют напряжения под подошвой фундамента в расчетном сечении:

при центральном приложении нагрузки

$$p = N_{\mathrm{I}} / A; \tag{36.11}$$

при внецентренном приложении

$$P_i = N_{\mathrm{I}} / A + (M_{\mathrm{I}} / W)(l_i / 0{,}5l), \tag{36.12}$$

где N_{I} и M_{I} — расчетные нагрузки первой группы предельных состояний в уровне подошвы фундамента.

Поперечная сила в расчетных сечениях при центральном действии внешней нагрузки

$$Q_{\mathrm{I}} = pb\frac{l - l_c}{2}; \quad Q_{\mathrm{II}} = pb\frac{l - l_1}{2}; \tag{36.13}$$

при внецентренном действии

$$Q_i = b(0{,}5l - l_i)\frac{p_{max} + p_i}{2}. \tag{36.14}$$

Расчет на действие поперечной силы не выполняют, если обеспечиваются условия:

$$Q_{\mathrm{I}} \leqslant \varphi_{b3} R_{bt} b h_0;$$
$$Q_{\mathrm{II}} \leqslant \varphi_{b3} R_{bt} b h_0', \tag{36.15}$$

где φ_{b3} — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,6; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; $h_0 = h - a$ — рабочая высота расчетного сечения фундамента; a — высота защитного слоя бетона; b — ширина фундамента.

Если условия (36.15) не выполняются, необходимо установить поперечную арматуру, либо увеличить высоту уступов, либо повысить класс бетона. В практике проектирования обычно прибегают к двум последним способам.

Высоту фундамента следует назначать исходя из условия продавливания фундамента

$$F \leqslant \alpha R_{bt} u_m h_0, \qquad (36.16)$$

где F — продавливающая сила; α — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1; u_m — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты сечения.

Для фундаментов с квадратной подошвой принимают:

$$F = N - pA; \quad u_m = 2(b_c + l_c + 2h_0), \qquad (36.17)$$

где $A = (l_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$ — площадь основания пирамиды продавливания.

Для фундаментов с прямоугольной подошвой:

$$F = pA; \quad u_m = 0{,}5(b_c + b_n), \qquad (36.18)$$

Здесь $A = 0{,}5b(l - l_c - 2h_0)$ — площадь части подошвы за пределом пирамиды продавливания.

Требуемое количество арматуры назначают в результате расчета нормальных сечений I — I и II — II на действие изгибающих моментов, которые при центральном действии нагрузки определяют по следующим формулам:

$$M_{I-I} = 0{,}125p(l - l_c)^2 b; \quad M_{II-II} = 0{,}125p(l - l_1)^2 b. \qquad (36.19)$$

При внецентренном приложении внешней нагрузки изгибающий момент в расчетном сечении

$$M_i = b(0{,}5l - l_i)^2 \frac{2p_{max} + p_i}{6}. \qquad (36.20)$$

Сечение рабочей арматуры вычисляют по формулам:

$$A_{sI-I} = M_{I-I}/0{,}9h_0 R_s; \quad A_{sII-II} = M_{II-II}/0{,}9h_0 R_s, \qquad (36.21)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению.

Процент армирования в сечении фундамента должен соответствовать минимальному $\mu \geqslant \mu_{min}$. Шаг рабочей арматуры обычно принимают равным 100...200 мм. Конструктивные стержни должны иметь сечение не менее 10 % площади рабочей арматуры и устанавливаться с шагом 150...350 мм. Высота защитного слоя бетона в монолитных фундаментах должна быть не менее 35 мм при наличии песчано-гравийной подготовки и 70 мм —

без нее, для сборных фундаментов высота защитного слоя — не менее 30 мм.

Расчет по второй группе (по раскрытию трещин) выполняют в соответствии с требованиями, предъявляемыми к изгибаемым железобетонным элементам.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Приведите классификацию фундаментов, возводимых в открытых котлованах.
2. Что такое фундаменты в вытрамбованных котлованах?
3. Как производится назначение глубины заложения подошвы фундаментов, какие факторы при этом учитываются?
4. Как подбирается размер подошвы центрально-нагруженного фундамента?
5. Приведите последовательность расчета центрально-нагруженного фундамента.
6. Как подбирается размер подошвы внецентренно нагруженного фундамента?
7. Как рассчитывается фундамент по первой и второй группам предельных состояний?
8. Как назначается требуемое количество арматуры?
9. Как выполняется расчет на продавливание?

Глава 37. Свайные фундаменты

§ 37.1. КЛАССИФИКАЦИЯ СВАЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

Сваями называются относительно длинные конструктивные элементы, располагаемые в грунте в вертикальном или наклонном положении и предназначенные для передачи нагрузки на лежащие ниже плотные слои грунта. *Свайным фундаментом* называется группа свай, объединенная поверху для совместной работы специальными плитами или балками, называемыми ростверками. В зависимости от места расположения ростверка различают свайные фундаменты с низким ростверком (рис. 37.1, *а*) и высоким ростверком (рис. 37.1, *б*).

В практике современного строительства используют следующие типы свайных фундаментов: одиночные сваи, когда нагрузку от колонны или столба воспринимает одна свая (применяются в легких сооружениях); ленточные фундаменты (рис. 37.1, *в*) — под стены, реже под колонны зданий с однорядным и многорядным располо-

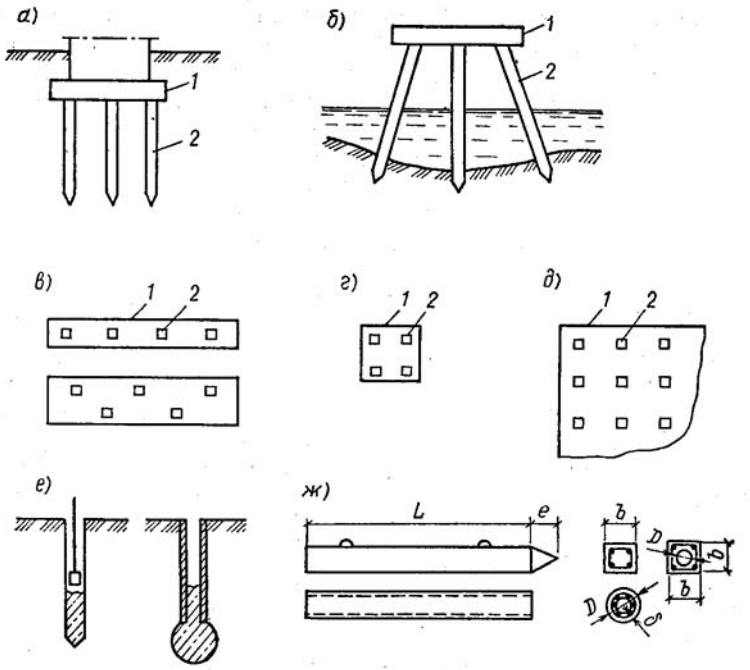


Рис. 37.1. Типы свай и свайных фундаментов

а — фундаменты с низким ростверком; *б* — то же, с высоким ростверком; *в* — ленточные фундаменты под стены; *г* — свайные кусты; *д* — свайные поля; *е* — набивные сваи; *ж* — сборные железобетонные сваи; *1* — ростверк; *2* — свая

жением свай; свайные кусты — под колонны зданий (рис. 37.1, *г*) и свайные поля (рис. 37.1, *д*), применяемые под тяжелые многоэтажные и башенные сооружения. При возведении свайных фундаментов готовые сборные сваи, изготовленные на заводах строительных материалов, погружаются в грунт с помощью забивки сваебойными молотами, вибропогружателями, вдавливанием статической нагрузкой и завинчиванием.

В некоторых случаях сваи изготавливают в грунтах оснований в специальных, заранее подготовленных скважинах, поэтому в зависимости от способа погружения и изготовления различают сваи, погружаемые в готовом виде, и изготавливаемые в грунтах оснований (набивные сваи). К последнему типу относится свая, показанная на рис. 37.1, *е*. В относительно плотных грунтах скважина

пробуривается без крепления стенок, в слабых — стенки скважины укрепляются обсадной трубой, которую можно извлекать при устройстве сваи, а иногда оставлять в грунте. После подготовки скважины в нее в случае необходимости устанавливают арматурные каркасы и заливают бетон слоями не более 1 м с последующим уплотнением с помощью вибрирования или трамбования. Этот способ изготовления свай получает все большее распространение в сельскохозяйственном строительстве.

По материалу, из которого изготавливают сваи, погружаемые в готовом виде, их разделяют на деревянные, металлические, железобетонные и комбинированные. Деревянные сваи в практике современного строительства применяют сравнительно редко. Металлические сваи используют в основном при ограждении стенок котлованов от обрушения. Наибольшее распространение получили сборные железобетонные сваи (рис. 37.1, *ж*), которые могут иметь сплошное квадратное, квадратное с круглой полостью и полое круглое сечение. Полые сваи выпускаются с наконечником и без наконечника. Квадратные сваи имеют размеры поперечного сечения от 0,2×0,2 до 0,4×0,4 м и длину 3...20 м. При необходимости конструкция сваи может иметь и бóльшую длину (до 48 м), для этого сваи стыкуют отдельными звеньями с помощью болтовых или сварных стыков, выполняемых с помощью закладных элементов, установленных по торцам свай.

Пустотелые круглые сваи имеют наружный диаметр 0,4...0,8 м, длину 4...12 м при толщине стенок 8...10 см. Сваи диаметром 1...3 м называют *сваями-оболочками*, их длина 6...12 м, толщина стенок 12 см.

В последнее время разработаны и применяются и другие конструктивные решения свай: ромбовидные, пирамидальные, булавовидные и т. д. (рис. 37.2, *а, б, в*) с крестообразным, прямоугольным двутавровым и треугольным поперечными сечениями (рис. 37.2, *г*). Такие сваи имеют более высокую несущую способность по сравнению со сваями с постоянным поперечным сечением по высоте, хотя стоимость изготовления первых выше. В жилищном и сельскохозяйственном строительстве стали применять безростверковые свайные фундаменты, в которых нагрузка на сваю передается через специальный оголовок (рис. 37.2, *д*). При возведении каркасных зданий все большее распространение получают сваи-колонны, выполняемые из свай квадратного или полого

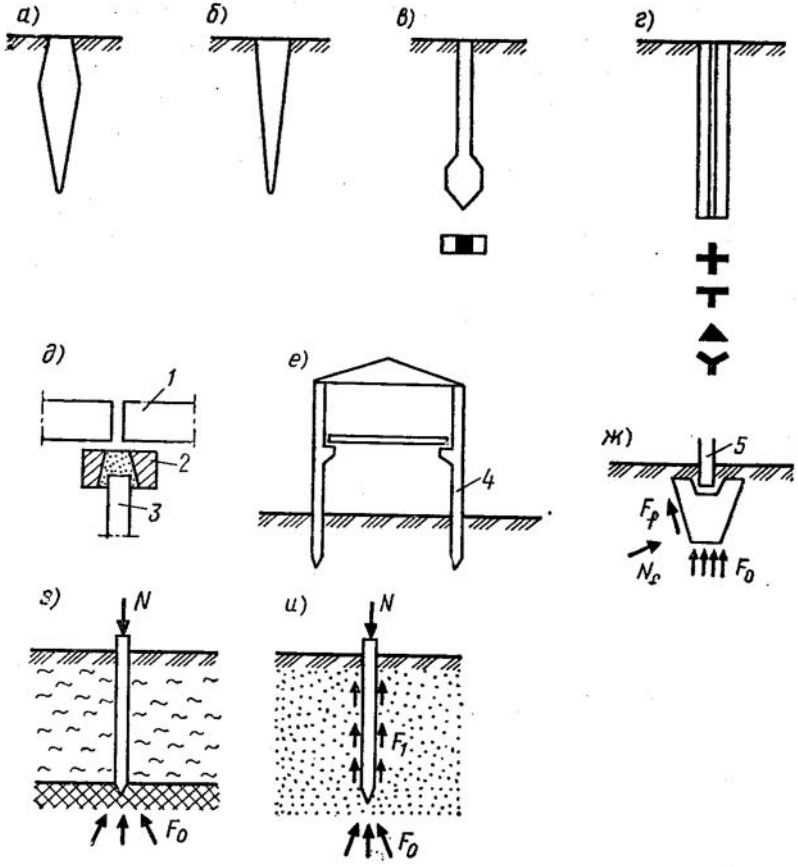


Рис. 37.2. Конструктивные решения свай

а — ромбовидные; *б* — пирамидальные; *в* — булавовидные; *г*—с крестообразными, двутавровыми и треугольными поперечными сечениями; *д* — безростверковые свайные фундаменты; *е* — сван колонны; *ж* — забивные блоки пирамидальной формы; *з* — сваи стойки; *и* — висящие сваи; *1* — поддерживаемая конструкция; *2* — железобетонный оголовок; *3* — свая; *4* — свая-колонна; *5* — колонна

поперечного сечения, часть которых, выступая над поверхностью, заменяет колонну (рис. 37.2, *е*), что позволяет существенно снижать трудоемкость работ.

В настоящее время в практике строительства все большее распространение получают забивные блоки пирамидальной формы со стаканом для бетонирования колонны (рис. 37.2, *ж*), которые при слабых грунтах по

своим технико-экономическим показателям лучше столбчатых фундаментов и свай колонн. Глубина погружения блоков составляет 1,5...2 м.

По условиям передачи нагрузки на грунты оснований все сваи разделяются на две категории: *сваи-стойки* и *сваи трения*. Сваи-стойки (рис. 37.2, *з*), прорезая толщину относительно слабых грунтов, передают нагрузку на несжимаемые горные породы (обычно скальные), поэтому силы трения по боковой поверхности сваи практически не образуются, и несущая способность сваи зависит только от сопротивления грунта под острием сваи $F_d = F_0$...

Сваи трения (висячие сваи) (рис. 37.2, *и*) погружаются в сжимаемые грунты, и нагрузка на основание передается как за счет сил трения по боковой поверхности F_f, так и за счет сопротивления грунта под острием сваи F_0, т. е. несущая способность такой сваи определяется двумя составляющими $F_d = F_f + F_0$.

§ 37.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАЙ

Для расчета и проектирования свайных фундаментов необходимо уметь рассчитывать несущую способность одиночной сваи, которая определяется из условий работы материала, из которого она изготовлена, и грунта, в который она погружается. Поэтому сопротивление сваи определяют как наименьшую из величин, вычисляемых из условий прочности материала сваи и грунта, удерживающего сваю.

Несущую способность сваи по материалу определяют по формулам расчета железобетонных элементов при внецентренном приложении внешней нагрузки со случайными эксцентриситетами.

Несущая способность сваи по грунту основания согласно действующим нормам определяется по формуле

$$N \leqslant F_d / \gamma_k, \qquad (37.1)$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю; F_d — расчетная несущая способность сваи; γ_k — коэффициент надежности (если несущая способность определена расчетом или по результатам динамических испытаний, выполненных без учета упругих деформаций грунта $\gamma_k = 1{,}4$, если несущая способность определена по результатам статического зондирования, $\gamma_k = 1{,}20$).

Несущую способность по грунту свай-стоек вычисляют по формуле

$$F_d = \gamma_c R A. \qquad (37.2)$$

Здесь γ_c — коэффициент условий работы, $\gamma_c = 1$; A — площадь опирания сваи на грунт; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое равным $R = 20$ МПа для забивных свай, опирающихся на скальные породы, крупнообломочные грунты и пылевато-глинистые грунты твердой консистенции; для набивных свай и свай-оболочек, заполняемых бетоном и заделываемых в невыветрелый грунт,

$$R = (R_{cn}/\gamma_g)/(l_d/d_c + 1{,}5), \qquad (37.3)$$

где R_{cn} — нормативное сопротивление скальной породы сжатию; $\gamma_g = 1{,}4$ — коэффициент надежности по грунту; l_d — расчетная глубина заделки сваи в грунт; d_c — наружный диаметр сваи.

Существует несколько методов определения несущей способности свай трения.

В практическом методе несущая способность по грунту сваи трения определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum_{i=1}^{n} \gamma_{cf} f_i h_i), \qquad (37.4)$$

Здесь γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, равный $\gamma_c = 1$; γ_{cR} и γ_{cf} — соответственно коэффициенты условий работы грунта под острием сваи и по ее боковой поверхности; R — расчетное сопротивление грунта под острием сваи; u — периметр сваи; f_i — расчетное сопротивление по боковой поверхности грунта i-го слоя, прорезываемого сваей; h_i — высота i-го слоя грунта, прорезываемого сваей.

Характеристики, входящие в формулу (37.4), определяются по табличным данным СНиПа в зависимости от условий погружения и грунтовых условий строительной площадки.

Динамический метод определения несущей способности свай трения основан на *замерах расчетного отказа* (осадки в результате одного удара молота), определяемого по результатам полевых испытаний свай после *отдыха*. Отдых необходим для перемещения воды, отжатой из пор грунта при забивке в зону контакта сваи с грунтом, в окружающее пространство основания.

Предельное нормативное сопротивление свай при забивке находят из следующего выражения:

$$F_{un} = \frac{\eta A M}{2}\left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A S_\alpha}\,\frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1\right], \qquad (37.5)$$

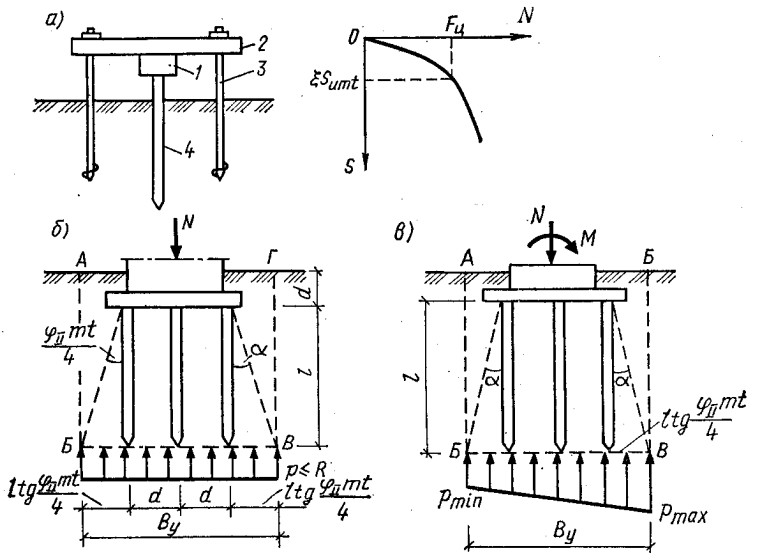


Рис. 37.3. Схема испытания статической нагрузкой и расчетные схемы свайных фундаментов

а — схема испытаний и график зависимости осадки сваи от нагрузки; *б* — к расчету свайных фундаментов при центральном действии нагрузки; *в* — то же, при внецентренном действии нагрузки; *1* — домкрат; *2* — упорная балка; *3* — анкерные сваи; *4* — испытываемая свая

где η — коэффициент, зависящий от материала сваи; A — площадь поперечного сечения сваи; M — коэффициент, зависящий от способа погружения сваи (при забивке $M=1$, при вибропогружении определяется по табличным данным); E_d — расчетная энергия удара молота; S_α — расчетный отказ (осадка от одного удара или работы вибропогружателя в течение одной минуты); ε — коэффициент восстановления удара; m_1; m_2 и m_3 — соответственно масса молота или вибропогружателя, сваи и наголовника, подбабка.

Метод испытания свай статической нагрузкой основывается на постепенном загружении сваи возрастающей нагрузкой, прикладываемой через гидравлические домкраты или тарировочные платформы. В результате испытания строят графическую зависимость осадки сваи от нагрузки (рис. 37.3, *а*). Если на графике имеется резкий перелом, то за предельное нормативное сопротивление свай принимают нагрузку, соответствующую данной точке, при условии, если осадка не превышает 2 см. При отсутствии точки перелома за предельное сопротивление принимают нагрузку, соответствующую осадке сваи, по-

лученной по формуле

$$s = \xi s_{umt}, \qquad (37.6)$$

где $\xi = 0{,}2$ — коэффициент перехода к осадке отдельной сваи; s_{umt} — предельное значение осадки свайного фундамента проектируемого здания, установленного нормами.

Если осадка, вычисленная по формуле (37.6), окажется больше 4 см, то за F_{un} принимают нагрузку, соответствующую осадке 4 см. Несущую способность сваи по результатам динамических испытаний и испытаний статической нагрузкой определяют из выражения

$$F_d = \gamma_c F_{un}/\gamma_g, \qquad (37.7)$$

где γ_c — коэффициент условий работы; F_{un} — нормативное значение предельного сопротивления сваи; γ_g — коэффициент надежности по грунту (при числе испытаний более 6 устанавливается на основании статистической обработки результатов, в противном случае $\gamma_g = 1$).

§ 37.3. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При расчете и проектировании свайного фундамента из *свай-стоек* его несущая способность определяется суммой несущих способностей отдельных свай. При этом выбирается наименьшая несущая способность сваи по грунту или по материалу. Этот расчет соответствует требованиям первой группы предельных состояний. Расчет по второй группе предельных состояний не производится, так как сваи-стойки погружаются до практически несжимаемых грунтов, осадкой которых пренебрегают в силу ее незначительности.

Расчет фундаментов из висячих свай выполняют по первой и второй группам предельных состояний. Количество свай в фундаменте определяют в соответствии с требованиями первой группы, а по второй группе предельных состояний рассчитывают его осадку.

Требуемое количество свай в фундаменте определяют после назначения глубины заложения ростверка как частное от деления внешней нагрузки, действующей на фундамент, на несущую способность предварительно выбранной одиночной сваи с учетом веса части ростверка и грунта, приходящегося на одну сваю,

$$n = \gamma_k N_1 /(F_d - a^2 d\gamma_{cpl}), \qquad (37.8)$$

где γ_k и F_d — то же, что и в формуле (37.1); N_1 — расчетная на-

грузка от здания; a — шаг свай; d — глубина заложения подошвы ростверка; $\gamma_{cpI} = 0{,}02$ МН/м³ — осредненное расчетное значение удельного веса ростверка и грунта.

При расчете внецентренно нагруженного фундамента количество свай, полученное по формуле (37.8), следует увеличить на 15...20 %. После размещения свай в плане в соответствии с конструктивными требованиями и расчета ростверка в соответствии с требованиями, предъявляемыми к железобетонным конструкциям, находят нагрузку, приходящуюся на каждую сваю:

при центральной нагрузке

$$N = (N_{\text{I}} + N_{\text{pI}} + N_{\text{грI}})/n; \qquad (37.9)$$

при внецентренной

$$N = \frac{N_{\text{I}} + N_{\text{pI}} + N_{\text{грI}}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum\limits_{i=1}^{n} y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum\limits_{i=1}^{n} x_i^2}, \qquad (37.10)$$

где N_{I}; $N_{p\text{I}}$; $N_{\text{грI}}$ — соответственно нагрузка от веса здания, ростверка и грунта на ростверке; M_x; M_y — моменты от расчетных нагрузок относительно главных центральных осей ростверка; x и y — расстояния до оси рассчитываемой сваи; x_i и y_i — расстояния от главных осей до оси каждой сваи в фундаменте.

Фундамент считается запроектированным верно, если выполняется условие (37.1).

При расчетах свайного фундамента из свай трения по второй группе предельных состояний его условно заменяют массивным жестким фундаментом, контур которого *АБВГ* ограничен размерами ростверка, свай и некоторым объемом окружающего грунта (рис. 37.3, *б*), определяемого в предположении, что давление от крайней сваи передается на грунт под углом $\alpha = \varphi_{\text{II}mt}/4$. При расчете считается, что давление на грунт передается по подошве этого жесткого фундамента (плоскость *БВ*) и воспринимается слоем грунта, залегающим ниже плоскости острия свай.

При центральном действии внешней нагрузки напряжения под подошвой фундамента не должны превышать расчетного сопротивления грунта основания (см. рис. 37.3, *б*):

$$p = (N_{\text{II}} + N_{p\text{II}} + N_{\text{свII}})/A_y \leqslant R, \qquad (37.11)$$

где N_{II} — расчетная нагрузка второй группы предельных состояний от веса здания; $N_{p\text{II}}$, $N_{\text{свII}}$, $N_{\text{грII}}$ — масса ростверка, свай и грунта в объеме АБВГ; A_y — площадь условного фундамента, определяе-

мая в предположении, что давление передается на грунт под углом.

При внецентренном действии внешней нагрузки определяют краевые напряжения под подошвой (рис. 37.3, *в*)

$$p_{max} = (N_{II} + N_{грII} + N_{свII} + N_{грII})/A_y \pm M_{II}/W_y. \quad (37.12)$$

Здесь M_{II} — момент от расчетных нагрузок второй группы предельных состояний; W_y — момент сопротивления условной подошвы фундамента.

При расчетах внецентренно нагруженного фундамента должны соблюдаться три условия: $p_{max} \leqslant 1{,}2R$; $p_{min} \geqslant 0$; $p \leqslant R$.

При проектировании фундаментов из свай следует выполнять следующие конструктивные требования: расстояние между осями свай трения должно быть в пределах $3...6d$ (d — диаметр круглой сваи или ширина — квадратной); минимальное расстояние между осями свай стоек $1{,}5d$. Расстояние от внешней стороны сваи до края ростверка при однорядном расположении свай должно быть не менее $0{,}2d+5$ см, двух- и трехрядном $0{,}3d+5$ см, большем числе рядов $0{,}4d+5$ см.

Ростверки выполняются из монолитного или сборного железобетона. Высоту ростверка назначают из условия продавливания его сваями или поддерживаемой конструкцией по формуле

$$h = d/2 + 0{,}5\sqrt{d^2 + N_I/R_{bt}}, \quad (37.13)$$

где d — диаметр или ширина сваи или поддерживаемой конструкции; N_I — расчетное усилие; R_{bt} — сопротивление бетона осевому растяжению.

По конструктивным соображениям высота ростверка должна приниматься $h \geqslant h_o + 0{,}25$ м, но не менее 30 см ($h_o = 5$ см — глубина заделки сваи в ростверк).

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Что называется свайными фундаментами, как они классифицируются?
2. Приведите классификацию свай.
3. Что такое свая-стойка и свая трения?
4. Как определяется несущая способность свай различных типов?
5. Как вычисляется несущая способность по грунту свай-стоек?
6. Перечислите методы определения несущей способности по грунту свай трения.
7. Как определяется несущая способность свай трения в прак-

тическом, динамическом методах и способе испытания свай статической нагрузкой.

8. Как выполняется расчет фундаментов из свай-стоек?

9. Как рассчитывается свайный фундамент из свай трения при центрально и внецентренно действующей внешней нагрузке?

Глава 38. Устройство и расчет искусственных оснований

§ 38.1. МЕТОДЫ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

К уплотнению грунтов оснований прибегают в целях повышения их несущей способности, когда грунты в условиях природного залегания не могут быть использованы в качестве оснований фундаментов.

Уплотнение грунтов выполняют с помощью механических воздействий: трамбованием, виброуплотнением и устройством грунтовых свай.

Трамбованием с помощью тяжелых трамбовок (рис. 38.1, *а*) производится поверхностное уплотнение на глубину 1,5...3 м. Трамбовки поднимают и сбрасывают с кранов с помощью фрикционных лебедок. Масса трамбовок варьируется в пределах 2...5 т. Глубина трамбования будет тем больше, чем больше высота подъема и масса трамбовки. Уплотнение с помощью трамбовки ведут до тех пор, пока понижение поверхности грунта не достигнет некоторой постоянной величины, равной для пылевато-глинистых грунтов 1...1,5 см, песков — 0,5... 1 см.

Виброуплотнением уплотняются в основном песчаные грунты. Поверхностное виброуплотнение выполняется с помощью самоходных виброплит (глубина уплотнения 0,2...0,6 м). Глубинное виброуплотнение производится двумя способами: вибробулавами (рис. 38.1, *б*) или вибропогружателями с прикрепленными к ним стержнями (рис. 38.1, *в*). Вибробулавы применяют для уплотнения грунтов на глубину 1...10 м. Уплотнение грунтов с помощью металлических стержней с планками, прикрепленными к вибропогружателям, позволяет уплотнять грунт до глубины 5...20 м.

Уплотнение грунтов с помощью грунтовых свай используют в макропористых просадочных грунтах, рыхлых пылеватых и мелких песках, а также слабых заторфованных пылевато-глинистых грунтах. Чаще всего при-

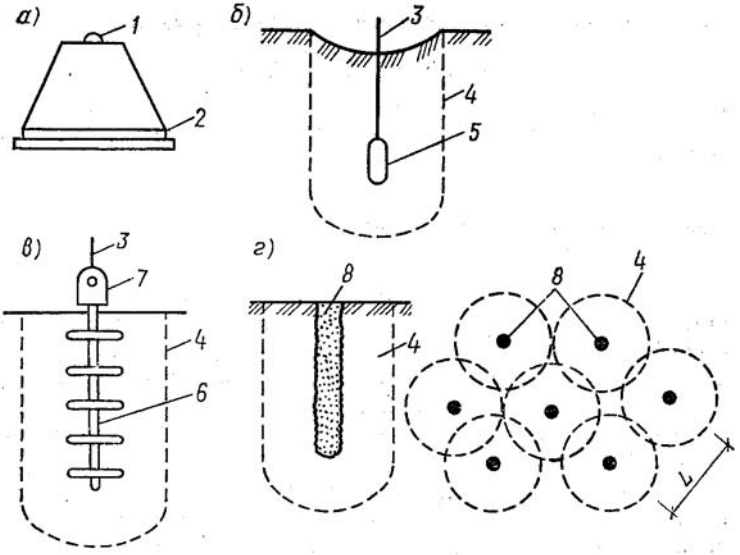


Рис. 38.1. Схемы уплотнения грунтов

а — трамбовка для уплотнения грунта; *б, в* — то же, с вибропогружателями; *г* — то же, с помощью песчаных свай; *1* — петли для подъема; *2* — стальное окаймляющее кольцо; *3* — трос; *4* — граница зоны уплотнения; *5* — вибробулава; *6* — трубчатый стержень с приваренными планками; *7* — вибратор; *8* — песчаная свая

меняются песчаные сваи. В просадочных и пылевато-глинистых грунтах разрешается применять и местный связный грунт для создания однопородности массива. Песчаные сваи устраивают с помощью инвентарных труб с раскрывающимися башмаками (рис. 38.1, *г*), погружаемыми в грунт путем забивки или вибрирования. При достижении глубины уплотнения в трубу послойно укладывается песок и трамбуется при одновременном извлечении трубы. При использовании вибратора трубу извлекают при включенном вибраторе, тем самым одновременно уплотняя песок. Устройство грунтовых свай напоминает устройство набивных железобетонных свай. Однако после извлечения трубы грунтовая свая практически перестает существовать, образуя с окружающим грунтом общую уплотненную приблизительно однородную массу.

Грунтовые сваи располагают в шахматном порядке. Расстояние между ними устанавливается из условия обе-

спечения требуемой плотности массива грунта

$$L = 0{,}952d\sqrt{(e + e_{yn})/(1 + e)}, \qquad (38.1)$$

где d — диаметр грунтовой сваи; e — коэффициент пористости грунта в природном залегании; e_{yn} — коэффициент пористости грунта после уплотнения.

§ 38.2. УСТРОЙСТВО ГРУНТОВЫХ ПОДУШЕК

Один из наиболее широко распространенных и экономически целесообразных методов улучшения работы и свойств грунтов оснований — устройство грунтовых подушек. В этом случае слабый грунт основания удаляют на некоторую глубину и заменяют его малосжимаемым грунтом, на который в дальнейшем устанавливают подошву фундамента (рис. 38.2, *а*).

Такие подушки устраивают из песка, гравия, щебня. В просадочных грунтах разрешается использовать и пылевато-глинистые грунты для обеспечения однородности основания. Песок в подушках должен быть обязательно уплотнен. При использовании грунтовых подушек следует учитывать возможные колебания уровня подземных вод, которые могут вызвать подтопление подушки и ее пучение при промерзании. Наличие подземных вод может привести к вымыванию песка из подушки и уменьшить ее несущую способность. При проектировании подушек решается вопрос о назначении ее размеров в плане и по высоте.

Толщину подушки назначают, предполагая, что давление передаваемое на подстилающий слой слабого грунта, не должно превышать расчетного сопротивления этого грунта. Давление в подстилающем слое будет равно сумме природного давления от веса грунта и дополнительного давления от нагрузки на фундамент на глубине z (см. рис. 38.2, *а*). Тогда расчетное условие будет иметь следующий вид:

$$\sigma_{zg} + \alpha(p - \sigma_{zg_0}) \leqslant R_z, \qquad (38.2)$$

где σ_{zg} — давление от собственного веса грунта на глубине; α — коэффициент рассеивания напряжений; p — давление по подошве фундамента; σ_{gz0} — давление от веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Если условие (38.2) не выполняется, то высоту грунтовой подушки следует увеличить. Размер подушки

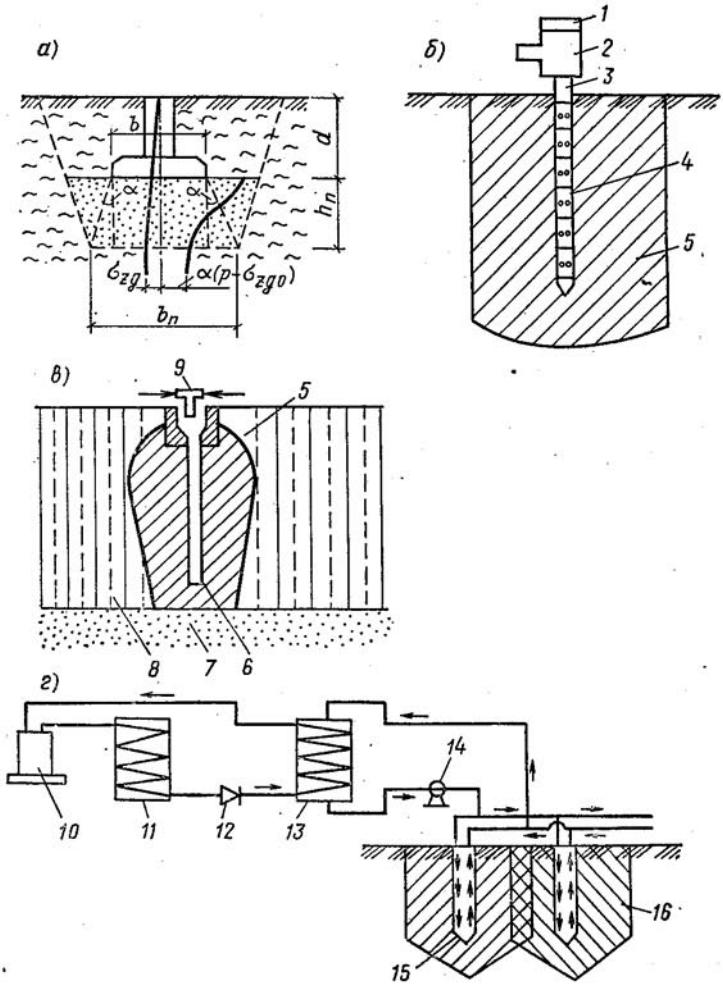


Рис. 38.2. Схемы грунтовых подушек и закрепления слабых грунтов

а — к определению толщины подушки; *б* — закрепление грунтов с помощью инъекторов; *в* — то же с помощью термического метода; *г* — схема искусственного замораживания грунтов; *1* — оголовок для забивки; *2* — соединительный тройник; *3* — переходная муфта; *4* — перфорированная труба; *5* — закрепленный грунт; *6* — скважина; *7* — плотный непросадочный грунт; *8* — просадочный грунт; *9* — форсунка для сжигания топлива; *10* — компрессор; *11* — конденсатор; *12* — редукционный клапан; *13* — испаритель; *14* — насос, подающий охлаждающую жидкость; *15* — охлаждающие колонки; *16* — льдогрунтовая стенка из замороженного грунта

в плане определяется из условий обеспечения ее устойчивости. Известно, что эта устойчивость обеспечивается, если угол распределения напряжений находится в пределах $\alpha = 35...40°$ (см. рис. 38.2, *а*), тогда

$$b_n = b + 2h_n \operatorname{tg} \alpha, \qquad (38.3)$$

где b_n и b — соответственно ширина подушки и подошвы фундамента; h_n — высота подушки; α — угол распределения давления.

Песчаная подушка должна быть запроектирована таким образом, чтобы она могла воспринимать давление от веса сооружения по подошве фундамента. При этом должно быть учтено уплотнение грунта.

§ 38.3. МЕТОДЫ ЗАКРЕПЛЕНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ

Методы закрепления грунтов оснований основываются на повышении физико-механических свойств грунтов без изменения положения твердых частиц грунтов в отличие от уплотнения, при котором частицы, сближаясь, увеличивают несущую способность оснований. Улучшение физико-механических свойств достигается с помощью использования вяжущих материалов или других приемов, которые устанавливают более прочные связи между частицами грунта.

Цементацию применяют для закрепления грунтов, обладающих большой водопроницаемостью: трещиноватые скальные породы, гравий, галька, крупные и рыхлые пески. Цементация основывается на нагнетании с помощью специальных инъекторов раствора цементного молока (цемента и воды), который, постепенно твердея, образует прочное неразмываемое основание. Инъектор представляет собой трубку диаметром 19...39 мм, заканчивающуюся коническим наконечником, в которую под давлением 0,025...0,1 МПа подают раствор. Инъектор забивают в грунт или погружают в специально пробуренные скважины. Радиус закрепления грунта составляет 0,5...1,5 м. Недостаток данного метода — ограниченность применения, поскольку грунт должен быть высокопористым. Поры в грунте должны быть в 4...5 раз больше размеров частиц цемента.

Силикатизацию используют для закрепления песков средней крупности, мелких и пылеватых. Сущность метода заключается в нагнетании в грунт раствора жидко-

го стекла. Наибольшее распространение получил метод двухрастворной силикатизации, когда в грунт последовательно нагнетаются сначала жидкое стекло, а потом раствор хлористого кальция. Образующийся в результате взаимодействия этих растворов гель кремниевой кислоты связывает грунт.

Однорастворный метод силикатизации заключается в нагнетании в грунт сложного раствора жидкого стекла и фосфорной кислоты, реакция между которыми протекает медленно (4...10 ч), что и позволяет получить требуемое время на производство работ. Преимущество этого метода в простоте, так как вместо двух растворов требуется нагнетать один, недостаток — прочность закрепляемого грунта меньше. Закрепление осуществляется с помощью инъекторов (рис. 38.2, *б*). Радиус закрепления 0,3...1 м.

Битумизацию применяют при создании водонепроницаемости грунтов. Битум подают в грунт с помощью инъекторов в расплавленном состоянии разогретым до 400°. В некоторых случаях используют холодную битумизацию, когда в грунт под большим давлением подают битумную эмульсию, состоящую из битума, расщепленного в воде с помощью эмульгатора, превращающего битум в мелкие частицы.

Смолизация основывается на применении синтетических смол, получаемых с помощью различных химических технологий. Такие смолы, нагнетаемые в грунт, превращают его в относительно твердое тело.

Термический метод используется при закреплении пылевато-глинистых, в том числе и просадочных грунтов. Этот метод основывается на увеличении прочности структурных связей под действием высоких температур (спекание). Высокие температуры получают с помощью сжигания в пробуренных скважинах (диаметром до 200 мм и глубиной 6...15 м) горючих материалов, солярного масла, мазута или природного газа (рис. 38.2, *в*). Стоимость термического метода достаточно высока по сравнению с другими методами при диаметре закрепляемого грунта 1,5...3 м.

Электромеханическое закрепление основывается на принудительном введении в грунты оснований растворов силиката натрия и хлористого кальция, для чего в грунт забивают электроды с шагом 0,6...1 м. В качестве анодов используются перфорированные трубы, в которые пода-

ются укрепляющие вещества. Через катоды с помощью специальных насосов откачивают воду. Закрепляющие добавки, проникая в мельчайшие поры грунта, способствуют его омоноличиванию после твердения. Метод применяется для слабофильтрующих грунтов, глин, суглинков, супесей и пылеватых песков.

Искусственное замораживание в основном применяется для временного закрепления грунтов, находящихся в водонасыщенном состоянии, в частности при разработке грунта для предотвращения проникновения воды в котлован. Метод заключается в ограждении котлована специальными замораживающими колоннами, которые, охлаждая грунт, образуют льдогрунтовые стенки. Замораживают с помощью пропускания через колонки охлаждающих растворов (хлористого кальция), который охлаждается до —26...—50 °С в испарителе, в котором циркулирует хладагент (аммиак, фреон или жидкий азот), охлаждаемый при сжатии и разрежении с помощью компрессора и редукционного клапана (рис. 39.2, *г*).

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Перечислите методы уплотнения грунтов оснований.
2. В каких случаях применяется тот или иной метод уплотнения?
3. Когда используют грунтовые подушки?
4. Как устраиваются грунтовые подушки?
5. Как назначается толщина и высота грунтовых подушек?
6. Перечислите методы закрепления грунтов оснований?
7. Что такое термический метод закрепления грунтов?
8. В каких случаях применяется искусственное замораживание грунтов.

Глава 39. Фундаменты, возводимые в особых условиях

§ 39.1. ФУНДАМЕНТЫ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ

Просадочными называются структурно-неустойчивые грунты, которые при определенных условиях (обводнениях, вибрациях, сейсмических воздействиях) изменяют свою первоначальную структуру, вызывая значительный рост осадок. К просадочным грунтам чаще всего относят лёссы и лёссовидные суглинки. Это высокопористые

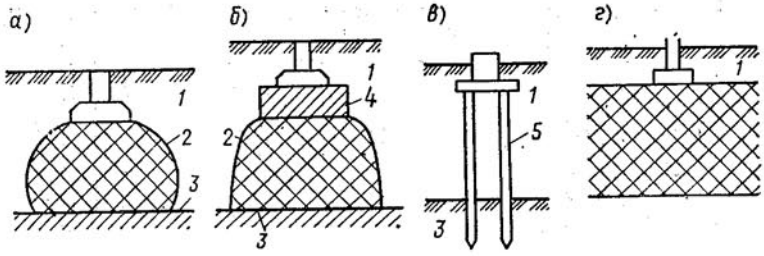


Рис. 39.1. Варианты устройства фундаментов при I типе грунтовых условий по просадочности

а — уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками; *б* — устройство подушек из непросадочных грунтов; *в* — применение свайных фундаментов; *г* — уплотнение грунтов подводными взрывами при предварительном замачивании; *1* — просадочный грунт; *2* — уплотненный грунт; *3* — непросадочный грунт; *4* — грунтовая подушка; *5* — сваи

грунты, которые при увлажнении размокают, подвергаясь просадке величиной иногда до 2...2,5 м. Расчет оснований, сложенных лёссовыми грунтами, выполняют по деформациям, суммарная величина которых представляет собой сумму осадки от внешней нагрузки и просадки при замачивании. В зависимости от условий проявления просадочности лессовые грунты разделяют на два типа грунтовых условий.

I тип — грунтовые условия, когда просадка происходит в основном от действия внешней нагрузки, а просадки от собственного веса или не происходит, или величина последней не превышает 5 см.

II тип — условия, при которых просадка происходит от внешней нагрузки и собственного веса при значении последней более 5 см.

Для устранения просадочности при I типе грунтовых условий, если толща просадочных грунтов не превышает 5...6 м, прибегают к следующим мерам.

1. Уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками (рис. 39.1, *а*). Этот способ используют при предварительном доведении влажности грунта до оптимальной, если глубина заложения фундамента составляет 1,5...2 м. В этом случае слой просадочных грунтов имеет мощность 3,5... 4 м, что позволяет уплотнять его с помощью трамбования.

2. Уплотнение с устройством подушек из непросадочных местных грунтов. Этот метод применяется в том слу-

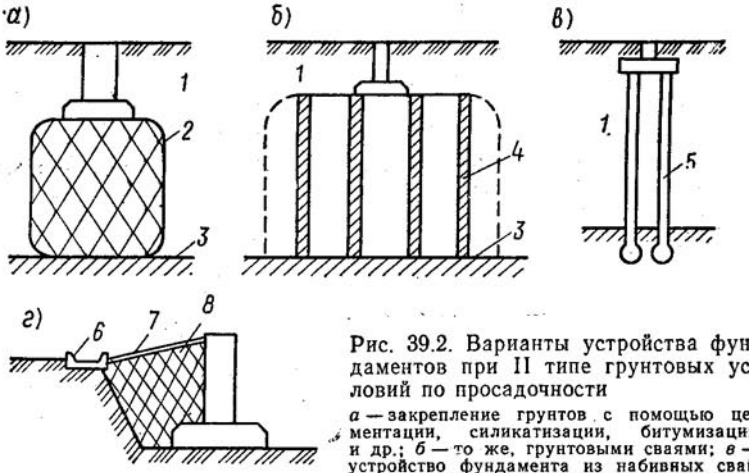


Рис. 39.2. Варианты устройства фундаментов при II типе грунтовых условий по просадочности

а — закрепление грунтов с помощью цементации, силикатизации, битумизации и др.; *б* — то же, грунтовыми сваями; *в* — устройство фундамента из набивных свай с уширенной пятой; *г* — удаление дождевых вод; *1* — просадочный грунт; *2* — зона закрепления; *3* — непросадочный грунт; *4* — песчаная свая; *5* — буронабивная свая с уширением; *6* — лоток для отвода воды; *7* — водонепроницаемая отмостка; *8* — утрамбованный грунт обратной засыпки

чае, если с помощью трамбования не удается уплотнить грунт на требуемую глубину. Подушку устраивают над уплотненным слоем грунта (рис. 39.1, *б*).

3. Применение свайных фундаментов с полной прорезкой слоев просадочных грунтов для передачи давления на лежащий ниже слой непросадочного грунта (рис. 39.1, *в*).

4. Уплотнение грунтов подводными взрывами при предварительном замачивании. Взрывы производятся в пробуренных скважинах на дне заранее подготовленного котлована, который обваловывается насыпями. Затем в котлован наливают воду и производят взрывы, которые способствуют уплотнению грунта (рис. 39.1, *г*).

Для устранения просадочности при II типе грунтовых условий применяют следующие способы:

1. Устройство свайных фундаментов с проверкой толщи просадочных грунтов.

2. Закрепление грунтов с помощью методов, изложенных в § 38.3 (рис. 39.2, *а*).

3. Уплотнение грунтов грунтовыми сваями (рис. 39.2, *б*).

4. Устройство фундаментов из набивных свай с уширенной пятой (рис. 39.2, *в*).

5. Уплотнение грунтов с помощью предварительного замачивания и подводных взрывов с последующим уплотнением с помощью трамбования верхнего слоя грунта.

В некоторых случаях при возведении легких зданий и сооружений сельскохозяйственного назначения целесообразно другое, более экономичное решение, исключающее возможность замачивания толщи просадочных грунтов в течение всего периода эксплуатации. Для этого необходимо полностью исключить возможность проникновения в основания фундаментов дождевых, хозяйственных и подземных вод (при колебаниях уровня), что возможно при специальной планировке территории, устройстве дерновых и асфальтовых покрытий. Удаление дождевых вод осуществляется с помощью кюветов, канав, лотков со сбором в дождевую канализацию. Особое внимание следует уделить удалению воды от фундаментов. Для этого обратная засыпка последних тщательно трамбуется, и устраивается специальная водонепроницаемая отмостка, с которой вода удаляется с помощью лотков в кюветы или канализационную систему (рис. 39.2, *г*). Для предотвращения поступления в грунт хозяйственных и производственных вод используются специальные правила проектирования трубопроводов.

§ 39.2. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ В РАЙОНАХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Вечномерзлыми называют грунты, находящиеся в мерзлом состоянии в течение трех и более лет. Они представляют собой ярко выраженные структурно неустойчивые грунты, так как при оттаивании происходит просадка вследствие нарушения природной структуры. Вечномерзлые грунты распространены по значительной территории СССР в районах Сибири, Дальнего Востока и на Севере. В результате интенсивного таяния слоя вечномерзлого грунта вместе с имеющимися в нем включениями льда могут происходить очень большие просадки, приводящие к понижению рельефа, в котором скапливается вода, образуя *термокарстовое озеро.*

Для предотвращения развития неравномерных осадок фундаментов зданий и сооружений, возводимых в районах вечной мерзлоты, в настоящее время используют *два принципа.*

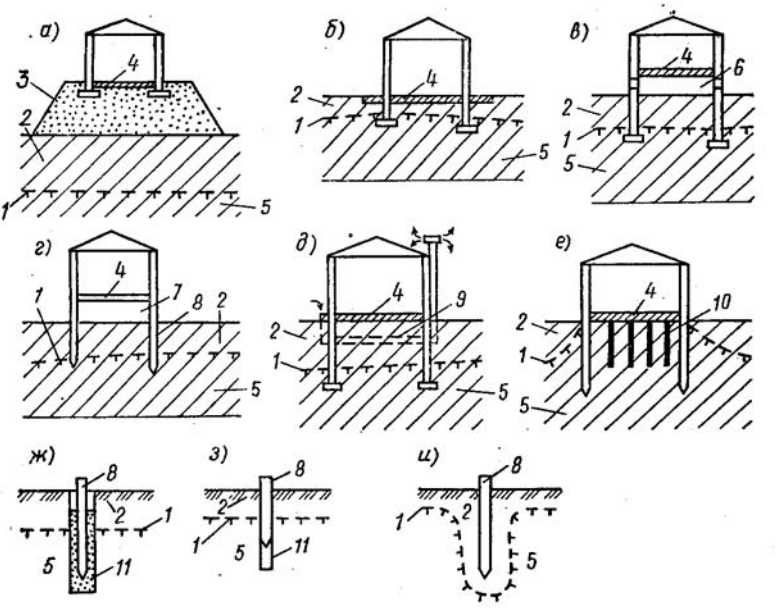


Рис. 39.3. Схема устройства фундаментов при сохранении в основании вечномерзлого состояния грунтов

а — возведение здания на подсыпках; *б* — устройство теплоизоляции на поверхности грунта; *в* — устройство вентилируемых подполий; *г* — размещение на первом этаже неотапливаемых помещений; *д* — с помощью вентилируемых каналов и труб под полами; *е* — искусственное охлаждение грунта; *ж* — свайные фундаменты — буроопускные; *з* — то же, бурозабивные; *и* — то же, опускные; *1* — граница слоя вечномерзлого грунта; *2* — оттаивающий слой грунта; *3* — теплоизоляционная подсыпка; *4* — теплоизоляция; *5* — вечномерзлый грунт; *6* — вентилируемое подполье; *7* — неотапливаемый первый этаж; *8* — сван; *9* — вентиляционные каналы, охлаждающие грунт; *10* — замораживающие колонки; *11* — скважина

Первый — грунт основания сохраняется в вечномерзлом состоянии в течение всего периода строительства и эксплуатации здания или сооружения.

Второй — грунт основания используется в оттаявшем состоянии до начала возведения здания или во время эксплуатации.

Первый принцип используется в случае, если грунты оснований можно сохранить в мерзлом состоянии при экономически оправданных затратах на мероприятия по обеспечению этого состояния. Сохраняют вечномерзлое состояние с помощью следующих конструктивных решений: возведение зданий на подсыпках (рис. 39.3, *а*), устройство теплоизоляции на поверхности грунта (рис. 39.3, *б*), устройство вентилируемых подполий (рис.

39.3, *в*), размещение на первом этаже зданий неотапливаемых помещений (рис. 39.3, *г*), прокладка вентилируемых каналов и труб под полами (рис. 39.3, *д*), искусственное охлаждение грунта с помощью замораживающих колонок (рис. 39.3, *е*), в которых циркулирует охлаждающий газ или жидкость.

При возведении фундаментов по первому принципу в основном применяют свайные фундаменты. По способу погружения свай в грунты оснований их разделяют на: буроопускные (рис. 39.3, *ж*), погружаемые в предварительно пробуренные скважины, имеющие больший диаметр, чем диаметр свай, в которые нагнетается грунтовый раствор, быстро замерзающий после погружения сваи; бурозабивные (рис. 39.3, *з*), погружаемые с помощью забивки в заранее пробуренные скважины (лидеры) диаметром на 1...2 см меньше диаметра сваи; опускные (рис. 39.3, *и*), погружаемые с помощью забивки в предварительно оттаиваемый грунт, для чего используют паровые иглы. Разрешается также применение столбчатых фундаментов, которые устраиваются в предварительно пробуренных скважинах диаметром 0,8...1,2 м и больше. Применение других фундаментов экономически невыгодно из-за большой трудоемкости разработки вечномерзлых грунтов.

При возведении фундаментов по второму принципу допускается оттаивание грунта. Поэтому при возведении и эксплуатации зданий и сооружений необходимо предусматривать мероприятия по уменьшению неравномерных осадок с помощью снижения влияния деформаций основания или приспособления конструкций здания к восприятию возможных неравномерностей осадок.

Обеспечение уменьшения деформаций основания достигается: а) искусственным предварительным оттаиванием грунта на требуемую глубину перед возведением здания, с дальнейшим уплотнением или закреплением оттаявшего грунта; б) полной заменой вечномерзлого грунта песчаным или крупнообломочным грунтом; в) регулированием глубины оттаивания грунта в процессе эксплуатации здания с помощью устройства у фундаментов обогревающих трубопроводов (рис. 39.4, *а*); г) устройством наружных сетей зданий на консолях с отнесением фундаментов наружных стен внутрь здания (рис. 39.4, *б*) с целью уменьшения неравномерных осадок, так как осадка внутренних фундаментов больше, чем на-

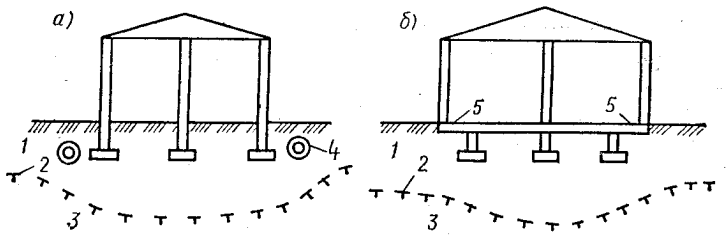


Рис. 39.4. Схема устройства фундаментов при использовании в основании оттаявшего слоя вечномерзлого грунта

а — с помощью обогревающих трубопроводов; *б* — устройство наружных стен зданий на консолях; *1* — оттаявший грунт; *2* — верхняя граница вечномерзлого грунта; *3* — вечномерзлый грунт; *4* — обогревающий трубопровод; *5* — консоль

ружных, из-за неодинаковой высоты слоя оттаявшего грунта.

Для оттаивания вечномерзлых грунтов используют электропрогрев, гидропрогрев и паровые иглы.

Для выбора первого или второго принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований зданий и сооружений прибегают к экономическому анализу различных вариантов конструктивных решений.

§ 39.3. ФУНДАМЕНТЫ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Сейсмическими явлениями или землетрясениями называются колебания земной поверхности в результате проявления внутренних сил земли. Землетрясения, вызывая колебания зданий и сооружений, приводят к возникновению сил инерции, оказывающих дополнительные воздействия на строительные конструкции. Силы инерции, возникающие при колебаниях земной коры, называют сейсмическими воздействиями, которые учитываются при 7...9 баллах. При 10 баллах строительство разрешается только в исключительных случаях. Сейсмический балл устанавливается в зависимости от района строительства с учетом дополнительного микрорайонирования, устанавливаемого на основе инженерно-геологических условий строительной площадки.

Грунтовые условия разделяют на **три категории**: I — хорошие грунты; II — грунты среднего качества и III —

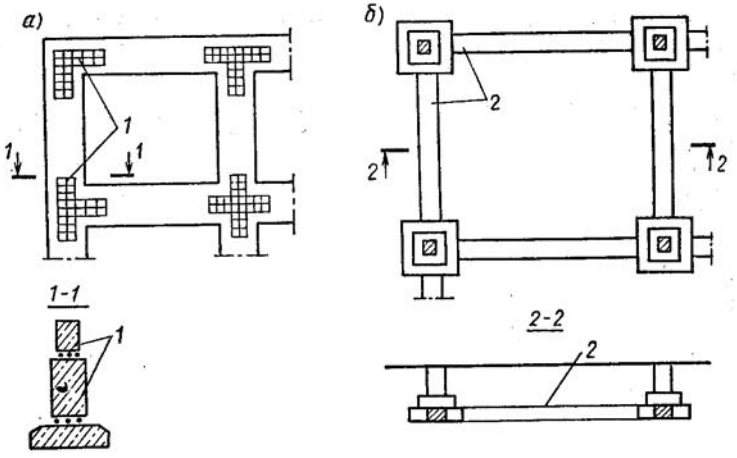


Рис. 39.5. Конструкции фундаментов в сейсмически опасных районах
а — из перекрестных лент; *б* — закрепление отдельно стоящих фундаментов железобетонными вставками; *1* — сварные сетки; *2* — связевые вставки

грунты низкого качества. Для первой категории разрешается уменьшать сейсмичность на 1 балл. Расчет фундаментов и оснований в сейсмически опасных районах выполняется на основные и особые сочетания нагрузок, причем в последние включается сейсмическая нагрузка, которую получают в результате динамического расчета зданий на колебания и прикладывают в точках расположения масс элементов конструкций. При строительстве в сейсмических районах глубину заложения фундаментов назначают не менее 1 м, причем грунты III категории требуют искусственного улучшения. Фундаменты зданий и их отдельных отсеков следует закладывать на одной глубине, а в зданиях повышенной этажности нужно предусматривать дополнительное заглубление фундаментов.

При прохождении сейсмических волн фундаменты зданий и сооружений могут испытывать подвижку относительно друг друга, поэтому рекомендуется возводить сплошные плитные фундаменты или фундаменты из перекрестных лент (рис. 39.5, *в*) в монолитном или сборном варианте. Для усиления сборных фундаментов обязательно устраиваются перевязка блоков в узлах и укладка дополнительных арматурных сеток. В каркасных

зданиях допускается применение отдельных фундаментов, которые должны раскрепляться железобетонными вставками (рис. 39.5, *б*).

Применение свайных фундаментов требует жесткой заделки свай в непрерывные ростверки, располагающиеся в одном уровне, причем следует опирать нижние концы свай на более плотные слои грунтов оснований. Следует отметить, что устройство оснований и фундаментов в сейсмически опасных районах гарантирует нормальную эксплуатацию здания только в том случае, если и вся надземная часть здания возведена с учетом сейсмических воздействий.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Что такое просадочный грунт, какие грунты относятся к данному виду?
2. Перечислите типы грунтов по просадочности.
3. Какие мероприятия используются при возведении фундаментов при I типе грунтовых условий по просадочности?
4. Перечислите мероприятия, применяемые при устройстве фундаментов в условиях грунтовых условий II типа просадочности.
5. Что такое вечномерзлые грунты?
6. Назовите принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве оснований.
7. Какие мероприятия используются при возведении фундаментов по первому принципу?
8. Как устраиваются фундаменты при возведении по второму принципу?
9. Перечислите методы погружения свай в вечномерзлые грунты.
10. Приведите классификацию грунтов в сейсмически опасных районах.
11. Какие сочетания нагрузок используются при расчетах зданий и сооружений в сейсмических районах, какая нагрузка дополнительно учитывается в расчетах?
12. Каковы конструктивные особенности фундаментов, возводимых в сейсмически опасных районах.

Заключение

В данном учебнике рассмотрены вопросы расчета и проектирования конструкций из металлов, железобетона, каменных материалов, древесины и пластмасс в соответствии с принятой в нашей стране теорией предельных состояний.

Для проектирования и возведения строительных конструкций важным фактором является выбор оптимального решения, которое может быть получено на основании вариантного проектирования. Наиболее приемлемое решение выбирают, как правило, на основании технико-экономического сравнения вариантов различных конструктивных решений, при котором учитывают следующие показате-

ли: экономическую эффективность с помощью определения приведенных затрат; материалоемкость, необходимость выполнения работ в сжатые сроки и трудоемкость.

Получение наиболее эффективного решения связано с большим количеством расчетов, выполнение которых следует проводить с помощью ЭВМ. Программное обеспечение современных ЭВМ позволяет не только рассчитывать конструкции, но и вычерчивать требуемые проектные и конструктивные решения с помощью графопостроителей, которыми оснащено большинство электронно-вычислительных машин. Данные работы выполняются в системах автоматизированного проектирования (САПР), которые получают все большее распространение в условиях современного строительства.

Важное значение имеет и совершенствование самих методов расчета и проектирования строительных конструкций с учетом нелинейных и реологических свойств материалов. Учет этих свойств с привлечением методов оптимизационного проектирования позволяет получать существенную экономию материальных средств. Хотя это и усложняет расчеты, но применение ЭВМ позволяет получить требуемые результаты.

Повышение эффективности строительства находится в неразрывной связи с повышением уровня автоматизации, улучшением организации и управления работами при проектировании и возведении зданий и сооружений на основе широкого применения средств микрокомпьютерной техники и использования передовых достижений научно-технического прогресса.

Основные буквенные обозначения

Нагрузки

g — постоянная распределенная линейная;
p — то же временная;
F — сосредоточенная сила.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий

M, N, Q — соответственно изгибающий момент, продольная сила, поперечная сила;
M_{sk}, M_e, M_{tot} — изгибающие моменты от кратковременных, постоянных и длительных нагрузок;
p — давление по подошве фундамента.

Коэффициенты надежности и условий работы

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке;
γ_m — то же по материалу;
γ_g — то же по грунту;
γ_n — то же по назначению сооружения;
γ_{kc}, γ_{bt} — то же по бетону при сжатии и растяжении;
γ_s — то же по арматуре;
γ_c — коэффициент условий работы;
γ_{sc} — то же арматуры;
γ_b — то же соединения;
γ_{sp} — коэффициент точности предварительного натяжения арматуры.

Характеристики материалов

R_y — расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
R_u — то же по временному сопротивлению;
R_{yn}, R_{un} — соответственно нормативное сопротивление стали по пределу текучести и по временному сопротивлению;
R_s — расчетное сопротивление стали сдвигу;
R_p — то же смятию торцевой поверхности;
R_b, $R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой и второй групп;
R_{bt}, $R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона растяжению для предельных состояний первой и второй групп;
$R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию;
R_s, $R_{s,ser}$ — расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп;
R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению при действии поперечной силы;
R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры сжатию;
R — расчетное сопротивление кладки сжатию или расчетное сопротивление грунта основания;
R_{tb} — то же при изгибе;
R_t — то же при растяжении;
R_{tw} — то же главным растягивающим напряжением;

$R_и$, $R_с$, $R_{см}$ — расчетные сопротивления древесины изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон;

$R_р$, $R_{ск}$ — то же растяжению и скалыванию вдоль волокон;

$R_{см,90}$, $R_{ск.90}$, $R_{р90}$ — то же смятию, скалыванию и растяжению поперек волокон;

E_b, E_s — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении и модуль упругости арматуры;

E — модуль деформаций камня, древесины и грунта;

ν — коэффициент относительной поперечной деформации;

$\alpha=E_s/E_b$ — коэффициент приведения площади сечения арматуры к бетону

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения, ребра таврового и двутаврового сечения, ширина подошвы фундамента;

b_f, h_f и b'_f, h'_f — ширина и высота полки таврового и двутаврового сечения в растянутых и сжатой зонах нормального сечения;

h — высота поперечного сечения;

D — диаметр кольцевого и круглого сечений;

A_{sp}, A'_{sp} и A_s, A'_s — площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

A_n, A — площадь сечения нетто и брутто;

A_x, A_w — площадь сечения пояса и стенки;

b_{ex} — расчетная ширина сечения полки;

h_{ef} — расчетная высота стенки;

a, a' — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани поперечного сечения;

h, h'_0 — рабочая высота нормального сечения;

x, s — высота сжатой зоны сечения и расстояния между хомутами;

e — эксцентриситет продольной силы;

l, l_0 — пролет и расчетная длина элемента;

i — радиус инерции поперечного сечения;

λ, $\bar{\lambda}$ — гибкость, условная гибкость элемента;

λ_{ef}, $\bar{\lambda}_{ef}$ — приведенная гибкость, условная приведенная гибкость;

f — прогиб элемента;

A_{sw}, $A_{sin\,c}$ — площадь сечения хомутов и отгибов;

A_{red} — площадь приведенного поперечного сечения;

A_{loc} — площадь смятия;

I — момент инерции поперечного сечения;

I_{red} — то же приведенный;

W — момент сопротивления сечения;

W_{red} — то же приведенный.

Список литературы

1. **Байков В. Н., Сигалов Э. Е.** Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1991. — 684 с.

2. **Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г.** Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 1987. — 383 с.

3. **Бондаренко В. М., Судинцин А. И., Назаренко В. Г.** Расчет железобетонных и каменных конструкций. — М.: Высшая школа, 1988. — 303 с.

4. **Бондаренко В. М., Бондаренко С. В.** Инженерные методы теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982 — 326 с.

5. **Берлинов М. В., Ягупов Б. А.** Примеры расчета оснований и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1986. — 172 с.

6. **Берлинов М. В., Ягупов Б. А.** Строительные конструкции. — М.: Агропромиздат, 1990. — 431 с.

7. **Васильев А. А.** Металлические конструкции. — М.: Стройиздат, 1979. — 487 с.

8. **Далматов Б. И.** Механика грунтов, основания и фундаменты. — М.: Стройиздат, 1988. — 535 с.

9. **Зайцев Ю. В.** Строительные конструкции заводского изготовления. — М.: Высшая школа, 1987. — 401 с.

10. **Зубарев Г. Н.** Конструкции из дерева и пластмасс. — М.: Высшая школа, 1990. — 364 с.

11. **Иванов-Дятлов И. Г., Деллос К. П., Иванов-Дятлов А. И.** Строительные конструкции. — М.: Высшая школа, 1986. — 467 с.

12. **Инженерные** конструкции./Под ред. Бергена Р. И. — М.: Высшая школа, 1989. — 415 с.

13. **Конструкции** из дерева и пластмасс/Ю. В. Слицкоухов, В. Д. Буданов, М. М. Гаппоев и др./Под ред. Г. Г. Карлсона и Ю. В. Слицкоухова. — М.: Стройиздат, 1986. — 542 с.

14. **Кудзис А. П.** Железобетонные конструкции в 2-х частях. — М.: Высшая школа, 1989. — 292 с; 205 с.

15. **Мандриков А. П.** Примеры расчета железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979. — 363 с.

16. **Михайлов А. М.** Металлические конструкции в примерах. — М.: Стройиздат, 1986. — 321 с.

17. **Михайлов А. М.** Сварные конструкции. — М.: Стройиздат, 1983. — 376 с.

18. **Попов Н. Н., Забегаев А. В.** Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 1990. — 392 с.

19. **Маилян Р. Л., Клечановский А. А.,** Мартемьянов В. И. Строительные конструкции. — М.: Высшая школа, 1981. — 423 с.

20. **Цай Т. Н., Бородич М. К., Мандриков А. П.** Строительные конструкции, т. 1, т. 2. — М.: Стройиздат, 1985. — 655 с; 461 с.

21. **Швецов Г. И.** Инженерная геология механики грунтов, основания и фундаменты. — М.: Высшая школа, 1987. — 296 с.

22. **СНиП 2.03.01—84.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1985.

23. **СНиП II-25-80.** Деревянные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1982.

24. **СНиП II-28-81.** Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1982.

25. **СНиП 2.01.07—85.** Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. — М., 1987.

26. **СНиП 2.02.01—83.** Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. — М., 1985.

27. **СНиП 2.02.03—85.** Свайные фундаменты. Нормы проектирования. — М., 1985.

28. **СНиП II-23-81*.** Строительные конструкции. Нормы проектирования. — М., 1988.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Агрессивная среда 389
Алюминиевые сплавы 380
Анкеровка арматуры ненапрягаемой 61
— напрягаемой 62
Арки 272
— деревянные клееные 549
— железобетонные 272
Арматура 46
— монтажная 47
— поперечная 57
— продольная 57
— рабочая 47
— сетчатая 55

Балки перфорированные 435
— второстепенные 426
— вспомогательные 426
— главные 246
— железобетонные 225
— клеефанерные деревянные 533
— предварительно напряженные железобетонные
— прокатные стальные 426
— составные деревянные 528
— составные стальные 423
— стальные 423
Балочные клетки 425
Безбалочные перекрытия 256
Бетон легкий 35
— специальный 46
— тяжелый 35
Болты анкерные 229
— высокопрочные 421
— стальные 420
— фундаментные 452

Винипласт 563
Вода подземная 589
Водонепроницаемость бетона 46
Возгораемость 475
Воздухоопорные конструкции 572
Выносливость 384
Высота оптимальная 69
Высота сжатой зоны 70

Гибкость предельная 158
— условная 158
Глубина заложения фундамента 590
Гнутые профили 386
Грунт 583
Гука закон 382

Давление 602
Двутавры 386
Деревянные конструкции сплошные 535
— сквозные 537
Деформации бетона влажностные 43
— под нагрузкой 41
— предельные 43
— температурные 43
Деформации железобетонных элементов 39
Долговечность зданий и сооружений 9
Древесно-слоистые пластики 565

Железобетон легкий 35
— монолитный 33
— сборный 32
— предварительно напряженный 86
— с косвенным армированием 55
Железобетонные арки 272
— балки 261
— рамы 282

— плиты 261
— фермы 267
Жесткость изгибаемых элементов 182

Закрепление грунтов 641
Защитный слой бетона 68
Здания многоэтажные 278
— одноэтажные производственные 258

Индустриализация строительства 10

Каменные колонны 359
— стены 360
— столбы 364
Каркасы арматурные 56
— зданий 29
классы арматуры 51
— бетона 44
Клеевые соединения 512
Колонны металлические 436
— железобетонные 151
Коэффициент армирования 123
— линейного расширения 39
— продольного изгиба 36
— поперечных деформаций 587
— сочетаний нагрузок 83
— точности натяжения арматуры 95
— условий работы 27
Коэффициент надежности по материалу 22
— по нагрузке 20
Крен фундамента 595
Кривизна изгибаемых элементов 183

Марки алюминиевых сплавов 380
— стали 379
Метод расчета по предельным состояниям 73
Модуль упругости 76
— деформации 41
Момент сопротивления 405
Морозостойкость 45

Нагели
Нагрузки временные 13
— длительные 13
— кратковременные 13
— нормативные 19
— особые 14
— расчетные 20
— сейсмические 15
Натяжение арматуры на упоры 88
— на бетон 88

Огнестойкость 480
Опорные ребра жесткости 431
Отгибы арматуры 61

Пенопласт 564
Перекрытия железобетонные 217
— балочные 238
— безбалочные 252
— по стальным балкам 424
Перераспределение усилий 231
Перфорированные балки 435
Плиты железобетонные монолитные 238
— балочные 238
— опертые по контуру 249
— сборные 241
— перекрытий 220
— покрытий 265
Подошва фундамента 595
Пневматические конструкции 571
Пластмассовые конструкции 562
Пластические деформации 383
Просадка 600

Процент армирования 123
Прочность древесины 481
— стали 393
— бетона 36
Потери предварительного напряжения 96
Ползучесть 41
Проектирование 11

Рамы деревянные 548
— железобетонные 282
— металлические 463
Расчетные длины стоек (колонн) 438

Свая 628
Соединения болтовые 419
— клееные 512
— на врубках 510
— на нагелях 506
— сварные 412
Сцепление арматуры с бетоном 48

Типизация и унификация 11
Трещины 38
Трещиностойкость 168

Уголки 386
Усадка 65
Устойчивость 395

Фазы напряженного состояния грунта 600
Фермы деревянные
— железобетонные 267
— металлические 455
— на лобовых врубках 545
Фундаменты 577

Швеллеры 386
Швы деформационные 361

Эксцентриситет 403
Эпюра материалов 249

Содержание

Предисловие 3

Раздел I. Основные положения проектирования и расчета строительных конструкций, оснований и фундаментов . . 4

Глава 1. Общие сведения о строительных конструкциях . . 4

§ 1.1. Краткие сведения об истории строительных конструкций 4
§ 1.2. Здания и сооружения 8
§ 1.3. Проектирование зданий и сооружений 11

Глава 2. Основы расчета строительных конструкций, оснований и фундаментов 13

§ 2.1. Нагрузки и воздействия 13
§ 2.2. Расчет конструкций по предельным состояниям . . 18
§ 2.3. Структура расчетных формул. Международная система единиц (СИ) 27

Раздел II. Железобетонные конструкции 29

Глава 3. Общие сведения о материалах и их физико-механические свойства 29

§ 3.1. Бетон и железобетон как конструкционные материалы 29
§ 3.2. Основные физико-механические свойства бетона . . 34
§ 3.3. Арматура и арматурные изделия 46
§ 3.4. Свойства железобетона 60

Глава 4. Основы расчета железобетонных конструкций . . 69

§ 4.1. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций 69
§ 4.2. Основные положения расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям 73
§ 4.3. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 75
§ 4.4. Нормативные и расчетные сопротивления материалов . 76
§ 4.5. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 84

Глава 5. Особенности проектирования предварительно напряженных конструкций 86

§ 5.1. Сущность предварительного напряжения 86
§ 5.2. Методы и способы создания предварительного напряжения 88
§ 5.3. Основные принципы конструирования предварительно напряженных элементов 92
§ 5.4. Потери предварительного напряжения 96
§ 5.5. Определение напряжений в предварительно напряженных элементах 100
§ 5.6. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов 102

Глава 6. Расчет прочности изгибаемых элементов . . . 106

§ 6.1. Область применения и виды изгибаемых элементов . 106

Стр.

§ 6.2. Расчет прочности по нормальным сечениям . . . 120
§ 6.3. Расчет прямоугольных сечений с одиночной арматурой 121
§ 6.4. Расчет прямоугольных сечений с двойной арматурой . 127
§ 6.5. Расчет тавровых сечений 131
§ 6.6. Расчет изгибаемых предварительно напряженных элементов 135

Глава 7. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям 137

§ 7.1. Прочность наклонных сечений на действие поперечных сил 137
§ 7.2. Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы 138
§ 7.3. Расчет прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента 147

Глава 8. Расчет прочности сжатых элементов 150

§ 8.1. Область применения и виды сжатых элементов . . 150
§ 8.2. Расчет прочности сжатых элементов 154
§ 8.3. Расчет прочности стыков сборных колонн 159

Глава 9. Центрально-растянутые элементы 161

§ 9.1. Области примснения и виды центрально-растянутых элементов 161
§ 9.2. Напряженные состояния растянутых элементов . . 162
§ 9.3. Расчет прочности центрально-растянутых и внецентренно растянутых элементов 164

Глава 10. Расчет железобетонных конструкций по трещиностойкости и деформациям 168

§ 10.1. Основные расчетные положения 168
§ 10.2. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента 172
§ 10.3. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента 175
§ 10.4. Расчет по раскрытию и закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 177
§ 10.5. Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси 181
§ 10.6. Расчет по деформациям 182

Глава 11. Перспективные методы расчета железобетонных конструкций с учетом нелинейности и реологии деформирования 189

§ 11.1. Исходные предпосылки 189
§ 11.2. Методы расчета элементов железобетонных конструкций 193
§ 11.3. Применение ЭВМ при расчетах конструкций (в условиях оптимизационного проектирования) 199

Глава 12. Особенности проектирования и принципы расчета железобетонных конструкций гражданских и промышленных зданий и сооружений 205
§ 12.1. Основные положения проектирования 205

Стр.

§ 12.2. Выбор типа конструкций 207
§ 12.3. Учет особенностей транспортирования и монтажа . 209
§ 12.4. Реконструкция зданий и сооружений 211
§ 12.5. Технико-экономическая оценка железобетонных конструкций 215

Глава 13. Плоские железобетонные перекрытия 217

§ 13.1. Классификация перекрытий 217
§ 13.2. Сборные и сборно-монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами 218
§ 13.3. Понятие о пластическом шарнире и перераспределении изгибающих моментов 231
§ 13.4. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами 238
§ 13.5. Монолитные ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру 249
§ 13.6. Безбалочные перекрытия 252

Глава 14. Одноэтажные промышленные здания 258

§ 14.1. Виды одноэтажных каркасных зданий 258
§ 14.2. Железобетонные стропильные балки и плиты покрытий 261
§ 14.3. Железобетонные стропильные фермы покрытий . . 267
§ 14.4. Железобетонные стропильные арки 272
§ 14.5. Железобетонные рамы 274

Глава 15. Многоэтажные здания 278
§ 15.1. Конструктивная схема многоэтажных зданий . . . 278
§ 15.2. Железобетонные конструкции общественных многоэтажных промышленных зданий 284
§ 15.3. Железобетонные конструкции многоэтажных гражданских зданий 288

Глава 16. Тонкостенные пространственные покрытия . . . 293
§ 16.1. Виды пространственных конструкций 293
§ 16.2. Особенности расчета тонкостенных пространственных конструкций 298
§ 16.3. Особенности проектирования пространственных конструкций 301

Глава 17. Специальные сооружения 313
§ 17.1. Бункера и силосы 313
§ 17.2. Сооружения башенного типа 318
§ 17.3. Подпорные стены 325

Раздел III. Каменные и армокаменные конструкции . . . 328

Глава 18. Общие сведения. Материалы для каменных и армокаменных конструкций 328
§ 18.1. Преимущества и недостатки каменных и армокаменных конструкций 328
§ 18.2. Виды каменных конструкций и материалы для их возведения 328

Глава 19. Расчет элементов каменных конструкций . . . 335
§ 19.1. Прочностные и деформативные характеристики каменной кладки 335

§ 19.2. Расчет каменных конструкций по предельным состояниям 338
§ 19.3. Расчет элементов, работающих на центральное и местное сжатие 340
§ 19.4. Внецентренно сжатые элементы 345
§ 19.5. Расчет элементов, работающих на изгиб, растяжение и срез 348

Глава 20. Армированные каменные конструкции 350
§ 20.1. Виды армирования и усиления кладки 350
§ 20.2. Расчет центрально и внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием 354
§ 20.3. Расчет элементов с продольным армированием при сжатии 357

Глава 21. Проектирование каменных конструкций зданий . 359
§ 21.1. Требования к каменным конструкциям зданий . . 359
§ 21.2. Расчет стен и столбов зданий с жесткой конструктивной схемой 364
§ 21.3. Расчет стен и столбов зданий с гибкой конструктивной схемой 367
§ 21.4. Расчет отдельных элементов здания 369

Раздел IV. Металлические конструкции 377

Глава 22. Материалы для металлических конструкций . . 377
§ 22.1. Состав и классификация металлов и конструкций из них 377
§ 22.2. Механические свойства металлов 382
§ 22.3. Сортамент металла 385
§ 22.4. Преимущества и недостатки металлических конструкций 387
§ 22.5. Коррозия металлических конструкций 388

Глава 23. Расчет элементов металлических конструкций . 391
§ 23.1. Основные положения расчета металлических конструкций 391
§ 23.2. Центрально-растянутые элементы 396
§ 23.3. Центрально-сжатые элементы 398
§ 23.4. Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом 402
§ 23.5. Изгибаемые элементы 404

Глава 24. Расчет и конструирование соединений элементов металлических конструкций 411
§ 24.1. Виды соединений металлических конструкций . . 411
§ 24.2. Сварные соединения 412
§ 24.3. Болтовые и заклепочные соединения 419

Глава 25. Балки и балочные конструкции 423
§ 25.1. Общие характеристики балок и балочных конструкций 423
§ 25.2. Расчет прокатных балок 426
§ 25.3. Расчет составных сварных балок 428
§ 25.4. Стыки и сопряжения балок 433
§ 25.5. Перспективные типы балок 434

Глава 26. Колонны 436
§ 26.1. Типы колонн и их классификация 436

§ 26.2. Расчет сплошных колонн 438
§ 26.3. Расчет сквозных составных колонн 443
§ 26.4. Базы и сопряжения колонн с балками 451

Глава 27. Фермы 455
§ 27.1. Типы и области применения ферм 455
§ 27.2. Устойчивость ферм, связи 461
§ 27.3. Расчет ферм 462
§ 27.4. Покрытия зданий по стропильным фермам . . . 470

Раздел V. Конструкции из дерева и пластмасс 475

Глава 28. Древесина для строительных конструкций . . 475
§ 28.1. Виды и свойства древесины 475
§ 28.2. Защита древесины от гниения, повреждения насекомыми, возгорании, химической агрессии 480
§ 28.3. Преимущества и недостатки деревянных конструкций 481

Глава 29. Расчет элементов деревянных конструкций . . . 483
§ 29.1. Основные положения расчета деревянных конструкций 483
§ 29.2. Расчетные сопротивления и коэффициенты . . . 487

Глава 30. Расчет элементов деревянных конструкций . . 490
§ 30.1. Расчет элементов на центральное растяжение и сжатие 490
§ 30.2. Смятие и скалывание 494
§ 30.3. Изгибаемые элементы 497
§ 30.4. Внецентренно-сжатые и внецентренно растянутые элементы 499

Глава 31. Расчет и конструирование соединений элементов деревянных конструкций 502
§ 31.1. Соединения на врубках 502
§ 31.2. Нагельные соединения 506
§ 31.3. Соединения на гвоздях, шурупах и вклеенных стальных стержнях 510
§ 31.4. Клеевые соединения 512
§ 31.5. Металлические крепления 515

Глава 32. Деревянные конструкции зданий и сооружений . 517
§ 32.1. Настилы 517
§ 32.2. Балки деревянные 523
§ 32.3. Составные балки 528
§ 32.4. Клеедеревянные балки 530
§ 32.5. Деревянные стойки 535
§ 32.6. Деревянные фермы 543
§ 32.7. Деревянные арки и рамы 548

Глава 33. Конструкции с применением пластмасс . . . 562
§ 33.1. Строительные пластмассы 562
§ 33.2. Плиты настилов с применением пластмасс . . . 567
§ 33.3. Пневматические конструкции 571

Раздел VI. Основания и фундаменты 577

Глава 34. Общие сведения о фундаментах и грунтах оснований 577
§ 34.1. Общие положения 577
§ 34.2. Характеристики физического состояния грунтов . . 581
§ 34.3. Механические характеристики грунтов оснований . 585
§ 34.4. Подземные воды 589

Глава 35. Распределение напряжений в грунтах и расчет оснований 590
§ 35.1. Распределение напряжений в грунтах от сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки . . . 590
§ 35.2. Распределение напряжений под подошвой фундамента 595
§ 35.3. Фазы напряженно-деформированного состояния грунта, критические давления 598
§ 35.4. Расчет оснований и фундаментов по предельным состояниям 602
§ 35.5. Расчет деформаций фундаментов 609

Глава 36. Фундаменты, возводимые в открытых котлованах 612
§ 36.1. Классификация фундаментов, возводимых в открытых котлованах, и их конструирование 612
§ 36.2. Назначение глубины заложения подошвы фундаментов 616
§ 36.3. Определение размеров подошвы жестких фундаментов 619
§ 36.4. Расчет железобетонных фундаментов 624

Глава 37. Свайные фундаменты 627
§ 37.1. Классификация свай и свайных фундаментов . . 627
§ 37.2. Определение несущей способности свай 631
§ 37.3. Расчет свайных фундаментов 634

Глава 38. Устройство и расчет искусственных оснований . 637
§ 38.1. Методы уплотнения грунтов оснований 637
§ 38.2. Устройство грунтовых подушек 639
§ 38.3. Методы закрепления грунтов оснований 641

Глава 39. Фундаменты, возводимые в особых условиях . . 643
§ 39.1. Фундаменты на просадочных грунтах 643
§ 39.2. Устройство фундаментов в районах вечной мерзлоты 646
§ 39.3. Фундаменты при сейсмических воздействиях . . . 649

Заключение 651
Основные буквенные обозначения 653
Список литературы 655
Предметный указатель 657

Учебное издание

Ягупов Борис Аркадьевич

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Мл. редактор *И. Б. Волкова*
Технический редактор *Н. Н. Удалова*
Корректоры *Г. А. Кравченко, Е. А. Степанова*
ИБ № 4913

Сдано в набор 28.05.91. Подписано в печать 16.10.91. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага типографская. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 35,28. Усл. кр.-отт. 35,28. Уч.-изд. л. 35,7. Тираж 21 000 экз. Изд. № А.I-2688. Заказ 800. Цена 4 р.

Стройиздат. 101442, Москва, Каляевская ул., 23, а

Государственная ассоциация предприятий полиграфической промышленности «АСПОЛ»
Владимирская типография
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

ГОТОВЯТСЯ К ВЫПУСКУ:

Металлические конструкции: Спец. курс: Учеб. пособие для вузов/Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий, Г. С. Веденников и др.; Под общ. ред. Е. И. Беленя.- 3-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1992 (II кв.).-40 л.: ил.-ISBN 5-274-01095-4: 5 р. 90 к., 35 000 экз.

Пособие является дополнением к основному учебнику «Металлические конструкции». Специальный курс содержит углубленное изложение основных направлений развития металлических конструкций и необходимый студентам материал для дипломного проектирования. Изд. 2-е вышло в 1982 г. Изд. 3-е переработано и дополнено сведениями о современных конструкциях, выполненных с применением новых видов металлопроката.

Для студентов строительных вузов.

Сварка строительных металлических конструкций: Учеб. пособие для вузов/В. М. Рыбаков, Ю. В. Ширшов, Д. М. Чернавский и др.- М.: Стройиздат, 1992 (II кв.).-14 л.: ил.-ISBN 5-274-00415-4: 1 р. 90 к., 15 000 экз.

Представлены современные научные взгляды на физику сварного соединения, даны технико-экономические характеристики основных видов сварки, приведены способы управления свойствами сварного соединения, меры по уменьшению негативного влияния сварочных напряжений и деформаций на состояние сварной конструкции. Рассмотрены общие вопросы по технологии сварки строительных конструкций в заводских условиях и на строительных площадках.

Для студентов строительных вузов.

Архитектура гражданских и промышленных зданий: Гражданские здания: Учеб. для вузов/ А. В. Захаров, А. С. Ильяшев, Т. Г. Маклакова и др.- М.: Стройиздат, 1992 (I кв.).- 40 л.: ил.- ISBN 5-274-01302-3 (в пер.): 7 р. 30 к., 15 000 экз.

Рассмотрены социальные, функциональные, технические и архитектурно-композиционные основы проектирования гражданских зданий с учетом природно-климатических и экономических требований. Отражены новейшие достижения архитектурной практики, строительной науки и техники в области повышения качества жилищно-гражданского строительства. Настоящее издание освещает методику типового проектирования массового жилищно-гражданского строительства с использованием каталогов полносборных конструкций.

Для студентов инженерно-строительных вузов и факультетов.

Организация, планирование и управление проектированием и строительством: Учеб. для вузов/В. А. Варежкин, В. В. Григорьев, П. С. Нанасов и др.; Под ред. В. А. Варежкина.- 2-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1992 (I кв.).- 22 л.- ISBN 5-274-00656-6: 4 р. 20 к.

Изложены принципы организации, планирования и управления проектным и строительным производством на базе прогрессивных достижений науки и техники. Рассмотрены теоретические основы управления. Изд. 1-е вышло в 1980 г. Изд. 2-е перераб. и доп. сведениями об автоматизированных системах проектирования и научной организации труда в проектном производстве, роли проектных организаций в ускорении социально-экономического развития страны, повышения эффективности капитальных вложений.

Для студентов архитектурных и строительных вузов, обучающихся по специальности «Архитектура».

Организация и планирование строительства: Учеб. для техникумов/ А. К. Шрейбер, Л. И. Абрамов, А. Е. Лейбман, В. В. Володин.- 2-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1992 (I кв.).- 15 л.- ISBN 5-274-00885-2: 1 р. 80 к., 20 000 экз.

Изложены основные положения по организации и планированию строительного производства. Рассмотрены вопросы разработки технико-экономического плана строительно-монтажных организаций, сокращения затрат на производство, укрепления хозяйственного расчета, интенсификации строительного производства в условиях нового хозяйственного механизма. Изд. 1-е вышло в 1981 г. Изд. 2-е переработано и дополнено в соответствии с новой учебной программой.

Для учащихся строительных техникумов, обучающихся по специальности «Планирование в строительстве».

Горохов В. А., Расторгуев О. С.
Инженерное благоустройство городских территорий и населенных мест: Учеб. для вузов.- 4-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 1992 (III кв.).- 25 л.: ил.- ISBN 5-274-01799-1 (в пер.): 4 р. 60 к., 10 000 экз.

Рассмотрены проблемы инженерного благоустройства городов и населенных мест. Особое внимание уделено проектированию вертикальной планировки подземных инженерных сетей, организации стока поверхностных вод. Освещены вопросы озеленения городов, их искусственного освещения, санитарного благоустройства при реконструкции. Изд. 3-е вышло в 1985 г. Изд. 4-е переработано и дополнено новыми материалами по вопросам охраны окружающей среды.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Городское строительство».