

Министерство образования и науки Российской Федерации
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»
Кафедра строительных конструкций

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ»**

Составитель
И. И. ШИШОВ



Владимир 2011

УДК 624.012
ББК 38.53
К65

Рецензент

Кандидат технических наук, доцент
кафедры сопротивления материалов
Владимирского государственного университета
Л.Е. Кондратьева

Печатается по решению редакционного совета
Владимирского государственного университета

Конспект лекций по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» / Владим. гос. ун-т ; сост: И. И. Шишов. – Владимир : Изд-во Владим. гос. ун-та, 2011. – 92 с.

Изложено краткое содержание лекций по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», написанных в соответствии с программой курса для студентов 4-го курса специальностей 270115 – экспертиза и управление недвижимостью и 270102 – промышленное и гражданское строительство всех форм обучения.

Освещены свойства бетона, арматуры и железобетона; представлены требования к материалам и расчету конструктивных элементов, конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий, расчеты и проектирование их несущих конструкций.

Предназначен для повышения эффективности самостоятельной работы студентов; может быть полезно для аспирантов и инженеров-строителей.

Рекомендован для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС 3-го поколения.

Ил. 48. Табл. 1. Библиогр.: 8 назв.

УДК 624.012
ББК 38.53

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О БЕТОНЕ

Лекция 1. Структура и свойства бетона

1.1. Структура бетона

Бетон изготавливают из цемента, мелкого и крупного заполнителей (песка, щебня или гравия) и воды. Иногда применяют добавки, которые придают бетону специальные свойства или повышают пластичность.

При затворении бетона минералы цемента вступают в химическую реакцию с водой, начинается твердение. Возникает цементный камень, соединяющий силами сцепления зерна крупного и мелкого заполнителя в единый монолит. Цементный камень пронизан порами, заполненными водой, водяными парами или газами. Объем этих пор зависит, в частности, от количества воды, определяемого водоцементным отношением W/C (по весу). Для химических реакций достаточно, чтобы $W/C = 0,2$, однако для удобоукладываемости бетона применяют $W/C = 0,3 \dots 0,4$ и более. Лишняя влага оставляет после себя поры и уменьшает плотность и прочность бетона.

Бетон имеет сложную неоднородную структуру. Законы его деформирования, устанавливающие связь между напряжениями и деформациями, – сложные, зависят от многих факторов. Классические теории прочности, основанные на законе Гука, неприменимы. Прочность железобетонных конструкций оценивают на основе экспериментальных данных.

1.2. Усадка бетона

При твердении объем цементного теста уменьшается, происходит усадка бетона, размеры которой зависят от многих факторов: количества и активности цемента, зернового состава бетона, количества воды, влажности окружающей среды и т.д. Усадке препятствуют зерна крупного заполнителя, поэтому в бетоне возникают начальные напряжения. Если они превышают предел прочности бетона на растяжение, возникают усадочные трещины, которые еще больше усложняют структуру бетона.

1.3. Прочность бетона на осевое сжатие

Напряженное состояние тела определяется величиной и распределением внешних сил, материала по объему тела. Если в тонкой пластинке, сжимаемой в одном направлении, сделать отверстие, то распределение внутренних напряжений будет весьма сложным (рис. 1.1). В окрестности отверстия происходит концентрация напряжений, максимальные из которых намного превышают среднюю величину. В бетоне такими концентраторами выступают зерна крупного заполнителя. Предел прочности бетона определяется экспериментально и представляет собой некоторые усредненные напряжения, при которых образец разрушается.

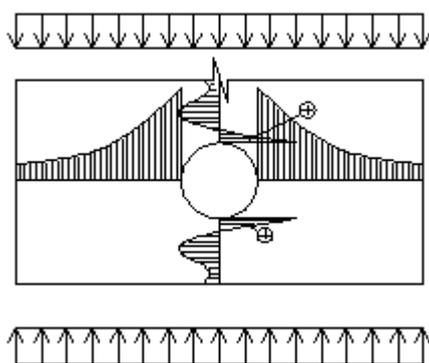


Рис. 1.1. Концентрация напряжений у отверстия

Различают кубиковую и призмную прочность бетона. Кубиковая прочность R – это временное сопротивление образца в форме куба с размером граней 150×150 мм, испытанного в соответствии со стандартом после 28 суток твердения в естественных условиях.

Призмная прочность R_b – временное сопротивление сжатию бетонных призм с основанием в форме квадрата со стороной 150 мм и высотой примерно в 4 раза больше – это основная характеристика прочности бетона в

конструкциях. Разрушение призмы показано на рис. 1.2.

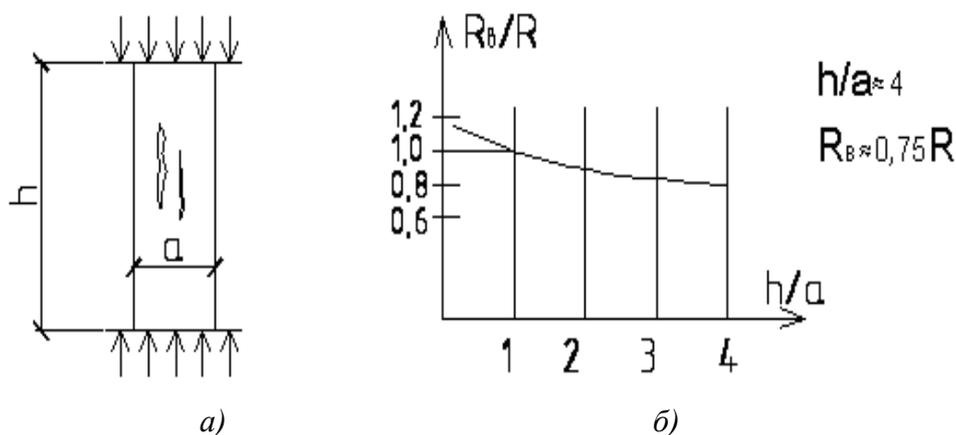


Рис. 1.2. Призмная прочность бетона: а – картина разрушения; б – зависимость прочности от соотношения h/a

Прочность составляет примерно $\frac{3}{4}$ кубиковой, $R_b \approx 0,75R$.

1.4. Прочность бетона на осевое растяжение

Прочность бетона зависит от прочности на растяжение цементного камня и его сцепления с зернами заполнителя. Она повышается при увеличении расхода цемента, уменьшении отношения W/C , использовании щебня с шероховатой поверхностью. Ориентировочно прочность бетона на осевое растяжение может быть определена по формуле

$$R_{bt} = 0,233 \sqrt[3]{R^2}.$$

Точнее ее можно определить, испытав образцы на растяжение, раскалывание, изгиб (рис. 1.3).

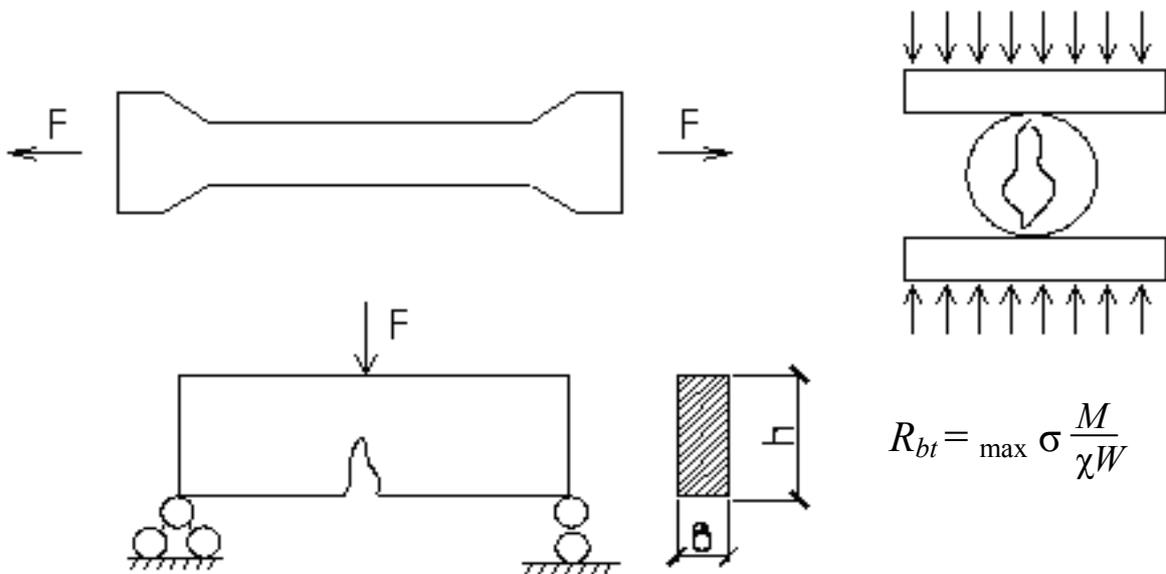


Рис. 1.3. Определение прочности бетона на растяжение

Предел прочности бетона

$$R_{bt} = \max \sigma = M/\chi W,$$
$$W = bh^2/6,$$

где $\chi=1,7$ – коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций.

Лекция 2. Прочность бетона

2.1. Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках

При действии циклических (например, вибрационных) нагрузок бетон разрушается при меньших напряжениях, чем при нагрузках статических; происходит усталостное разрушение.

Основной характеристикой прочности становится предел выносливости R_r , чья величина меньше предела прочности и зависит от числа циклов

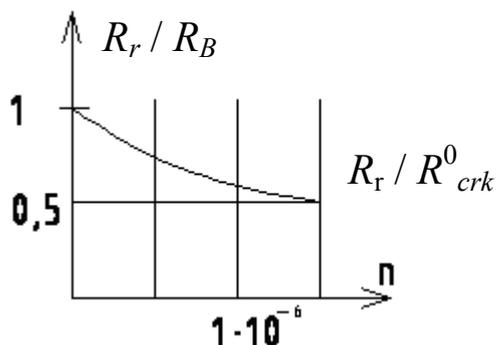


Рис. 1.4. Предел выносливости и число циклов нагружения

«нагружение - разгрузка “n”» и от характеристики цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

Зависимость от числа циклов показана на рис. 1.4.

Предел выносливости

$$R_r \geq R_{crk}^0,$$

где R_{crk}^0 – напряжение, при котором возникают первые микротрещины. Оно может быть определено эксперимен-

тально с помощью ультразвука.

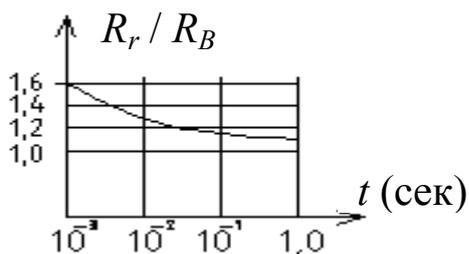


Рис. 1.5. Время действия нагрузки и динамическая прочность

2.2. Динамическая прочность

Динамическая прочность бетона R_d - это прочность при кратковременных нагрузках (ударных, взрывных). Она выше прочности при действии статических нагрузок, т.к. пластические свойства не успевают проявиться, бетон работает упруго. Динамическое временное сопротивление бетона R_d зависит от времени действия нагрузки (рис. 1.5).

2.3. Длительная прочность и сроки твердения бетона

При действии длительной нагрузки (например, от собственного веса конструкций) прочность бетона несколько снижается. Принимается

$$R_{bl} = 0,9R_b,$$

где R_{bl} – предел длительного сопротивления бетона.

Прочность бетона увеличивается в течение длительного времени: при наличии влажности и положительной температуры – годами, в сухих условиях – примерно за один год. Особенно интенсивно она возрастает для бетонов на портландцементе в первые 28 суток, на пуццолановом или шлаковом – первые 90 суток. Для того чтобы ускорить твердение, применяют тепловлажностную обработку при атмосферном давлении (90°, 100 %) или ав-

топклавную обработку паром при температуре 170 °С и высоком давлении. В этом случае бетон набирает 70 % прочности за одни сутки.

Сроки твердения устанавливаются так, чтобы к моменту загрузки конструкции проектной нагрузкой была достигнута прочность, равная классу бетона. Для монолитных конструкций на обычном портландцементе это 28 суток, для сборных конструкций их отпускная прочность может быть ниже класса. Ее устанавливают по техническим условиям в зависимости от условий транспортирования, монтажа, сроков загрузки.

2.4. Классы и марки бетона

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций устанавливают показатели качества бетона.

1. Класс по прочности на осевое сжатие B соответствует кубиковой прочности бетона, МПа, с обеспеченностью 0,95. Принимается в пределах от $B_{0,5}$ до B_{120} . Это основная характеристика, которую устанавливают всегда.

2. Класс по прочности на осевое растяжение B_t соответствует пределу прочности бетона, МПа, с обеспеченностью 0,95. Принимается в пределах от $B_{t0,4}$ до B_{t6} . Его устанавливают, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве.

3. Марка по морозостойкости F соответствует минимальному числу циклов замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при испытании по стандарту. Принимается в от F_{15} до F_{1000} . Ее устанавливают для конструкций, подвергающихся попеременному многократному замораживанию и оттаиванию в увлажненном состоянии.

4. Марка по водонепроницаемости W соответствует максимальному давлению воды, МПа·10⁻¹, которое выдерживает бетонный образец при испытании по стандарту. Принимается в пределах от W_2 до W_{20} . Ее устанавливают для резервуаров и пр.

5. Марка по средней плотности D соответствует среднему значению плотности бетона, кг/м³. Принимается в пределах от D_{200} до D_{5000} . Ее устанавливают, в частности, когда конструкция должна иметь теплоизоляционные свойства.

Заданные класс и марку обеспечивают подбором состава бетонной смеси с последующим испытанием контрольных образцов.

Контрольные вопросы

1. Структура бетона.
2. Прочность бетона на сжатие.
3. Определение прочности на осевое растяжение.
4. Классы и марки бетона.

2. АРМАТУРА В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Арматуру устанавливают в основном в растянутые зоны конструкций для восприятия растягивающих усилий, а также в сжатые зоны для их усиления. Различают арматуру рабочую, сечение которой определяют расчетом, и распределительную, или монтажную, которая ставится конструктивно. Ее назначение – распределять усилия между стержнями рабочей арматуры, обеспечивать их проектное положение, а также воспринимать усадочные, температурные и прочие напряжения.

Лекция 3. Свойства и классификация арматуры

3.1. Механические свойства арматурных сталей

Механические свойства стали определяют из испытания на центральное растяжение.

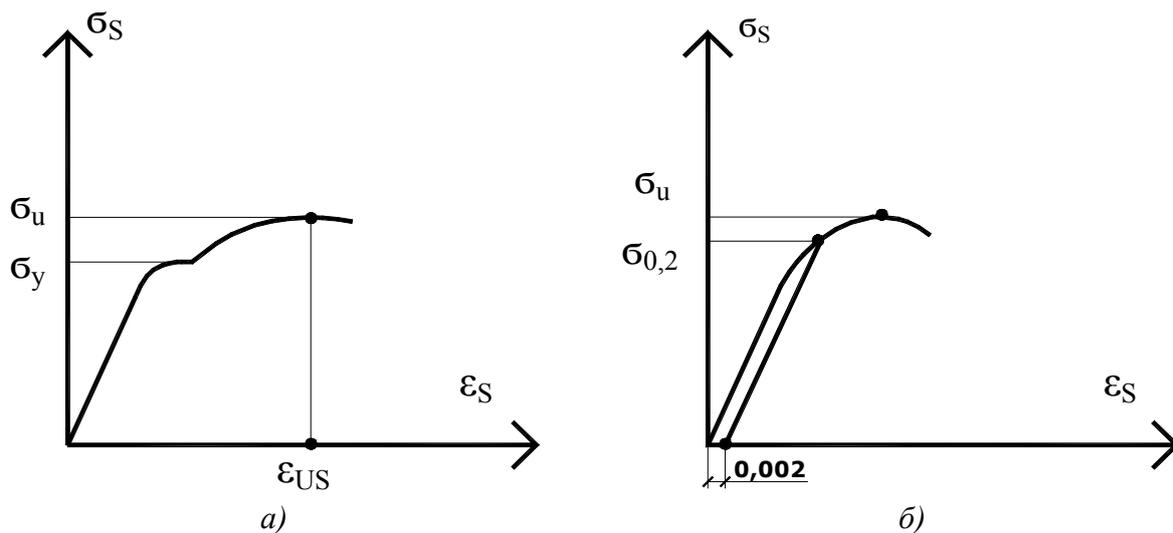


Рис. 2.1. Диаграммы деформирования арматуры: а – малоуглеродистой; б – высокоуглеродистой

На рис. 2.1 показаны диаграммы растяжения пластичной малоуглеродистой и высокоуглеродистой, или легированной, сталей. Пластичная сталь имеет физический предел текучести (σ_y) и высокие пластические свойства (относительное удлинение перед разрывом – до 25 %). Высокоуглеродистые стали физического предела текучести не имеют (в расчетах оперируют условным пределом текучести $\sigma_{0,2}$) и имеют более низкие пластические свойства.

Прочность арматуры может быть повышена термическим упрочнением или холодным деформированием: вытяжкой для стержней большого диаметра или волочением (через несколько последовательно уменьшающихся отверстий – для проволоки). Временное сопротивление значительно увеличивается, но пластические свойства снижаются (относительное удлинение перед разрывом уменьшается до 4 ... 6 %).

Пластические свойства арматуры имеют большое значение. Если они недостаточны, может произойти хрупкое разрушение (разрыв) арматуры. Кроме того, они важны для механизации арматурных работ. Важное свойство арматуры – свариваемость. Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали.

Нельзя сваривать арматуру, упрочненную термически или холодным деформированием, – происходит отпуск и потеря наклепа.

Арматуре свойственна релаксация и ползучесть, особенно упрочненной вытяжкой, термически упрочненной, высоколегированной.

При повторно-переменных нагрузках может произойти усталостное разрушение арматуры (хрупкое). Предел выносливости зависит от числа циклов нагружения, характеристики цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$. Термически упрочненные стали имеют пониженный предел выносливости.

При действии кратковременной нагрузки (действующей доли секунды) арматура проявляет динамическую прочность – значительно более высокий предел текучести (особенно физический). Предел прочности не меняется.

При действии высокой температуры прочность арматуры снижается, особенно у высокопрочной проволоки. После нагрева и охлаждения прочность горячекатаной арматуры восстанавливается полностью, а у высокопрочной проволоки – лишь частично.

3.2. Классификация арматуры

Для железобетонных конструкций применяют арматуру следующих видов:

- горячекатаную гладкую и периодического профиля диаметром 3 - 80 мм;

- термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6 - 40 мм;
- механически упрочненную в холодном состоянии (холоднодеформированную) периодического профиля или гладкую диаметром 3 - 12 мм;
- арматурные канаты диаметром 6 - 15 мм;
- неметаллическую композитную арматуру.

В большепролетных конструкциях могут быть применены стальные канаты (спиральные, двойной свивки, закрытые).

Основной нормируемый показатель качества арматуры - класс по прочности на растяжение, обозначаемый:

- А – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;
- В – для холоднодеформированной;
- К – для арматурных канатов.

Класс арматуры соответствует гарантированному значению предела текучести (физического или условного), МПа. Принимается в пределах: от А240 до А1500, от В500 до В2000, от К1400 до К2500.

Кроме требований по прочности, к арматуре предъявляют требования по свариваемости, выносливости, пластичности, стойкости при высоких температурах, по относительному удлинению при разрыве и т.д.

Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры следует использовать арматуру:

- гладкую класса А240 (А-I);
- периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III), А400С, А500, А500С, В500 (Вр-I), В500С.

В качестве рабочей арматуры преимущественно применяют арматуру периодического профиля классов А500 и А400, а также арматуру класса В500 в сварных сетках и каркасах. При обосновании экономической целесообразности можно применять и арматуру более высоких классов.

Для монтажных петель сборных конструкций применяют горячекатаную арматурную сталь класса А240.

3.3. Арматурные сварные изделия (сетки, каркасы)

Сетки изготавливают из арматуры класса В500 диаметром 3 ... 5 мм и арматуры класса А400 диаметром 6 ... 10 мм. Сетки бывают рулонные и плоские (рис. 2.2).

Рабочие стержни могут быть направлены как вдоль, так и поперек. Иногда стержни обоих направлений – рабочие.

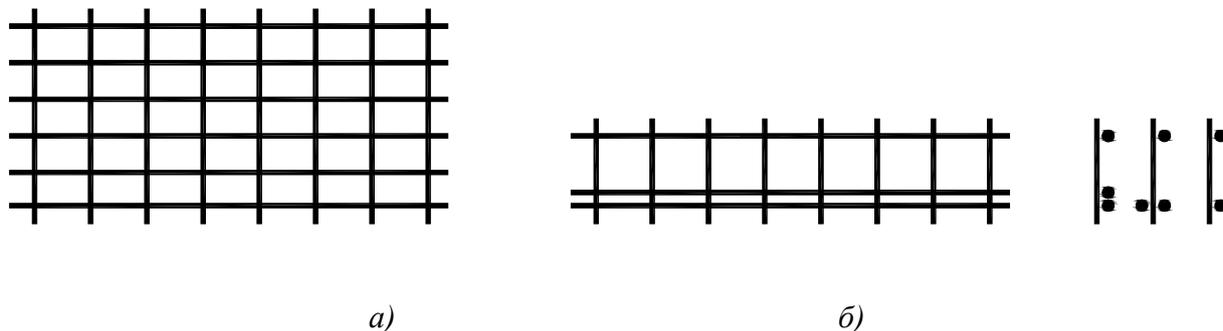


Рис. 2.2. Арматурные сетки и каркасы: а – сетка; б – каркас

Плоские сварные каркасы состоят из одного-двух рабочих стержней, поперечных стержней и монтажного стержня. Отношение диаметров свариваемых стержней должно быть не менее $1/3 \dots 1/4$. Каркасы проектируют по условиям технологии сварки.

Лекция 4. Соединение арматуры

4.1. Арматурные проволочные изделия

К арматурным проволочным изделиям относят арматурные канаты и пучки. В канатах проволоки свиты и плотно прилегают друг к другу. Они имеют большую длину и применяются в длинномерных конструкциях без стыков. Их изготавливают из большого числа проволок диаметром $1 \dots 3$ мм. Канаты предварительно обтягивают.

В арматурных пучках проволоки идут параллельно друг другу и располагают по окружности, а в многорядных пучках – по нескольким концентрическим окружностям с зазорами для проникновения цементного раствора. Число проволок может быть 14, 18, 24, а в многорядных пучках – до 100 штук.

В мощных пучках вместо проволок размещают канаты.

4.2. Соединение сваркой

Основное соединение арматурных стержней – это сварное соединение встык (рис. 2.3).

На заводе арматурные стержни обычно соединяют контактной сваркой, причем соотношение диаметров соединяемых стержней должно быть

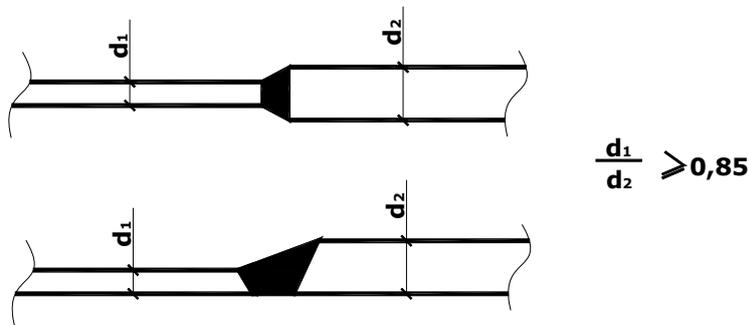


Рис. 2.3. Соединение арматурных стержней

не менее 0,85 (до 0,5 при использовании специальной технологии). На стройке применяют дуговую ванную сварку в инвентарных формах.

Для стержней диаметром менее 20 мм применяют дуговую сварку с накладками (рис. 2.4); выполняют четыре фланговых шва длиной по $4d$ или два шва с одной стороны длиной по $8d$ (d – диаметр соединяемых стержней).

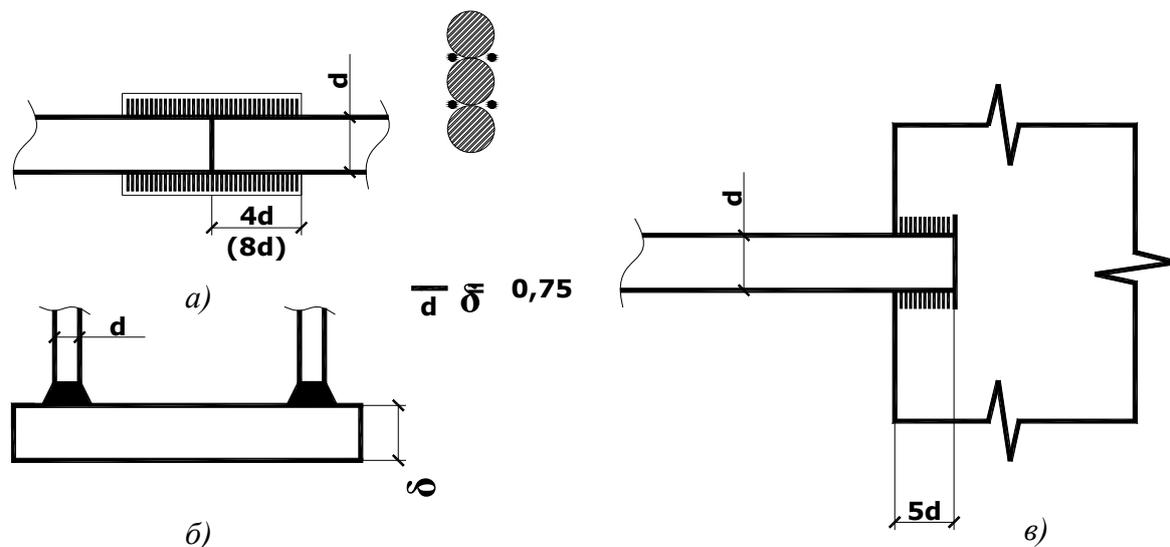


Рис. 2.4. Соединение стержней с пластинами: а – с накладками; б – втавр; в – внахлестку фланговыми швами

Стержни с пластиной соединяют втавр (например, анкеры с пластиной закладной детали) с помощью автоматической дуговой сварки под слоем флюса (см. рис. 2.4). Принимают $\delta/d = 0,75$, где δ – толщина пластины, d – диаметр стержней. Стержни с пластиной в плоскости пластины соединяют внахлестку фланговыми швами.

4.3. Соединение арматуры внахлестку без сварки

Стержневую арматуру классов А240, А300, А400 допускается соединять внахлестку без сварки с перепуском в 20 ... 50 диаметров в местах, где прочность арматуры используется не полностью. Внахлестку можно соединять сварные сетки в направлении рабочих стержней. При гладкой рабочей арматуре каждая из сеток в пределах стыка должна иметь не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным. При рабочих стержнях периодического профиля одна из сеток в пределах стыка может быть освобождена от поперечных стержней.

В нерабочем направлении сварные сетки могут также стыковаться внахлестку. Длина перепуска – 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм и 100 мм – при диаметре распределительной арматуры более 4 мм.

При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сетки соединяют укладкой стыковых сеток с перепуском в каждую сторону на 15 диаметров и не менее 100 мм.

Плоские сварные каркасы также можно соединять внахлестку (при одностороннем расположении рабочих стержней), но в пределах стыка ставят дополнительные поперечные стержни с шагом в 5 диаметров продольной арматуры. Все стыки располагают вразбежку.

4.4. Предварительно напряженный железобетон

Рабочая арматура подвергается предварительному натяжению на упоры или бетон. В первом случае арматуру растягивают в форме до контролируемого напряжения, бетонируют элемент, дают бетону набрать необходимую прочность перед обжатием (передаточную прочность R_{bp}), отпускают арматуру с упоров. Арматура уже имеет сцепление с бетоном, она «обжимает» его. Во втором случае сначала изготавливают бетонный или слабо армированный элемент и дают бетону набрать необходимую прочность перед обжатием R_{bp} . Затем напрягают арматуру, заводя ее в специальные каналы или пазы.

Напряжения в арматуре контролируют после обжатия бетона, после чего создают сцепление, нагнетая в пазы цементное тесто или раствор.

Предварительно напряженные конструкции обладают более высокой трещиностойкостью и дают возможность использовать высокопрочную арматуру.

Контрольные вопросы

1. Механические свойства арматурных сталей.
2. Классификация арматуры.
3. Соединение арматурных стержней.
4. Арматурные изделия.
5. Соединение арматуры внахлестку без сварки.

3. ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

Лекция 5. Обеспечение совместимости деформирования

5.1. Сцепление арматуры с бетоном

Прочность сцепления оценивается сопротивлением арматурного стержня выдергиванию. Обеспечить ее можно с помощью зацепления выступов арматуры периодического профиля, сил трения и склеивания. Первый фактор обеспечивает около 3/4 общей прочности.

По длине анкеровки напряжения сцепления распределяются неравномерно (рис. 3.1).

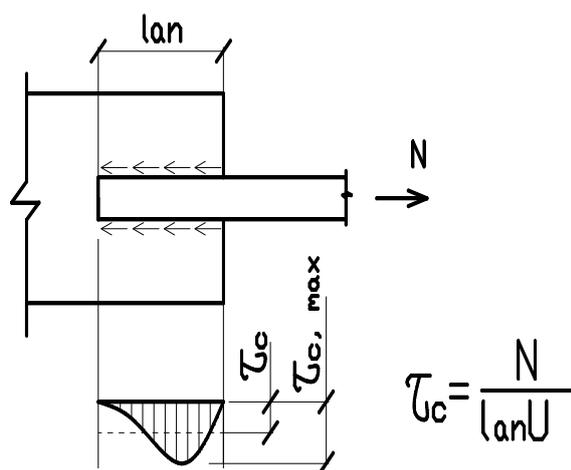


Рис. 3.1. Сцепление арматуры с бетоном

В расчетах оперируют средними значениями напряжений сцепления τ_c :

$$\tau_c = N / (l_{an}u),$$

где N – усилие в стержне; l_{an} – длина анкеровки стержня; u – периметр сечения стержня.

При увеличении диаметра стержня увеличивается требуемая длина его анкеровки l_{an} , поэтому диаметры растянутых стержней следует по возможности ограничивать.

Рабочие стержни запускают на длину анкеровки за то сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением.

Для арматуры периодического профиля может применяться прямая анкеровка (в виде прямого окончания стержня). Ее расчетная длина, необходимая для передачи на бетон полного усилия в арматуре $R_s A_s$, определяется в предположении, что интенсивность сил сцепления на длине анкеровки постоянна и равна R_{bond} (рис. 3.2), т.е. из уравнения

$$R_s A_s = R_{bond} u l_{an},$$

где R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном.

Величина R_{bond} зависит от вида арматуры и класса бетона:

$$R_{bond} = \eta R_{bt},$$

$\eta = 1,7$ - для арматуры Вр1500 ($d = 3$ мм) и К1500 ($d = 6$ мм);

$\eta = 1,8$ - для арматуры Вр ($d = 4$ мм и более);

$\eta = 2,2$ - для канатов $d = 9$ мм и более;

$\eta = 2,5$ - для арматуры класса А.

При натяжении на бетон или недостаточном сцеплении (например, для гладкой высокопрочной проволоки) применяют специальные анкеры.

Концы предварительно напряженных элементов усиливают закладными деталями с анкерами, поперечными стержнями, хомутами.

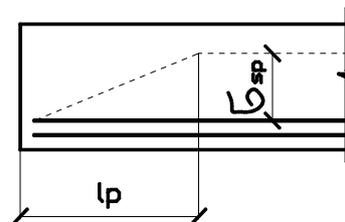


Рис. 3.2. Передача усилия с арматуры на бетон

5.2. Защитный слой бетона в железобетонных элементах

Защитный слой – это расстояние от поверхности арматурного стержня до кромки бетона. Он имеет большое значение для обеспечения совместной работы арматуры и бетона и для защиты арматуры от огня при пожаре.

Для продольной ненапрягаемой арматуры и напрягаемой с натяжением на упоры защитный слой принимается не менее диаметра стержня или каната, а также: в плитах толщиной до 100 мм – 10 мм, более 100 мм и балках высотой до 250 мм – 15 мм, в балках высотой более 250 мм – 20 мм, в фундаментных балках – 30 мм.

Для концевых участков напрягаемых стержней на длине l_p защитный слой принимается: для арматуры А-600 и канатов – два диаметра, для А-800 и выше – три диаметра, для всех стержней – не менее 40 мм, для канатов – не менее 20 мм.

При наличии стальных опорных деталей защитный слой на концевых участках принимается, как в пролете.

5.3. Усадка и усадочные напряжения

Для симметрично армированного элемента, свободного от нагрузки, усадочные напряжения определяются из уравнений равновесия

$$\sigma_s A_s = \sigma_{bt} A,$$

откуда

$$\sigma_s = \sigma_{bt} / \mu,$$

где σ_s – напряжение в арматуре; σ_{bt} – напряжение растяжения в бетоне; μ – коэффициент армирования $\mu = A_s / A$, где A_s – площадь сечения арматуры; A – площадь сечения элемента (рис. 3.3).

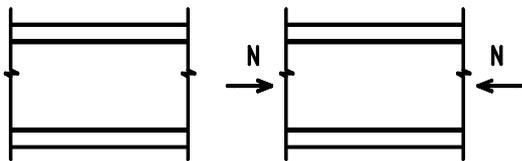


Рис. 3.3. К определению влияния усадки и ползучести бетона

Напряжения растяжения в бетоне

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt} E'_b,$$

где ε_{bt} – деформация растяжения бетона; E'_b – упруго-пластический модуль бетона.

Деформация бетона

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_l - \varepsilon_{ls},$$

где ε_l – деформации свободной усадки бетона; ε_{ls} – деформации железобетона.

Арматура – внутренняя связь, препятствующая усадке. В железобетоне возникают уравновешенные напряжения: в арматуре сжимающие, в бетоне – растягивающие.

Напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \varepsilon_{ls} E_s,$$

где E_s – модуль упругости арматуры.

Запишем уравнение деформаций в напряжениях:

$$\sigma_{bt} / E'_b = \varepsilon_l - \sigma_{bt} / (\mu E_s).$$

Отсюда

$$\sigma_{bt} = (\varepsilon_l E_s) / (1/\mu + \frac{\alpha}{\nu_1}),$$

где $\alpha = E_s / E_b$; ν – коэффициент упругих деформаций при растяжении.

С увеличением содержания арматуры напряжения σ_{bt} от усадки в бетоне увеличиваются. Когда они превышают величину R_{bt} , возникают усадочные трещины.

5.4. Ползучесть железобетона

Для нагруженного элемента (см. рис. 3.3) арматура – связь, которая препятствует ползучести бетона.

Деформации арматуры и бетона одинаковы:

$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \varepsilon_b = \sigma_b / E_b' = \sigma_b / (\nu E_b); \\ \sigma_s &= \varepsilon_s E_s = \sigma_b \alpha / \nu.\end{aligned}$$

Уравнение равновесия

$$\begin{aligned}N &= \sigma_b A + \sigma_s A_s = \varepsilon_b A (1 + \mu \alpha / \nu), \\ \sigma_b &= N / (A (1 + \mu \alpha / \nu)).\end{aligned}$$

С течением времени коэффициент упругих деформаций ν уменьшается. При этом напряжения в арматуре растут, а в бетоне уменьшаются.

5.5. Действие температуры на железобетон

При действии температуры в железобетоне возникают напряжения вследствие разности температурных деформаций цементного камня и зерен заполнителя. При температуре до 50 °С напряжения невелики; до 200 °С – прочность бетона снижается на 30 %; до 500 – 600 °С – бетон разрушается (надо применять специальный жаростойкий бетон).

Высокая температура нарушает сцепление арматуры с бетоном. При температуре до 500 °С сцепление арматуры периодического профиля снижается на 30 %. При гладких стержнях резко снижается сцепление уже при температуре 250 °С.

Контрольные вопросы

1. Сцепление арматуры с бетоном.
2. Усадка и ползучесть бетона.
3. Защитный слой бетона в железобетонных конструкциях.

4. БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям безопасности, эксплуатационной пригодности, долговечности, что обеспечивает выполнение требований к бетону, арматуре, расчетам конструкций, конструктивных и технологических требований, норм эксплуатации.

Лекция 6. Требования к расчетам конструкций и бетону

6.1. Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций

Расчитывать бетонные и железобетонные конструкции следует в соответствии с требованиями ГОСТ 27751 по методу предельных состояний:

- предельные состояния первой группы, приводящие к полной непригодности к эксплуатации;
- предельные состояния второй группы, которые приводят к затруднению нормальной эксплуатации или уменьшают долговечность зданий или сооружений.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают расчеты:

- на прочность;
- устойчивость формы;
- устойчивость положения.

Расчеты на прочность выполняют из условия, что напряжения и деформации, возникающие в конструкциях от различных воздействий, не должны превышать расчетных значений, установленных нормами.

Расчеты на устойчивость выполняют в соответствии с указаниями нормативных документов на отдельные виды конструкций, в необходимых случаях рассчитывают по предельным состояниям первой группы, связанным с чрезмерными деформациями, сдвигами в соединениях и другими явлениями, при которых возникает необходимость в прекращении эксплуатации.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают расчеты:

- по образованию трещин (напряжения и деформации в конструкциях от различных воздействий не должны превышать их предельных значений, воспринимаемых конструкцией без образования трещин);
- раскрытию трещин (ширина раскрытия трещин в конструкции от различных воздействий не должна превышать предельно допустимых значений, установленных нормами).
- деформациям (прогибы, углы поворота, перемещения и амплитуды колебаний конструкций от различных воздействий не должны превышать предельно допустимых значений).

Бетонные и железобетонные конструкции рассчитывают с учетом физической нелинейности (неупругих деформаций бетона и арматуры), возможного образования трещин, возникающей анизотропии, геометрической нелинейности (влияния деформаций на изменение усилий в конструкциях). При отсутствии методов такого расчета допускают определение усилий и напряжений в статически неопределимых конструкциях и системах в предположении упругой работы железобетонных элементов.

Несущую способность железобетонных конструкций, способных претерпевать достаточные пластические деформации (например, при использовании арматуры с физическим пределом текучести), допускают определять методом предельного равновесия.

При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям необходимо рассматривать различные расчетные ситуации в соответствии с ГОСТ 27751.

6.2. Требования к бетону

Прочностные характеристики бетона

1. Нормативное сопротивление осевому сжатию $R_{b,n}$ – призмная прочность, устанавливается в зависимости от кубиковой прочности.

2. Нормативное сопротивление осевому растяжению $R_{bt,n}$ устанавливается в зависимости от кубиковой прочности, а когда назначается и контролируется класс бетона на осевое растяжение, тогда принимается равным числовой характеристике класса бетона по прочности на осевое растяжение.

3. Расчетные сопротивления на сжатие и растяжение определяют делением нормативных на коэффициенты надежности по бетону:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_{bc}}; \quad R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}.$$

Коэффициент надежности по бетону на сжатие $\gamma_{bc} = 1,3$; коэффициент надежности по бетону на растяжение $\gamma_{bt} = 1,5$ или $\gamma_{bt} = 1,3$ (когда назначают и контролируют класс бетона на растяжение).

Для предельных состояний второй группы $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1,0$.

Расчетные сопротивления умножают еще на коэффициенты условий работы $\gamma_{bi}, i = 1, 2, 3, \dots$.

Основные деформационные характеристики бетона

1. Начальный модуль упругости E_b назначают в зависимости от класса бетона. При продолжительном действии нагрузки

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \Phi_{b,cr}},$$

где $\Phi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона принимают по табл. 5.5 [2].

2. Коэффициент поперечной деформации $\nu_b = 0,2$.

3. Коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ (для стали $\alpha_{bt} = 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$).

Комплексной деформационной характеристикой бетона служат диаграммы деформирования. Применяют двухлинейные и трехлинейные диаграммы (рис. 4.1).

Диаграммы растяжения бетона аналогичны диаграммам сжатия, но имеют свои значения деформационных характеристик: ϵ_{b0} , ϵ_{bt0} - деформации, при которых при однородном напряженном состоянии напряжения достигают величин R_b , R_{bt} соответственно:

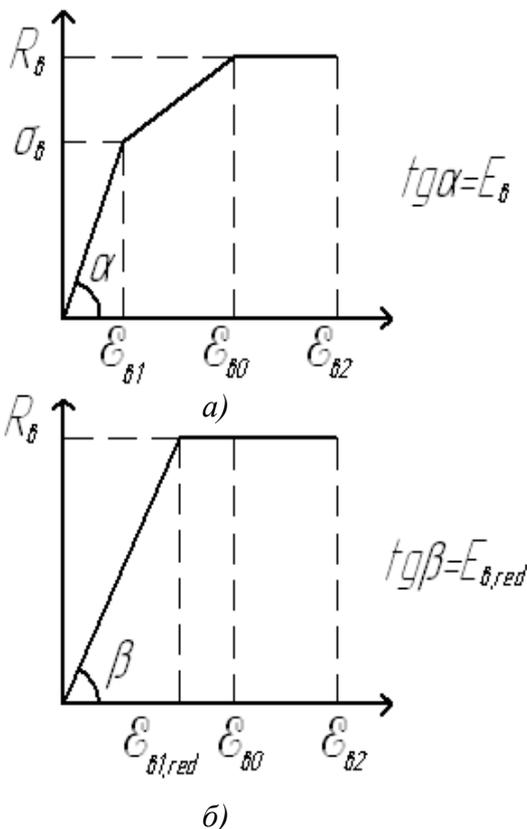


Рис. 4.1. Диаграммы деформирования бетона при сжатии: а – трехлинейная; б – двухлинейная

$\varepsilon_{b0}=0,002$; $\varepsilon_{bt0}=0,0001$ – при непродолжительном действии нагрузки; табл. 5.6 [2] – при продолжительном.

ε_{b2} , ε_{bt2} - предельные деформации бетона; $\varepsilon_{b2}=0,0035$; $\varepsilon_{bt2}=0,00015$ – при непродолжительном действии нагрузки; табл. 5.6 [2] – при продолжительном;

$\sigma_{b1}=0,6R_b$; $\varepsilon_{b1,red}=0,0015$; $\varepsilon_{bt1,red}=0,00008$ - при непродолжительном действии нагрузки; табл. 5.6 [2] – при продолжительном.

Лекция 7. Требования к арматуре и трещиностойкости конструкций

7.1. Прочностные характеристики арматуры

1. Нормативное сопротивление арматуры на растяжение или сжатие $R_{s,n}$ равно пределу текучести арматуры, физическому или условному $\sigma_{0,2}$.

Сопротивление сжатию ограничивается еще напряжениями, соответствующими предельным деформациям сжатия бетона ε_{b2} .

2. Расчётное сопротивление арматуры определяется делением нормативного на коэффициент надёжности по арматуре:

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s},$$

где $\gamma_s \geq 1,1$, для предельных состояний второй группы $\gamma_s = 1,0$.

Расчетное сопротивление умножается еще и на коэффициенты условий работы γ_{si} , $i = 1, 2, 3 \dots$.

7.2. Деформационные характеристики арматуры, диаграммы ее деформирования

1. Модуль упругости арматуры:

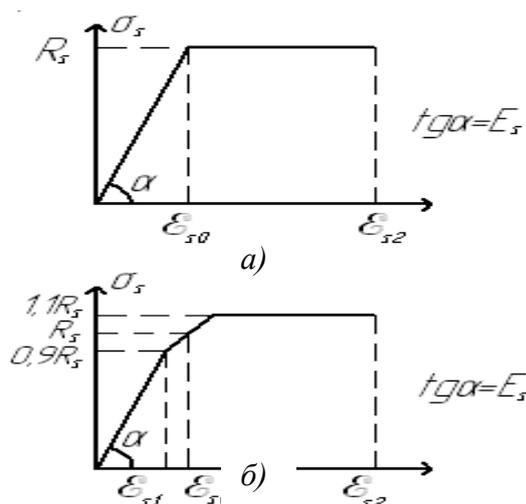
$E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа - для арматуры классов А и В;

$E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа - для канатов.

Диаграммы деформирования (рис. 4.2): применяют двухлинейные и трехлинейные диаграммы с параметрами: ϵ_{s0} – относительное удлинение при достижении напряжениями расчётного сопротивления R_s :

$$E_{s0} = \frac{R_s}{E_s} \text{ - для арматуры с физическим пределом текучести;}$$

$$E_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0,002 \text{ - для арматуры с условным пределом текучести;}$$



$$\epsilon_{s2} = 0,025, \quad \epsilon_{s1} = \frac{0,9R_s}{E_s}.$$

Диаграммы деформирования применяют при расчёте конструкций в физически нелинейной постановке.

7.3. Внешние нагрузки

Различают нагрузки постоянные и временные.

Временные в свою очередь подразделяются на длительные (вес стационарного оборудования на перекрытиях, давление газов, жидкостей, сыпучих материалов в емкостях и т.д.) и кратковременные. (вес людей, деталей, материалов и т.д.).

Кроме того, имеются особые нагрузки: сейсмические, взрывные, вызванные поломкой оборудования, резким нарушением технологического процесса и т.д.

Различают также нагрузки нормативные и расчетные.

Нормативные нагрузки устанавливаются нормами по номинальным значениям или с учетом известной вероятности превышения нагрузками их номинальных значений: g_n – постоянная нагрузка, v_n – временная нагрузка.

Расчетную нагрузку определяют, умножая нормативную нагрузку на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

$$g = g_n \gamma_f,$$

$$v = v_n \gamma_f.$$

Для предельных состояний второй группы $\gamma_f = 1,0$.

Сочетания нагрузок. Различают основные сочетания и особые сочетания нагрузок.

Основные включают в себя постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; особые – постоянные, длительные, возможно, кратковременные и одну из особых.

В основных сочетаниях при учете двух и более временных нагрузок их значения умножаются на коэффициенты сочетаний $\psi_1 = 0,95$ для длительных нагрузок и $\psi_2 = 0,9$ для кратковременных.

В особых сочетаниях для длительной нагрузки $\psi_1 = 0,95$, для кратковременной $\psi_2 = 0,8$ (кроме случаев, оговоренных в нормах для сейсмических районов).

Снижение нагрузок. При расчете колонн, стен, фундаментов многоэтажных зданий временную нагрузку на перекрытия иногда допускается снижать умножением на коэффициенты:

$\psi_{n1} = 0,4 + 1,8 / \sqrt{nA}$ – для жилых домов, общежитий, служебных помещений;

$\psi_{n2} = 0,5 + 3 / \sqrt{nA}$ – для различных залов, участков обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях.

Здесь n – число перекрытий, A – грузовая площадь для рассматриваемой конструкции.

7.4. Степень ответственности зданий и сооружений

Степень ответственности зданий и сооружений определяется размером материального или социального ущерба, возникающего при достижении предельных состояний.

Это учитывает коэффициент надежности по назначению здания γ_n , на который умножаются нагрузки или усилия от них. Установлены три класса ответственности зданий и сооружений: I ($\gamma_n = 1,0$) – здания и сооружения, имеющие обоснованное народнохозяйственное или социальное значение; II, ($\gamma_n = 0,95$) – одноэтажные здания, складские помещения, временные сооружения; III, ($\gamma_n = 0,9$) – всё остальное.

7.5. Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций

Трещиностойкость – это сопротивление конструкции образованию трещин на стадии I или раскрытию трещин на стадии II деформирования. Существует три категории:

- 1) образование трещин недопустимо;
- 2) допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин;
- 3) допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин – это раскрытие под действием постоянной, длительной и кратковременной нагрузок; продолжительное – раскрытие под действием постоянной и длительной нагрузок.

Предельную ширину раскрытия трещин $a_{cr,ul}$ продолжительных и непродолжительных, устанавливают в зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкции в пределах 0,05 – 0,4 мм.

Контрольные вопросы

1. Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций.
2. Группы предельных состояний.
3. Прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры.
4. Диаграммы деформирования бетона и арматуры.
5. Внешние нагрузки и их сочетания.
6. Степень ответственности зданий и сооружений.

5. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

Бетонные и железобетонные элементы рассчитывают по прочности:
– по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) по нелинейной деформационной модели, а для простых по конфигурации элементов – по предельным усилиям;

– наклонным сечениям (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное смятие, продавливание) – по предельным усилиям.

Расчет по предельным усилиям производят из условия, что усилие F , возникающее в сечении от внешних нагрузок и воздействий, не должно превышать предельного усилия F_u , которое может быть воспринято сечением, т.е. $F \leq F_u$.

Лекция 8. Общие положения

8.1. Стадии деформирования железобетонного элемента

При изгибе, а также внецентренном сжатии или растяжении с большими эксцентриситетами, когда поперечное сечение разделяется на растянутую и сжатую зоны, различают две стадии деформирования (рис. 5.1).

В первой при малых нагрузках в сжатой зоне бетон работает упруго, напряжения пропорциональны деформациям, эпюра напряжений линейна; в растянутой зоне возникают и неупругие деформации, пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается, эпюра напряжений становится криволинейной.

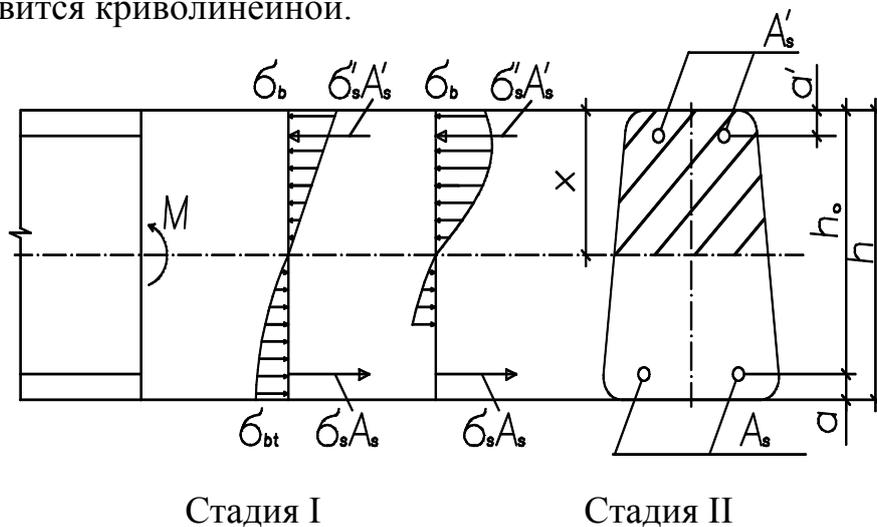


Рис. 5.1. Стадии деформирования железобетонного элемента

На второй стадии в бетоне растянутой зоны имеются трещины. Растягивающее усилие воспринимается арматурой и участком бетона, сохранившимся над трещиной, а в сечениях между трещинами – бетоном и арматурой совместно. В сжатой зоне развиваются неупругие деформации, пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается, эпюра напряжений становится криволинейной, максимальная ордината эпюры смещается от крайнего волокна вглубь сечения.

Уравнения равновесия показывают, что чем больше сечение арматуры растянутой зоны, тем больше высота сжатой зоны x . В расчет вводится относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0$, от которой зависит

распределение внутренних сил в поперечном сечении. При малых значениях ξ предельное состояние наступает с исчерпания несущей способности растянутой зоны - с того, что напряжения в растянутой арматуре достигают предельных значений. При больших значениях ξ сначала исчерпывается несущая способность сжатой зоны – напряжения в бетоне достигают предела прочности. Величина ξ , соответствующая границе между этими двумя случаями, называется граничной высотой сжатой зоны ξ_R . Она соответствует случаю, когда напряжения в арматуре растянутой зоны и в бетоне сжатой зоны достигают своих предельных значений одновременно.

Значение ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,u}}},$$

где $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$ - относительная деформация арматуры при напряжениях, равных R_s ; $\varepsilon_{b,u}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b ; $\varepsilon_{b,u} = 0,0035$.

8.2. Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений

Расчет по предельным усилиям выполняют исходя из следующих предпосылок:

1) в растянутой зоне сопротивление бетона принимается равным нулю;

2) сжатой зоне напряжения в бетоне во всех точках одинаковы и равны величине R_b ;

3) арматуре растянутой зоны напряжения $\sigma_s = R_s$, если

$\xi \leq \xi_R$ и $\sigma_s = K \cdot R_s$, если $\xi > \xi_R$; $K = \frac{1 + \xi_R - 2\xi}{1 - \xi_R}$ - коэффициент умень-

шения напряжений для перearмированных элементов;

4) арматуре сжатой зоны напряжения $\sigma'_s = R_{sc}$ для арматуры без предварительного напряжения и $\sigma'_s = \varepsilon_{u,b} \cdot E_s - \sigma'_{sp}$ для преднапряженной.

В соответствии с этими предпосылками принимается распределение внутренних сил в поперечном сечении (рис. 5.2).

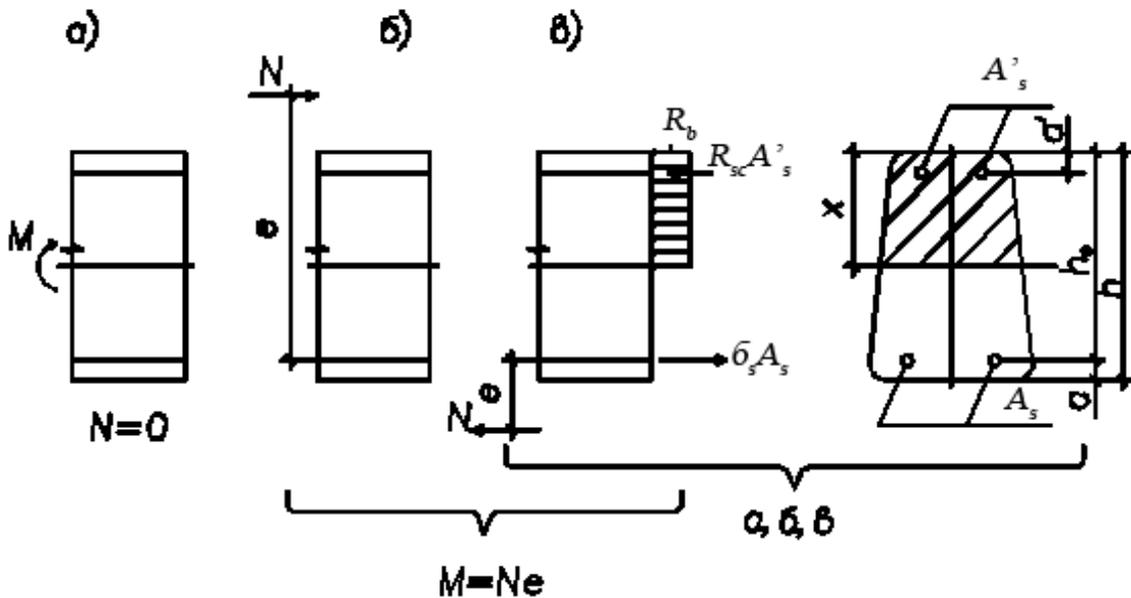


Рис. 5.2. Распределение внутренних сил в поперечном сечении: а – изгиб; б – внецентренное сжатие; в – внецентренное растяжение

Расчет выполняют на основе уравнений равновесия, суммируя проекции всех сил на продольную ось элемента и суммы моментов относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны:

$$R_b A_b + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s = 0 \quad \text{или} \quad = N, \quad (5.1)$$

$$R_b S_b + \sigma'_s A'_s (h_0 - a') \geq M \quad \text{или} \quad \geq N \cdot e. \quad (5.2)$$

где A_b – площадь сечения бетона сжатой зоны; S_b – статический момент площади A_b относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны.

Лекция 9. Изгибаемые элементы

9.1. Расчет балок на прочность

Если нагружать балку, как показано на рис. 5.3, и увеличивать силы F до разрушения, то оно может произойти или в зоне чистого изгиба, и

тогда образуются трещины, нормальные продольной оси, или в зонах действия поперечных сил, где образуются трещины, имеющие некоторый наклон к продольной оси.

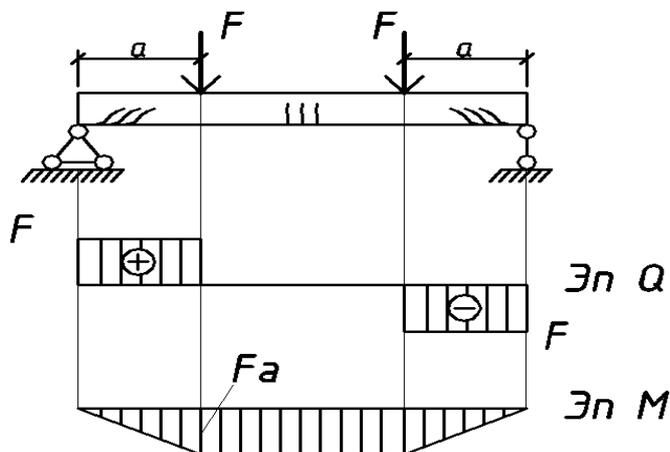


Рис. 5.3. К расчету балок на прочность

В соответствии с этим для балки выполняют два расчета на прочность:

а) расчет по нормальным сечениям в зоне действия наибольших изгибающих моментов, из которого определяют сечение продольной арматуры;

б) расчет по наклонным сечениям в зоне действия наибольших поперечных сил, из которого определяют поперечное армирование балки.

9.2. Расчет на прочность по нормальным сечениям

Расчет может быть выполнен по предельным усилиям на основе принятых предпосылок (см. п. 82). Рекомендуют проектировать сечения так, чтобы выполнялось неравенство $\xi \leq \xi_R$. Прочность сечения достаточна, если изгибающий момент, возникающий в нем от расчетных нагрузок, не превышает момента, который может быть воспринят сечением при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры с учетом коэффициентов условий работы.

9.3. Балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой без предварительного напряжения

Распределение внутренних сил в балках прямоугольного сечения представлено на рис. 5.4.

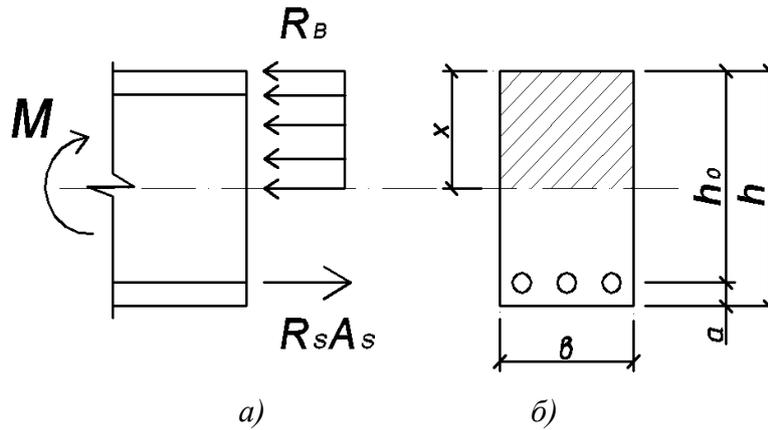


Рис. 5.4. Балка прямоугольного сечения с одиночным армированием:
 а – распределение внутренних сил; б – поперечное сечение

Расчет выражений на основе (5.1) и (5.2):

$$A_b = bx = \xi b h_0; S_b = A_b \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \xi b h_0 \cdot h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right),$$

$$S_b = \alpha_m b h_0^2,$$

где

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right),$$

где b – ширина поперечного сечения; x – высота сжатой зоны.

Получаются следующие расчетные формулы:

$$R_b \xi b h_0 = R_s A_s, \quad (5.3)$$

$$M \leq R_b \alpha_m b h_0^2. \quad (5.4)$$

Разделим уравнение (5.3) на $b h_0$ и учтем, что $A_s / (b h_0) = \mu$ – коэффициент армирования:

$$\xi R_b = \mu R_s; \mu = \xi \frac{R_b}{R_s}.$$

Максимальный коэффициент армирования, при котором $\xi \leq \xi_R$,

$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s}.$$

Оптимальные коэффициенты армирования:

- для балок $\mu = 0,01 \dots 0,02$ (1 ... 2 %);
- плит $\mu = 0,003 \dots 0,006$ (0,3% ... 0,6 %).

Когда требуется определить размеры сечения балки b и h (см. рис. 5.4), то задаются размером b и величиной ξ . Определяют $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$. По формуле (5.4) определяют h_0 , затем устанавливают унифицированный размер h .

Лекция 10. Балки с двойным армированием и таврового профиля

10.1. Балки прямоугольного сечения с двойной арматурой

Распределение внутренних сил в поперечном сечении балки показано на рис. 5.5.

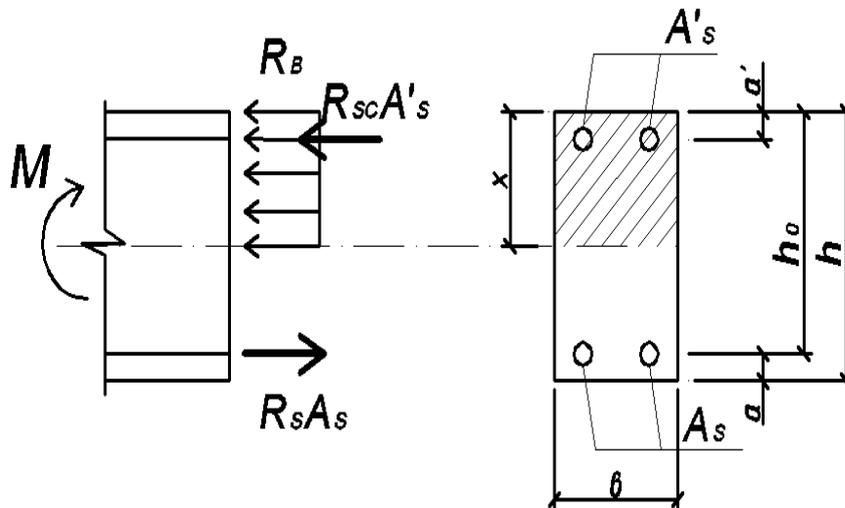


Рис. 5.5. Балка прямоугольного сечения с двойным армированием:
а – распределение внутренних сил; б – поперечное сечение балки

Применяют уравнения (5.1) и (5.2):

$$A_b = \xi b h_0; S_b = \alpha_m b h_0^2.$$

Получают следующие расчетные формулы:

$$R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s = R_s A_s, \quad (5.5)$$

$$M \leq R_b \alpha_m b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (5.6)$$

Предполагается, что размеры b и h известны (или они задаются инженером).

Если сечение сжатой арматуры также известно, то из неравенства (5.6) находят α_m , вычисляют $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$, проверяют выполнение неравенства $\xi \leq \xi_R$ и из уравнения (5.5) определяют A_s . Если неравенство не выполняется, то площади A_s' недостаточно. Если сечение сжатой арматуры неизвестно, то можно принять $\xi = \xi_R$ и решить задачу.

При наличии сжатой арматуры для предотвращения ее выпучивания ставят поперечные стержни с шагом не более $15d$ для вязаных и не более 500 мм (d – диаметр сжатых продольных стержней).

10.2. Элементы таврового профиля

Элементы таврового поперечного сечения имеют обычно одиночное армирование (рис. 5.6).

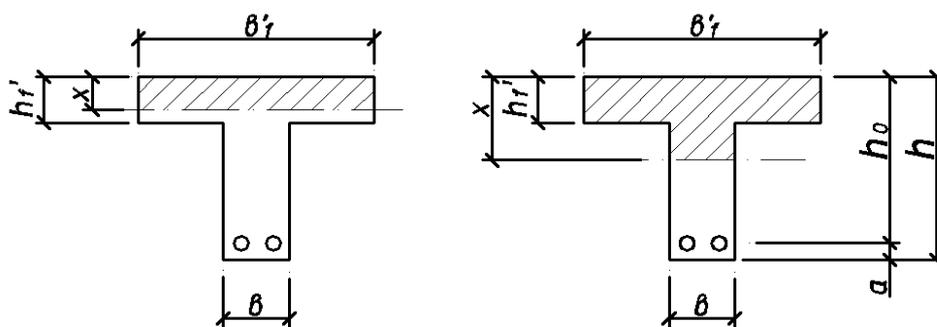


Рис. 5.6. Балка таврового сечения: а – нейтральная линия проходит в пределах полки; б – в пределах ребра

Ширину свесов полки ($b_f' - b$), учитываемую в расчете, регламентируют нормами. Используются уравнения (5.1) и (5.2). Рассматриваются два случая: нейтральная линия проходит в пределах полки ($x \leq h_f'$), и нейтральная линия проходит в пределах ребра.

Для первого случая $A_b = \xi b_f' h_0$, $S_b = \alpha_m b_f' h_0^2$, уравнения (5.1) и (5.2) принимают вид

$$R_b \xi b_f' h_0 = R_s A_s, \quad (5.7)$$

$$M \leq R_b \alpha_m b_f' h_0^2.$$

Для второго случая

$$A_b = \xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f ;$$

$$S_b = \alpha_m b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right).$$

Выражения (5.1), (5.2) приобретают вид

$$R_b \{ \xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f \} = R_s A_s, \quad (5.8)$$

$$M \leq R_b \left\{ \alpha_m b h_0^2 + (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) \right\}. \quad (5.9)$$

Нейтральная линия проходит в пределах полки, когда выполняется неравенство

$$M \leq R_b b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right).$$

Лекция 11. Расчеты на действие момента и продольной силы

11.1. Внецентренно сжатые элементы

Внецентренно сжатые элементы – это колонны каркасных зданий, некоторые элементы ферм, арок и др.

В поперечных сечениях действуют два внутренних силовых фактора: продольная сила и изгибающий момент. Всегда можно сказать, что действует только продольная сила с эксцентриситетом относительно центральной оси поперечного сечения

$$e_0 = M / N.$$

Если гибкость элемента $\frac{l_0}{i} > 14$, то эксцентриситет e_0 необходимо умножить на коэффициент η , учитывающий влияние продольного изгиба:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}},$$

где N_{cr} – условная критическая сила:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2},$$

где D – жесткость железобетонного элемента; l_0 – расчетная длина, $l_0 = \mu l$.
Здесь l – длина элемента; μ – коэффициент приведения длины.

Значение D допускается определять по формуле

$$D = K_b (EJ)_b + K_s (EJ)_s,$$

где J_b, J_s – моменты инерции сечений бетона и всей продольной арматуры (растянутой и сжатой зон) относительно центральной оси поперечного сечения элемента.

$$K_b = \frac{0,15}{\varphi_l (\delta_e + 0,3)}; \quad K_s = 0,7;$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1}.$$

где M_{l1}, M_l – моменты относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой (или менее сжатой) зоны от действия длительных (M_{l1}) или полных (M_1) нагрузок; δ_e – относительный эксцентриситет продольной силы, $\delta_e = \frac{e_0}{h}$, $\delta_e \geq 0,15$.

Уравнения равновесия элемента (рис. 5.7) записываются в виде

$$N = R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (5.10)$$

$$Ne \leq R_b \alpha_m b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (5.11)$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2}.$$

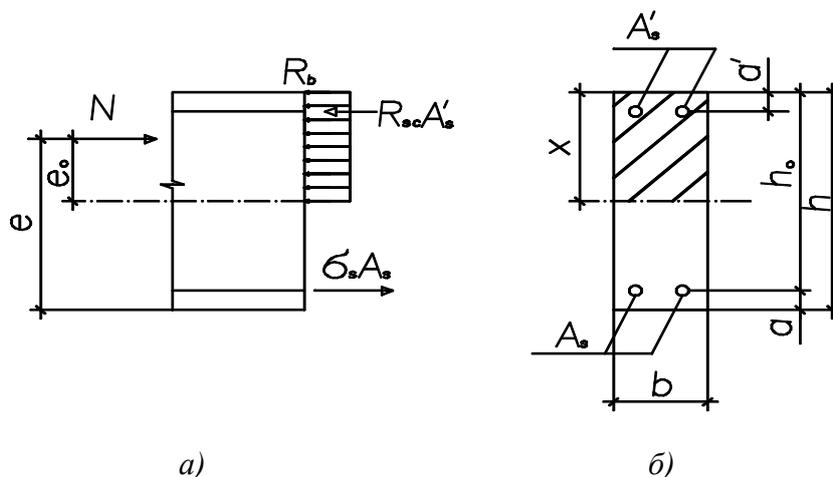


Рис. 5.7. Внецентренное сжатие элемента:
а – распределение внутренних сил; б – поперечное сечение

Для элементов прямоугольного поперечного сечения с арматурой, расположенной у противоположных граней, при $e_0 \leq \frac{h}{30}$ и $\frac{l_0}{h} \leq 20$ допускается выполнять расчет из условия

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}),$$

где $A_{s,tot}$ - площадь сечения всей продольной арматуры; φ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки в зависимости от соотношения l_0/h :

l_0/h	6	10	15	20
φ	0,92	0,9	0,83	0,7

11.2. Внецентренно и центрально растянутые элементы

Когда линия действия продольной силы проходит за пределами расстояния между арматурой S и S' , расчет выполняют по выражению (5.10) (как при внецентренном сжатии). Особенность заключается лишь в том, что не нужно определять коэффициент η , учитывающий влияние продольного изгиба на эксцентриситет e_0 .

Когда линия действия проходит в пределах этого расстояния, записывают два условия прочности (рис. 5.8):

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a'),$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a').$$

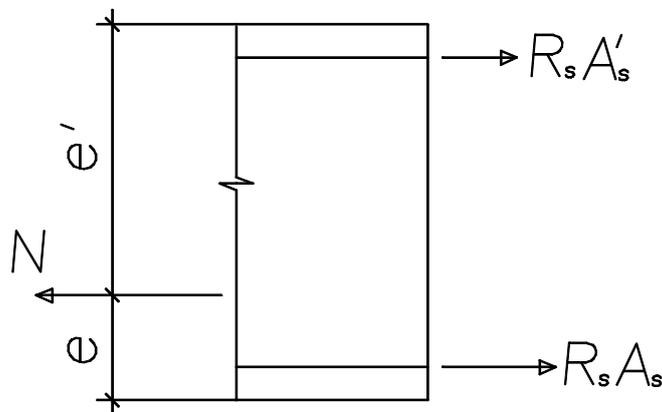


Рис. 5.8. Внецентренное растяжение элемента

Для центрально растянутых элементов условие прочности одно:

$$N \leq R_s A_{s,tot}.$$

Лекция 12. Расчет на прочность бетонных элементов

Бетонные элементы рассчитывают по прочности на действие продольных сжимающих сил, изгибающих моментов и поперечных сил, а также на местное сжатие. При действии продольных сил и изгибающего момента расчет выполняют для сечений, нормальных продольной оси.

Если продольная сжимающая сила действует в пределах поперечного сечения, сопротивление бетона растянутой зоны не учитывают. Условно принимают, что в предельном состоянии сжатая зона занимает часть поперечного сечения, центр тяжести которой располагается в точке приложения сжимающей силы. Сжимающие напряжения во всех точках зоны одинаковы и равны R_b .

Если возникновение трещин в элементе недопустимо или продольная сжимающая сила действует за пределами сечения, то расчет ведется с учетом сопротивления бетона растяжению. Предполагается, что бетон деформируется упруго, а в предельном состоянии напряжения в растянутой зоне достигают величины R_{bt} (рис. 5.9).

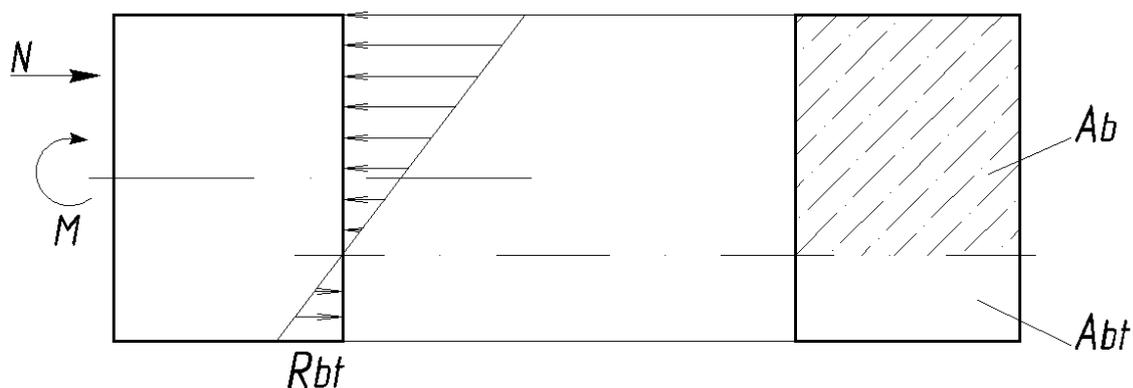


Рис. 5.9. К расчету бетонных элементов

При действии поперечных сил расчет выполняют из условия

$$\frac{\sigma_{mc}}{R_b} + \frac{\sigma_{mn}}{R_{bt}} \leq 1,$$

где σ_{mc} , σ_{mn} - главные напряжения (сжимающие и растягивающие).

При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентриситет e_0 , в качестве которого принимается максимальное из трех чисел:

$$e_0 = l/600, h/30, 10 \text{ мм.}$$

При гибкости элемента $l_0/i > 14$ необходимо учитывать влияние прогиба на величину эксцентриситета. Это можно сделать, умножив e_0 на коэффициент η ,

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2},$$

где N_{cr} - условная критическая сила; D - жесткость элемента, определяемая как для железобетонного элемента, но без учета арматуры.

Если продольная сжимающая сила приложена в пределах поперечного сечения элемента, то расчет выполняют из условия

$$N \leq R_b A_b,$$

где A_b - площадь условной сжатой зоны с центром тяжести в точке приложения продольной силы, определенная с учетом прогиба элемента. Для прямоугольного поперечного сечения

$$A_b = b(h - 2e_0\eta).$$

Если появление трещин в бетоне недопустимо или продольная сила приложена за пределами сечения, то необходимо также проверить условие $\max \sigma_{bt} < R_{bt}$ в предположении упругой работы бетона, т.е.

$$\frac{M}{I} y_t - \frac{N}{A} \leq R_{bt} \text{ или } \frac{Ne_0\eta}{I} y_t - \frac{N}{A} \leq R_{bt},$$

где y_t - расстояние от центральной оси сечения до наиболее удаленного растянутого волокна; A - площадь поперечного сечения; I - момент инерции поперечного сечения.

Расчет изгибаемых элементов

Условие прочности

$$M \leq M_u, \quad M_u = R_{bt} W,$$

где W - момент сопротивления поперечного сечения по растянутой зоне.

Для прямоугольного сечения $W = \frac{bh^2}{6}$.

Контрольные вопросы

1. Стадии деформирования железобетонного элемента.
2. Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений.
3. Расчет балок прямоугольного сечения с одиночным и двойным армированием.
4. Расчет элементов таврового сечения.
5. Расчет внецентренно сжатых, внецентренно растянутых и центрально растянутых элементов.

6. РАСЧЕТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ*

Лекция 13. Виды предельных состояний

Во вторую группу включаются предельные состояния по образованию трещин, по раскрытию трещин, деформациям

Расчет по образованию трещин, нормальных продольной оси элемента

Трещины не возникают, если выполняется условие $M \leq M_{cr}$.

Момент образования трещин M_{cr} определяется с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны. Принимают следующие предпосылки:

- 1) поперечные сечения элемента при деформировании остаются плоскими;
- 2) в сжатой зоне бетон работает упруго – по закону Гука;
- 3) в растянутой зоне напряжения в бетоне возрастают упруго до величины $R_{bt, ser}$, при больших деформациях остаются постоянными;

* В этих расчетах принимается коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

4) деформация крайнего растянутого волокна равна предельному значению $\varepsilon_{bt,u}$ при кратковременном действии нагрузки; при двузначной эпюре деформаций в сечении $\varepsilon_{bt,u} = 0,00015$;

5) арматура деформируется упруго.

Эпюры деформаций и напряжений представлены на рис. 6.1.

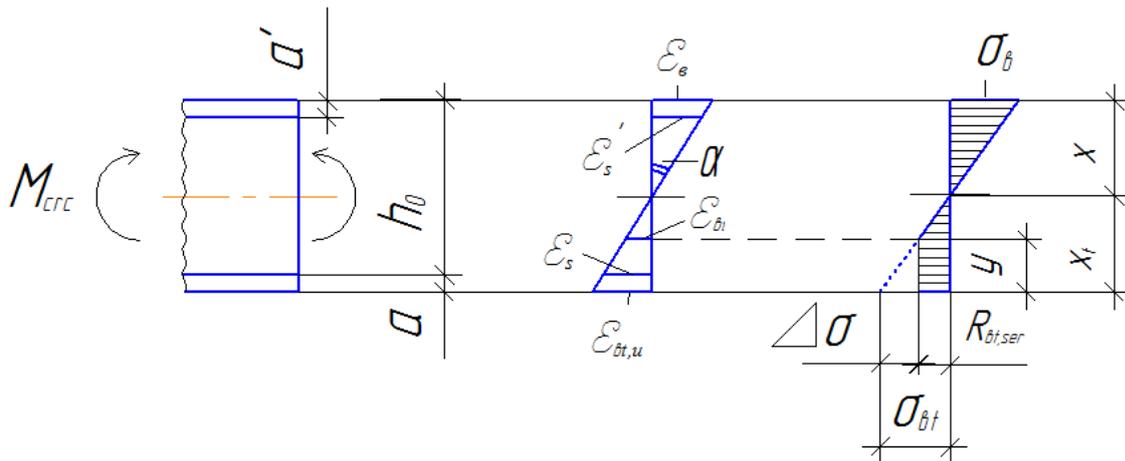


Рис. 6.1. Эпюры деформаций и напряжений перед образованием трещин

Деформации сжатой кромки бетона и арматуры обеих зон выражаются через $\varepsilon_{bt,u}$.

$$\varepsilon_{bt,u} = 1,5 \cdot 10^{-4}; \quad \varepsilon_{bt,u} = \frac{R_{bt,ser}}{E_b}; \quad tg\alpha = u = \frac{\varepsilon_{bt,u} - \varepsilon_{bt}}{\gamma}.$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{bt,u} - uh; \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_{bt,u} - u(h - a'); \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_{bt,u} - ua.$$

Напряжения определяются через деформации

$$\sigma_{bt} = \varepsilon_{bt,u} E_b, \quad \Delta\sigma = \sigma_{bt} - R_{bt,ser},$$

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b, \quad \sigma'_s = E_s \varepsilon'_s, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s.$$

Высоты сжатой зоны x и растянутой x_t выражаются через напряжения и высоту пластической зоны y .

$$x = \frac{\sigma_b}{\Delta\sigma} y; \quad x_t = \frac{\sigma_{bt}}{\Delta\sigma} y.$$

Записываем уравнение $N = 0$:

$$\frac{1}{2} \sigma_b b x + \frac{1}{2} \sigma_{bt} b x_t - \frac{1}{2} \Delta\sigma y + \sigma'_s A'_s + \sigma_s A_s = 0,$$

из которого определяется высота пластической зоны y , а затем высоты сжатой и растянутой зон x и x_t , деформации и напряжения.

Момент образования трещин определяется как сумма моментов внутренних сил относительно нейтральной линии

$$M_{crc} = b \left\{ \frac{1}{3} \sigma_b x^2 + \frac{1}{3} \sigma_{bt} x_t^2 - \frac{1}{2} \Delta \sigma y \left(x_t - \frac{y}{3} \right) \right\} + \sigma'_s A'_s (x - a') + \sigma_s A_s (x_t - a).$$

Допускается определять момент образования трещин без учета неупругих деформаций растянутого бетона, но только в случаях, когда выполняются условия $a_{crc} \leq a_{crc,u}$, $f \leq f_u$. В этом случае в расчет вводится приведенное упругое поперечное сечение, для которого вычисляют следующие характеристики:

– площадь

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A'_s; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

– статический момент площади относительно оси, проходящей через наиболее удаленное растянутое волокно $S_{t,red}$;

– расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленного растянутого волокна:

$$y_t = S_{t,red} / A_{red};$$

– момент инерции приведенного сечения относительно его центральной оси

$$J_{red} = J + \alpha J_s + \alpha J'_s;$$

– момент сопротивления сечения по растянутой зоне

$$W = J_{red} / y_t;$$

– расстояние от центральной оси до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны

$$e_x = W / A_{red}.$$

– момент трещинообразования определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm N e_x.$$

Знак «+» берут при сжимающей продольной силе N .

Допускается не учитывать арматуру. Тогда для изгибаемого элемента прямоугольного сечения

$$W = \frac{bh^2}{6}.$$

Для центрально растянутого элемента условие записывают в виде

$$N \leq N_{crc},$$

где $N_{crc} = A_{red} R_{bt,ser}$.

Лекция 14. Расчет на раскрытие трещин

В зависимости от назначения и условий эксплуатации к конструкциям предъявляют различные требования по трещиностойкости. Их разделяют на три категории:

- 1) образование трещин недопустимо;
- 2) допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин;
- 3) допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин.

Непродолжительное раскрытие – это раскрытие под действием постоянных и временных нагрузок; продолжительное – под действием нагрузок постоянных и длительной части временных.

При расчете на раскрытие трещин записывают условие

$$a_{crc} \leq a_{crc,u},$$

где a_{crc} - раскрытие трещин под действием внешних сил; $a_{crc,u}$ – предельно допустимое раскрытие трещин, устанавливаемое нормами для продолжительного и непродолжительного раскрытия отдельно.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют, прибавляя к продолжительному раскрытию разность непродолжительного раскрытия от полных и длительных нагрузок:

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3},$$

где $a_{crc,1}$ - продолжительное раскрытие трещин; $a_{crc,2}$ - раскрытие от непродолжительного действия постоянных и временных нагрузок; $a_{crc,3}$ - раскрытие от непродолжительного действия нагрузок постоянных и длительной части временных.

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных продольной оси

Ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

где φ_1 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки: $\varphi_1 = 1,0$ – при непродолжительном действии; $\varphi_1 = 1,4$ – при продолжительном; φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры: $\varphi_2 = 0,5$ – для периодического профиля; $\varphi_2 = 0,8$ – для гладкой арматуры; $\varphi_3 = 1,0$ – для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов; $\varphi_3 = 1,2$ – для растянутых; σ_s – напряжения в арматуре растянутой зоны в сечении с трещиной; l_s – базовое расстояние между трещинами; ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность деформаций арматуры между трещинами, $\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{cr,c}}{M}$. Допускают принимать $\psi_s = 1,0$.

Для участка железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне принимают следующие исходные предпосылки:

- 1) поперечные сечения при деформировании остаются плоскими;
- 2) в сжатой зоне бетон работает упруго;
- 3) в растянутой зоне в сечении с трещиной работу бетона не учитывают, а на участках между трещинами учитывают с помощью коэффициента ψ_s .

Для изгибаемых элементов положение нейтральной линии – средняя высота сжатой зоны – определяется из уравнения

$$S_{bo} + \alpha_{s1} S'_{so} = \alpha_{s1} S_{so},$$

где S_{bo} , S'_{so} , S_{so} – статические моменты сечений бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон относительно нейтральной оси; $\alpha_{s1} = E_s / E_{b,red}$, где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации бетона сжатой зоны:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}},$$

$\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ – при непродолжительном действии нагрузки; $\varepsilon_{b1,red} = 0,0024$ или $0,0028$ – при продолжительном (при влажности среды выше 75 % или 40 – 75 %).

В расчет вводится приведенное поперечное сечение, состоящее из сечений бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон (рис. 6.2). В соответствии с принятыми предпосылками нейтральная линия в таком сечении проходит (при изгибе) через его центр тяжести, т.е. на расстоянии y_c от сжатой кромки.

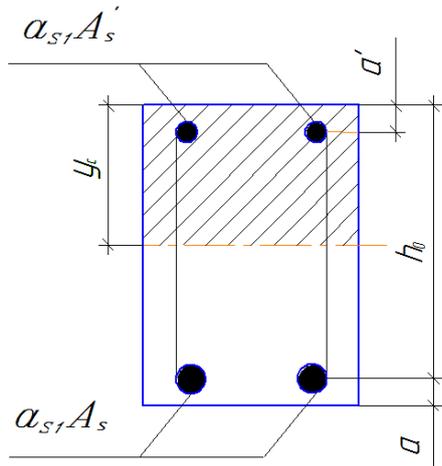


Рис. 6.2. Приведённое поперечное сечение

Момент инерции сечения

$$J_{red} = J_{bo} + \alpha_{s1} J_s + \alpha_{s1} J_s'$$

Для прямоугольного сечения

$$J_{red} = \frac{by_c^3}{3} + \alpha_{s1} \left\{ A_s (h_0 - y_c)^2 + A_s' (y_c - a')^2 \right\}.$$

Напряжения в арматуре растянутой зоны определяются по формуле

$$\sigma_s = \alpha_{s1} \frac{M}{J_{red}} (h_0 - y_c).$$

Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{Z_s A_s},$$

где Z_s – расстояние от центра тяжести арматуры растянутой зоны до линии действия равнодействующей усилий в сжатой зоне.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) арматуры сжатой зоны

$$Z_s = h_0 - \frac{y_c}{3}.$$

Для участков прямоугольного, таврового с полкой в сжатой зоне и двутаврового сечений допускается принимать

$$Z_s = 0,8h_0.$$

При внецентренном сжатии или растяжении напряжения в растянутой арматуре определяют по формуле

$$\sigma_s = \alpha_{s1} \left(\frac{M}{J_{red}} (h_0 - y_c) \pm \frac{N}{A_{red}} \right). \quad (6.1)$$

Допускается определять напряжения σ_s по формуле

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm Z_s)}{A_s Z_s}, \quad (6.2)$$

т.е из равенства моментов силы N и внутренних сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне

$$N(e_s \pm Z_s) = \sigma_s A_s Z_s,$$

где e_s - расстояние от точки приложения силы N до оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны.

Для элементов прямоугольного, таврового с полкой в сжатой зоне и двутаврового сечений допускается принимать

$$Z_s = 0,7h_0.$$

В формулах (6.1) и (6.2) верхние знаки принимают при растягивающей силе N ; при этом значение e_s положительно, если сила N действует за пределами расстояния между арматурой S и S' ; для сжимающей силы – нижние знаки. Должно выполняться неравенство $\sigma_s \leq R_{s,ser}$.

Базовое расстояние между трещинами определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s$$

и принимают не менее $10d$ и 10 см и не более $40d$ и 40 см (для элементов с рабочей высотой не более $1,0$ м); A_{bt} - площадь сечения бетона растянутой зоны, определенная при вычислении момента образования трещин. При этом высота растянутой зоны x_t берется не менее, чем $2a$ и не более $0,5h$; d_s – диаметр арматурных стержней.

Коэффициент ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s},$$

где $\sigma_{s,crc}$ - напряжение в арматуре растянутой зоны в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин (при $M = M_{crc}$); σ_s - то же при действии рассматриваемой нагрузки.

Для изгибаемых элементов можно написать

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}.$$

Лекция 15. Расчет элементов конструкций по деформациям

Различают два расчета элементов железобетонных конструкций:

- 1) при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;
- 2) при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

При первом расчете учитывают постоянные и полные временные нагрузки; при втором – постоянные и длительную часть временных.

Расчет по прогибам

Записывается условие $f \leq f_u$, где f - прогиб, возникающий от нагрузки (рис. 6.3); f_u - предельно допустимый прогиб.

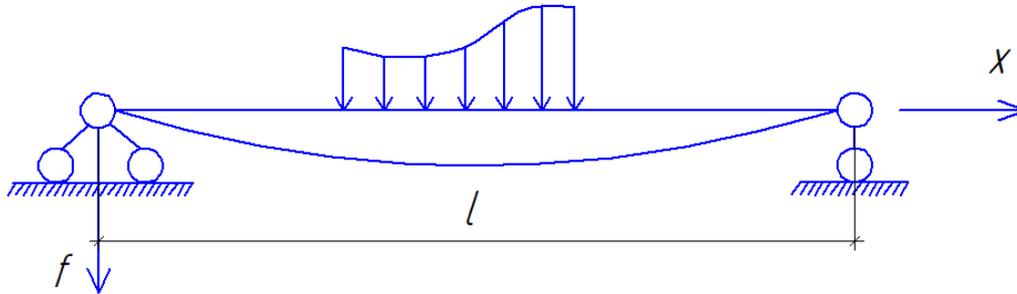


Рис. 6.3. К определению прогибов

Прогиб f определяют по интегралу О. Мора:

$$f = \int_0^l M_1 \frac{1}{r} dx, \quad (6.3)$$

где M_1 – момент, возникающий в сечении от единичной силы, приложенной в направлении искомого перемещения; $\frac{1}{r}$ - кривизна изогнутой оси от заданной нагрузки:

$$\frac{1}{r} = \frac{M(x)}{D(x)},$$

где $M(x)$ - изгибающий момент в поперечном сечении; $D(x)$ - жесткость элемента на изгиб.

Для участков без трещин, где $M(x) \leq M_{cr}$ жесткость D определяется на основе следующих предпосылок:

1) поперечные сечения при деформировании элемента остаются плоскими;

2) бетон сжатой и растянутой зон работает упруго с модулем деформации E_{b1} :

$$E_{b1} = 0,85E_b - \text{при непродолжительном действии нагрузки;}$$

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{cr}} - \text{при продолжительном,}$$

где E_b – начальный модуль упругости; φ_{cr} – коэффициент ползучести.

Коэффициент ползучести принимается по табл. 5.5 [2] в зависимости

от влажности наиболее теплого месяца и класса бетона.

При расчете рассматривается приведенное поперечное сечение. Коэффициент приведения для арматуры $\alpha = E_s / E_{b1}$.

Нейтральная линия проходит через центр тяжести сечения. Высота сжатой зоны y_c определяется из уравнения.

$$S_b + \alpha S'_s = \alpha_s S_s,$$

где S_b, S'_s, S_s - статические моменты сечений бетона и арматуры сжатой и растянутой зон относительно центральной оси.

$$D = E_{b1} J_{red},$$

где J_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центральной оси, $J_{red} = J_b + \alpha J'_s + \alpha_s J_s$.

Для участков с трещинами в растянутой зоне принимаются следующие предпосылки:

1) поперечные сечения при деформировании элемента остаются плоскими;

2) в сжатой зоне бетон работает упруго с модулем деформации $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}}$, где $\epsilon_{b1,red} = 0,0015$ при непродолжительном действии нагрузки, $\epsilon_{b1,red} = 0,0024$ или $0,0028$ – при продолжительном действии при относительной влажности воздуха больше 75 % или 40 - 75 % [2];

3) в растянутой зоне работа бетона не учитывается, кроме влияния бетона на деформирование арматуры: для нее вводят приведенный модуль деформаций $E_{s,red} = E_s / \psi_s$; $\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$ или $\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}$ - для изгибаемых элементов.

Рассматривается приведенное поперечное сечение, состоящее из сечения бетона сжатой зоны и сечений арматуры с коэффициентами приведения:

$$\alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} \text{ - для сжатой зоны,}$$

$$\alpha_{s2} = E_{s,red} / E_{b,red} \text{ - для растянутой.}$$

Нейтральная линия проходит через центр тяжести сечения. Усредненная высота сжатой зоны x_m определяется из уравнения

$$S_b + \alpha_{s1} S'_s = \alpha_{s2} S_s.$$

Жесткость элемента определяется по формуле

$$D = E_{b,red} J_{red},$$

где $J_{red} = J_b + \alpha_{s1} J'_s + \alpha_{s2} J_s$, и принимается не более, чем для участка без трещин.

Полная кривизна изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов на участках без трещин определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2},$$

где $\frac{1}{r_1}$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительной

части временных нагрузок; $\frac{1}{r_2}$ - кривизна от продолжительного действия

кратковременных нагрузок.

Для участков с трещинами в бетоне растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4},$$

где $\frac{1}{r_3}$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на ко-

торую производят расчет; $\frac{1}{r_4}$ - кривизна от непродолжительного действия

постоянных и длительной части временных нагрузок.

Принимается, что трещин нет, если условие $M \leq M_{crc}$ выполняется при действии полной нагрузки.

При определении прогибов балка (или стержневая система) делится на участки, которых должно быть не меньше шести, кривизны определяются по границам участков, принимается, что в пределах участка они изменяются линейно; строится эпюра моментов от единичной силы. Интеграл

$$f = \int_0^l M_1 \frac{1}{r} dx$$

вычисляют перемножением эпюр по правилу Верещагина.

Контрольные вопросы

1. Предельные состояния второй группы.
2. Расчет на образование трещин, нормальных продольной оси элемента.
3. Расчет на раскрытие трещин. Исходные предпосылки, приведенное поперечное сечение.
4. Расчет по деформациям: исходные предпосылки, приведенное поперечное сечение, определение кривизн, вычисление прогибов.

7. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЗДАНИЯ

Лекция 16. Конструктивные схемы зданий

Для многих отраслей промышленности возводят одноэтажные производственные здания каркасного типа, оборудованные мостовыми или подвесными кранами. Вертикальными несущими конструкциями таких зданий служат колонны, размещение которых в плане показано на рис. 7.1.

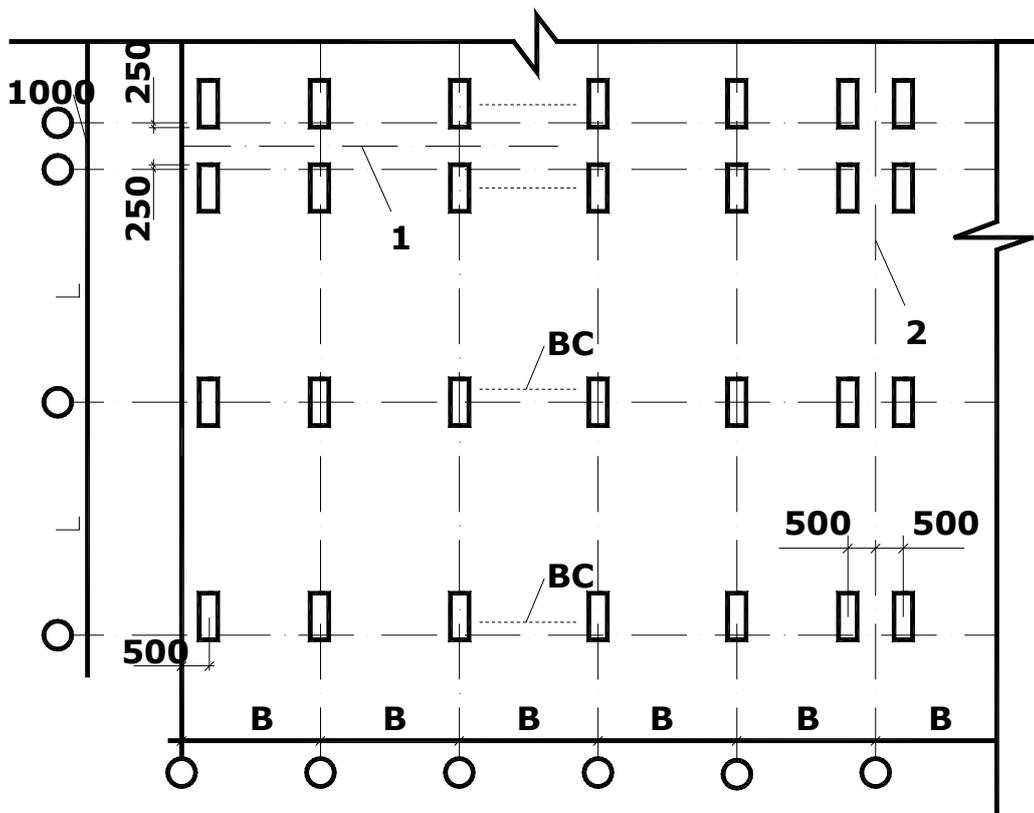


Рис. 7.1. Расположение колонн в плане: 1,2 – оси температурных швов;
ВС – вертикальные связи по колоннам

Для колонн крайнего продольного ряда, кроме указанной на рис. 7.1, применяют нулевую привязку, при которой наружная грань колонны совмещается с координатной осью. По торцам здания геометрические оси колонн смещаются с координатной внутрь на 500 мм. Температурные швы, поперечные и продольные, устраиваются с помощью спаренных колонн. При этом для поперечного шва шаг осей не сбивается, а колонны смещают с оси на 500 мм влево и вправо; а для продольного шва вводят дополнительный пролет размером 1000 мм, по осям ставят крайние колонны с принятой для них привязкой. Чаще всего применяют две конструктивные схемы:

1. По колоннам монтируют ригели, перекрывающие пролеты (стропильные конструкции), в качестве которых используют балки, фермы или арки. На ригели опираются ребристые плиты покрытия и при необходимости световые или аэрационные фонари. Плиты соединяют с ригелями сваркой закладных металлических деталей не менее, чем в трех точках (узлах); швы между ними замоноличивают цементным раствором или мелкозернистым бетоном. Покрытие приобретает большую жесткость и играет важную роль в обеспечении жесткости здания в целом.

2. По колоннам монтируют балки в продольном направлении, на которые опираются крупноразмерные плиты «на пролет». Световые или аэрационные фонари в этом случае не делают.

Типовые пролеты зданий: 18, 24, 30 м; шаг колонн 6 или 12 м (преимущественный шаг – 12 м). Если при этом используют стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям устанавливают дополнительные (фахверковые) колонны; если шаг ригелей 6 м, то по колоннам в продольном направлении монтируют подстропильные балки или фермы.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивают поперечные рамы, которые состоят из колонн, заземленных в фундаментах, и ригелей (или крупноразмерных плит «на пролет»), перекрывающих пролеты. Соединение ригелей с колоннами обычно принимается шарнирным. В продольном направлении жесткость обеспечивают заземление колонн, диск покрытия, подстропильные конструкции, подкрановые балки, которые опираются на консоли колонн и идут вдоль цеха. Кроме того, в середине каждого температурного блока в пределах одного шага колонн по всем продольным осям устраивают вертикальные связи по колоннам из металлических уголков. Кроме того, если опорные части ригелей выше 800 мм, то по краям температурного блока в пределах одного шага колонн они соединяются связевой фермой из уголков.

Колонны каркаса и назначение их размеров

Колонны имеют ступенчато переменное поперечное сечение и снабжены консолями для опирания подкрановых балок. Различают колонны крайние и средние, сплошного прямоугольного поперечного сечения и двухветвевые (рис. 7.2).

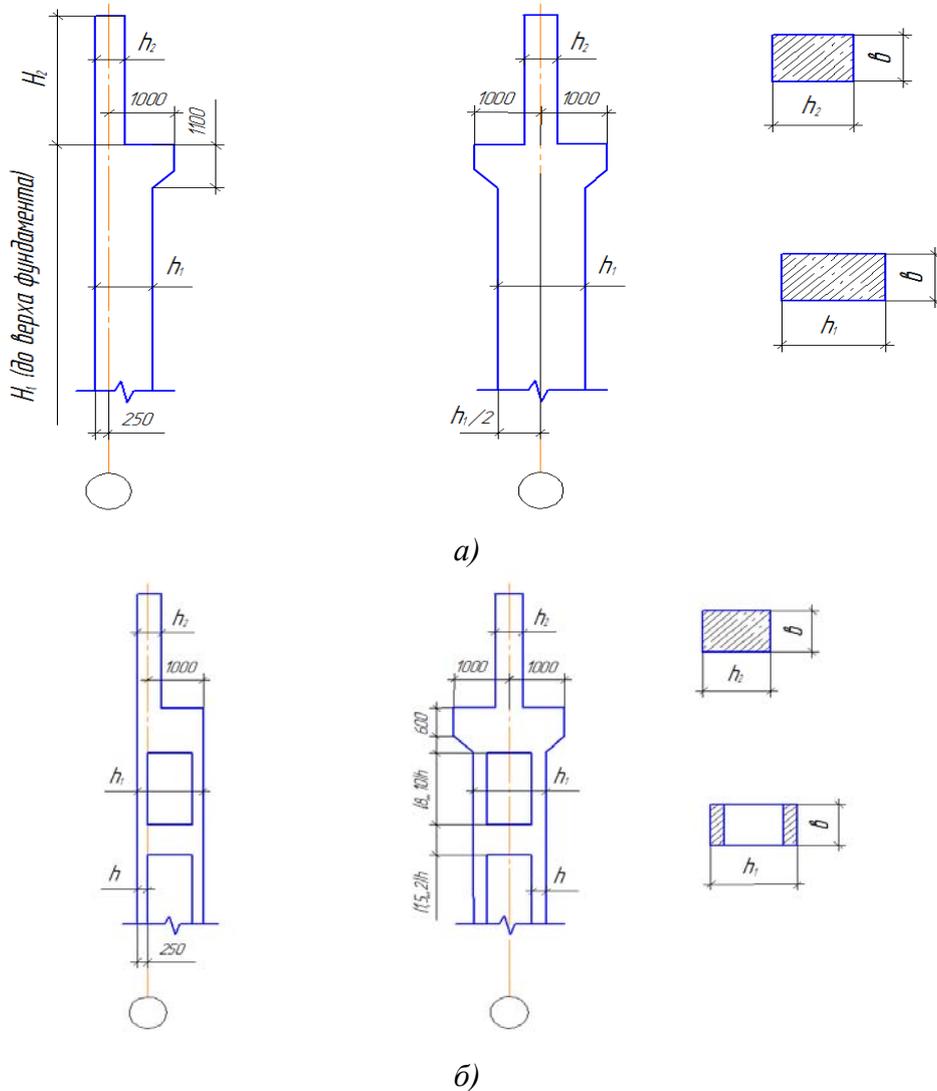


Рис. 7.2. Колонны: а – сплошные; б – двухветвевые

В задании на проектирование здания задают отметку низа стропильной конструкции (кратно модулю 1,2 м). Обрез фундамента располагается на отметке $-0,150$. Этим определяется общая высота колонны $H = H_1 + H_2$. Высота надкрановой части H_2 (выше верха консоли) определяется как сумма габаритного размера крана по высоте (по ГОСТу на мостовой кран), минимального зазора под ригелем (150 мм), высоты подкрановой

балки (1400 мм при шаге колонн 12 м и 1000 мм при шаге 6 м), высоты рельса (150 мм) и берется кратной модулю 200 мм. Конструктивная длина колонны больше высоты H на величину заделки колонны в стакане фундамента H_{an} .

$$H_{an} \geq 0,5 + 0,33h_1, \text{ м,}$$

$$H_{an} \geq 1,5b,$$

где h_1 , b – высота и ширина поперечного сечения колонны. Кроме того, глубина ее заделки должна обеспечивать анкеровку продольной растянутой арматуры колонны на расстоянии до верха фундамента.

Сплошные колонны применяют при высоте здания до 12 м и кранах грузоподъемностью до 30 т.

Размеры сечения в надкрановой части назначают из условий опирания ригелей: для крайних колонн $h_2 = 380$ или 600 мм, для средних $h_2 = 500$ или 600 мм. Ширина сечения $b = 400 \dots 600$ мм (большие размеры при шаге колонн 12 м). Размеры сечений в нижней (подкрановой) части определяют из условий обеспечения несущей способности и жесткости поперечной рамы. Для сплошных колонн $h_1 = (1/10 \dots 1/14) H_1$ (H_1 – высота подкрановой части от верха фундамента до верха подкрановой консоли). Для сквозных колонн $h_1 = 1000 \dots 1300$ мм для крайних, $h_1 = 1200 - 1600$ мм для средних; высота сечения ветви $h = 250$ или 300 мм. Ширина сечения $b = 500$ или 600 мм, кроме того, $b = (1/25 \dots 1/30) H$.

Высота сечения распорок $(1,5 \dots 2)h$, расстояние между ними в свету $(8 \dots 10)h$, первая распорка ниже уровня пола, вторая – не ниже, чем на 1,8 м от пола.

Колонну замоноличивают в одном общем стакане фундамента или в двух отдельных. Если в одной из ветвей возникает растягивающее усилие, то колонну с бетоном замоноличивают на шпонках. Для колонн применяют бетон классов В15...В30, продольную рабочую арматуру класса А500.

Лекция 17. Определение нагрузок

Основная несущая конструкция здания – поперечная рама, которая образуется колоннами, заземленными в фундаментах, и ригелями, перекрывающими пролеты. При расчете поперечной рамы учитывают постоянные нагрузки от веса строительных конструкций и временные (от снега,

ветра и мостовых кранов), которые определяют в соответствии со СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».

17.1. Нагрузки от снега и ветра

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

$$S = S_g \mu,$$

где S_g - расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли (берется в таблице в зависимости от снегового района); μ – коэффициент перехода (прил. 3, [4]).

Нормативное значение S_0 определяется умножением расчетного на коэффициент 0,7.

Ветровая нагрузка состоит из двух составляющих: средней W_m и пульсационной W_p . Для одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типов А и В, пульсационную составляющую можно не учитывать.

Нормативное значение средней составляющей на высоте Z от поверхности земли следует определять по формуле

$$W_m = W_0 K C,$$

где W_0 – нормативное давление ветра, определяется в зависимости от ветрового района (по карте 3 прил. 5, [4]); K – коэффициент, учитывающий изменение давления по высоте; C – аэродинамический коэффициент (по прил. 4, [4]).

Коэффициент надежности для ветровой нагрузки $\gamma_f = 1,4$.

17.2. Нагрузки от мостовых кранов

Вертикальную нагрузку на колонну поперечной рамы определяют не более, чем от двух максимально сближенных кранов в одном пролете, или не более, чем от четырех кранов в двух смежных пролетах. Горизонтальную нагрузку на колонну поперечной рамы определяют не более, чем от двух кранов в одном или двух смежных пролетах. При учете нескольких кранов нагрузки от них умножают на коэффициенты сочетаний ψ_2 и ψ_4 . Для кранов средних режимов работы $\psi_2 = 0,85$ - при двух кранах, $\psi_4 = 0,7$ - при четырех.

Максимальное давление на колонну D_{\max} от двух кранов в одном пролете определяется по линиям влияния опорных реакций двух смежных подкрановых балок:

$$D_{\max} = F_{\max} \sum y,$$

где F_{\max} – максимальное давление колеса крана на рельс (берется по ГОСТу на кран); $\sum y$ - сумма ординат линий влияния под колесами двух максимально сближенных кранов.

Давление на колонну на противоположной стороне пролета при этом будет

$$D_{\min} = F_{\min} \sum y,$$

где F_{\min} – максимальное и минимальное давление колеса крана на рельс (берется по ГОСТу на кран).

Аналогично определяется горизонтальная сила T , действующая на колонну от торможения тележек двух кранов в одном пролете:

$$T = 0,1(Q + G)/2 \sum y,$$

где $0,1(Q + G)$ – тормозное усилие тележки, которое передается на один подкрановый рельс и распределяется поровну между двумя колесами; Q – грузоподъемность крана; G – собственный вес тележки. Коэффициент надежности по нагрузке от кранов $\gamma_f = 1,1$.

Всего в расчете поперечной рамы учитывают пять нагрузок от мостовых кранов: вертикальные от двух кранов при действии D_{\max} на крайнюю или среднюю колонны или от четырех кранов и горизонтальные при действии силы T на крайнюю или среднюю колонны.

17.3. Покрытия одноэтажных зданий

Когда в качестве стропильных конструкций применяют балки, фермы или арки, покрытие может быть прогонное или беспрогонное. В первом случае по ригелям поперечных рам укладывают железобетонные прогоны, а по ним – плиты размером $3 \times 0,5$ или $1,5 \times 0,5$ м. Во втором - по ригелям укладываются ребристые плиты размером 3×12 или 3×6 м и как доборные – $1,5 \times 12$ и $1,5 \times 6$ м. Беспрогонная система более индустриальна и принята в качестве основной.

Ребристые плиты 3×12 м (рис. 7.3) имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные – 40×150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах – вуты – для повышения надежности, что играет большую роль

при систематическом воздействии горизонтальных нагрузок от мостовых кранов.

Продольные ребра армируют предварительно напряженной арматурой, стержневой или канатной, ребра и полку – сварными каркасами и сетками. Применяют бетон классов В30, В40. Плиты размером 3×6 м (также типовые) тоже имеют продольные и поперечные ребра и армируются аналогично плитам 3×12 м.

Плиты двухконсольные типа 2Т размерами 3×12 и 3×6 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м друг от друга (см. рис. 7.2). Консольные свесы полки уменьшают изгибающие моменты в поперечном направлении и поперечных ребер не делают. Форма конструкции упрощается. Для плит размером 3×12 м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируются полки.

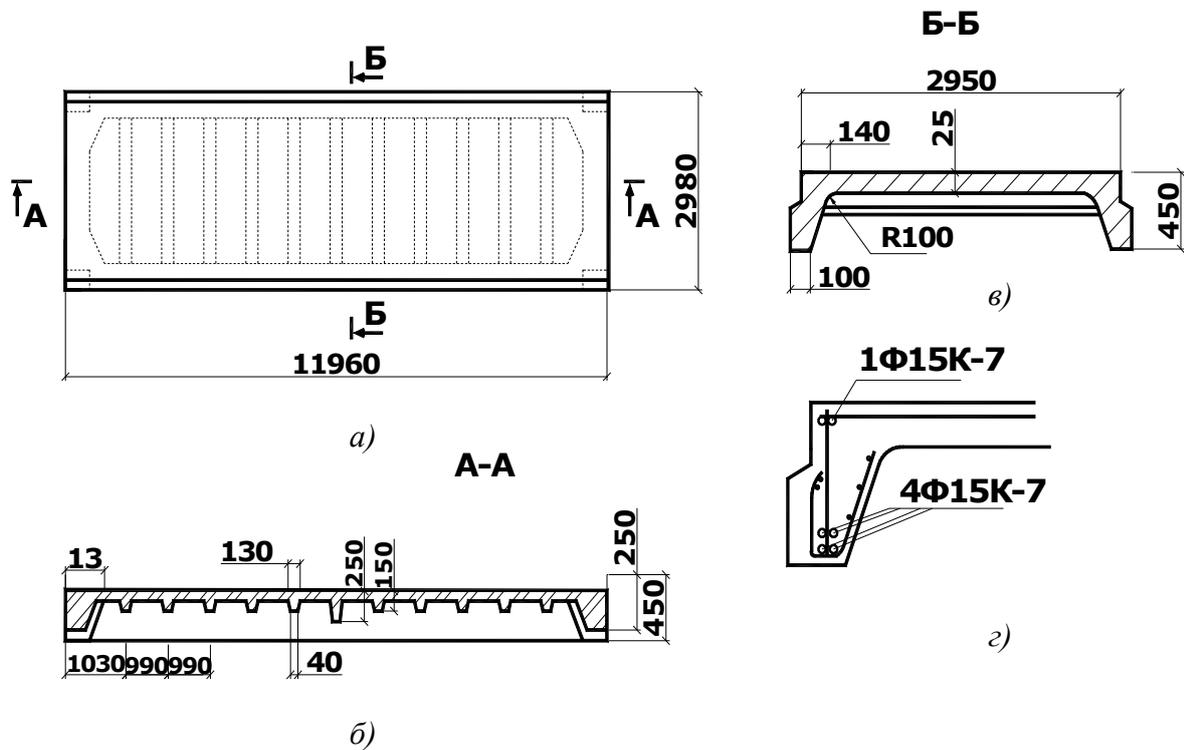


Рис. 7.3. Ребристая плита покрытия размером 3×12 м: а – вид сверху; б – продольный разрез; в – поперечный разрез; г – схема армирования

Связь ребер с полкой обеспечивается выпусками арматуры и сцеплением бетона. При этом класс бетона для полки может быть снижен до В15. Плиты размером 3×6 м изготавливают как отдельно, так и целиком.

При конструктивной схеме с крупноразмерными плитами на пролет применяют плиты 2Т (рис. 7.4), сводчатые плиты КЖС и ребристые под малоуклонную кровлю. Плиты имеют размеры 3×18 и 3×24м.

Плиты 2Т имеют в этом решении трапецевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины 25...60 мм.

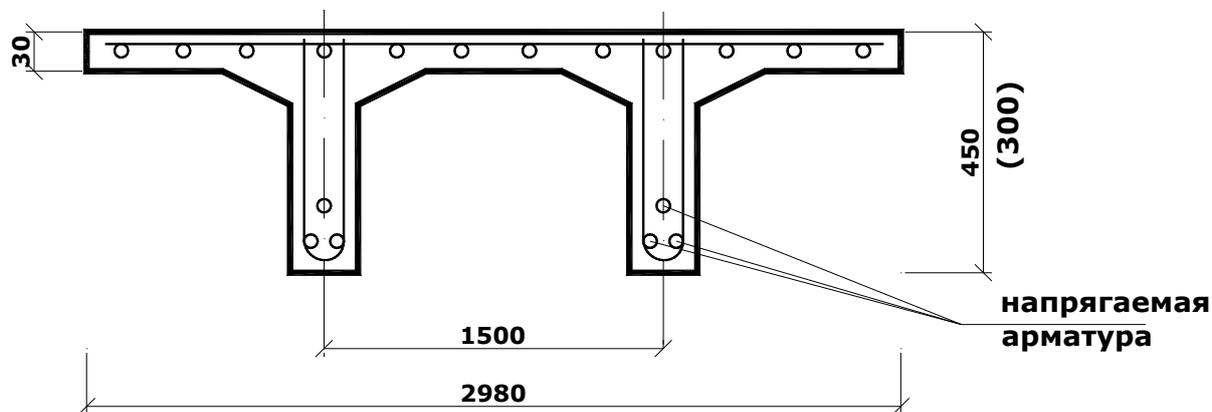


Рис. 7.4. Плита покрытия типа 2Т

Плиты КЖС имеют продольные ребра криволинейного очертания с уширениями внизу иверху и гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета и 140...160 мм в торце у опор (рис. 7.5).

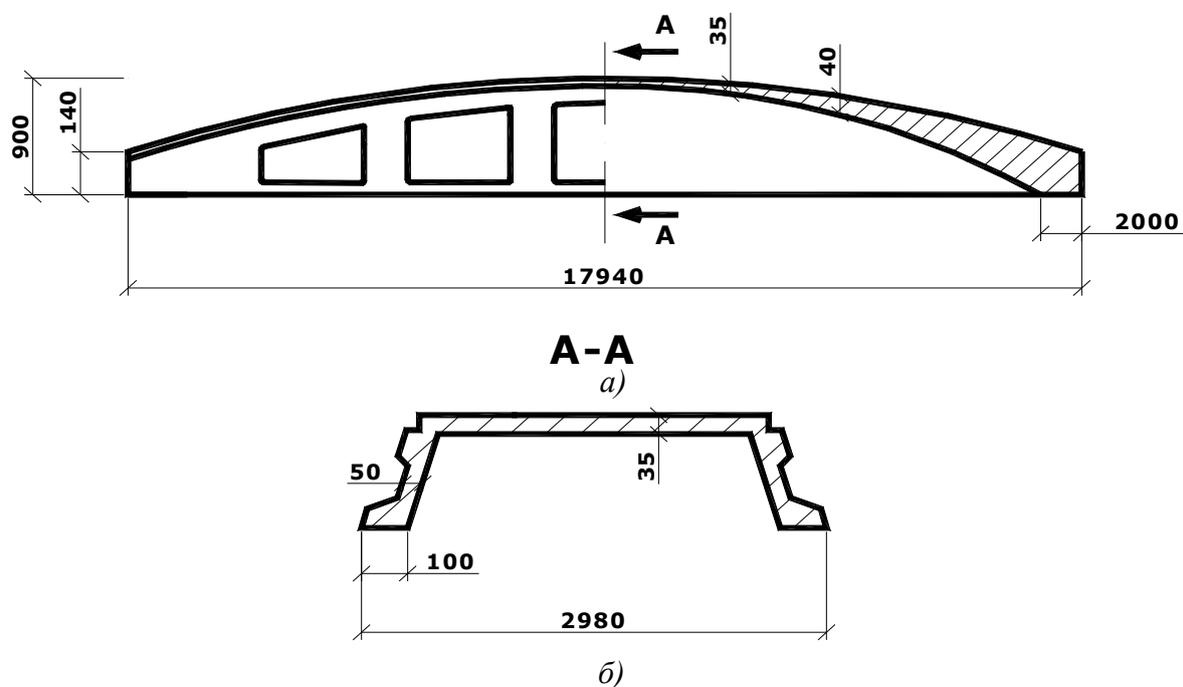


Рис. 7.5. Плита покрытия КЖС: а – общий вид; б – поперечное сечение

Плиты ребристые под малоуклонную кровлю имеют трапецевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:20, 1:30, поперечные ребра с шагом 1000 мм и полку толщиной 25 мм (рис. 7.6).

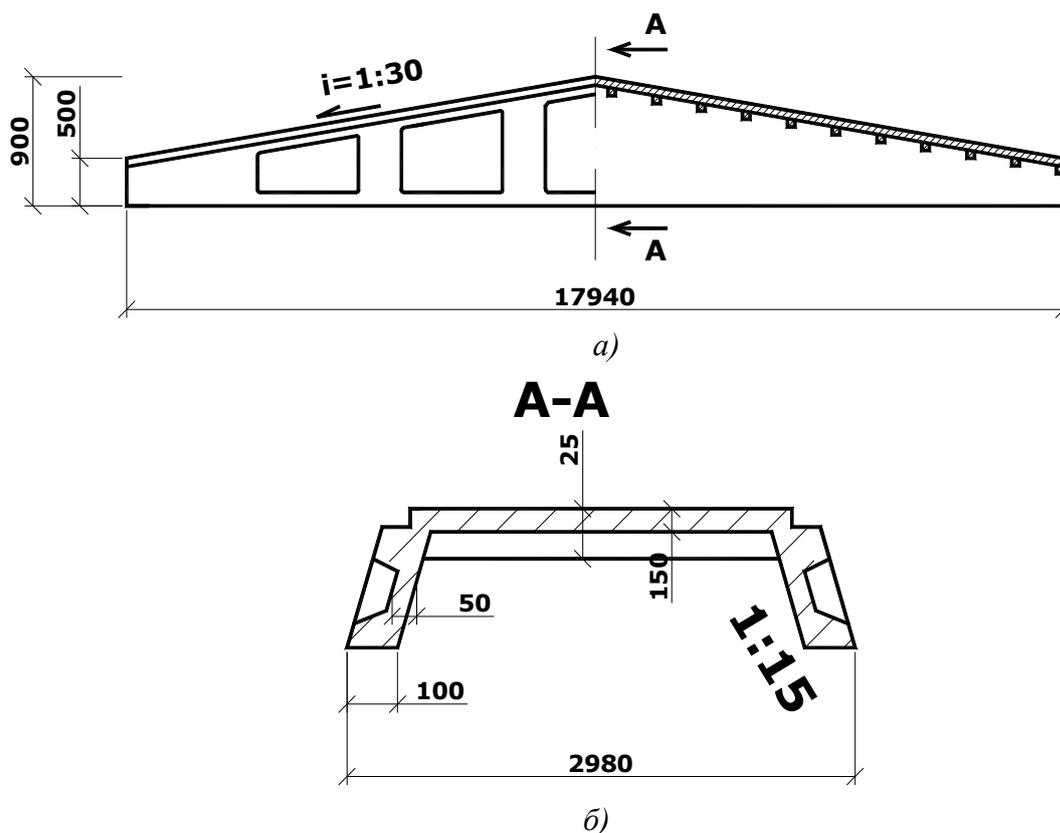


Рис. 7.6. Плита ребристая под малоуклонную кровлю:
а – общий вид; б – поперечное сечение

Ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС по технико-экономическим показателям, но при малом уклоне покрытия удобно применять средства механизации при выполнении кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднительно.

Лекция 18. Стропильные конструкции – ригели поперечных рам

В качестве ригелей поперечных рам применяют предварительно напряженные балки, фермы, арки.

18.1. Балки покрытий

Балками можно перекрыть пролеты 12, 18, 24 м. Наиболее экономичное поперечное сечение балки – двутавровое. Балки односкатного покрытия показаны на рис. 7.7. При двускатном покрытии высота сечения балки переменна. Верхний пояс может быть прямолинейным, ломаным, криволинейным (рис. 7.8).

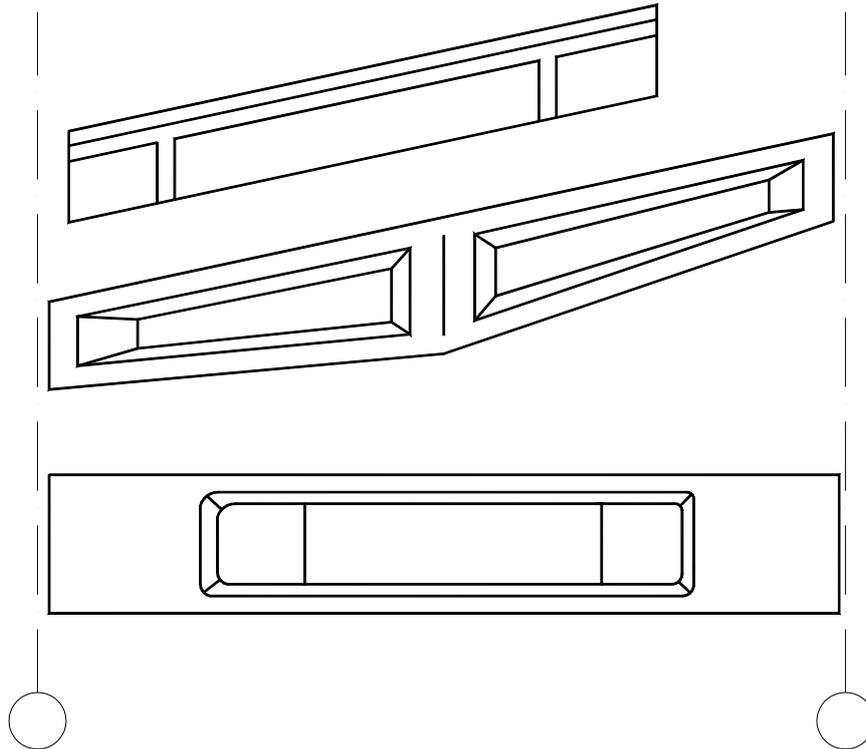


Рис. 7.7. Балки для односкатного и плоского покрытий

Высота сечения на опоре 800 или 900 мм. Высота сечения в середине определяется уклоном 1:12; для балки с ломаным верхним поясом она может быть чуть больше.

Балки с криволинейным верхним поясом могут быть самыми экономичными, но они нетехнологичны. Балки односкатного покрытия могут быть с параллельными поясами или с ломаным нижним поясом; балки плоского покрытия – с параллельными поясами.

Ширину верхней полки берут $(1/50 \dots 1/60)l$ (для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже), ширину нижней – 250...300 мм (из условий удобного размещения продольной растянутой арматуры).

Балки выполняют из бетона классов В25, В30, В40. Нижний пояс армируется предварительно напряженной арматурой классов А1000, Вр1500 диаметром 5 мм,

Предварительно напряженную арматуру охватывают хомутами из стали А240 с шагом 500 мм (рис. 7.9).

В верхней полке размещают сварной каркас из продольных стержней класса А500 и поперечных из проволоки В500. Стенку балки армируют сварными каркасами с поперечными рабочими стержнями из арматуры А500 и продольными монтажными из арматуры А240.

Приопорные участки дополнительно усиливают сварными сетками косвенного армирования, поперечными стержнями, которые приваривают к закладным деталям. Это предотвращает образование продольных трещин при отпуске напрягаемой арматуры.

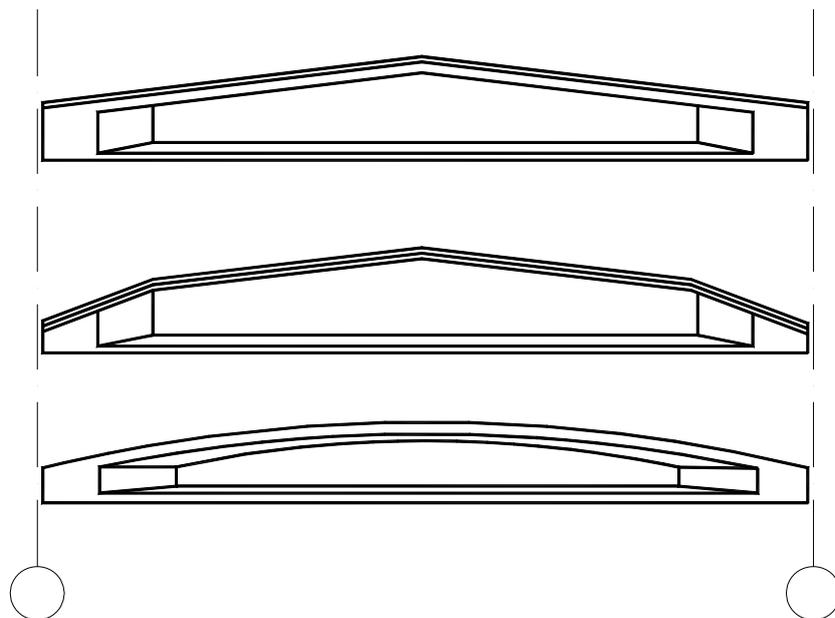


Рис. 7.8. Балки для двускатных покрытий

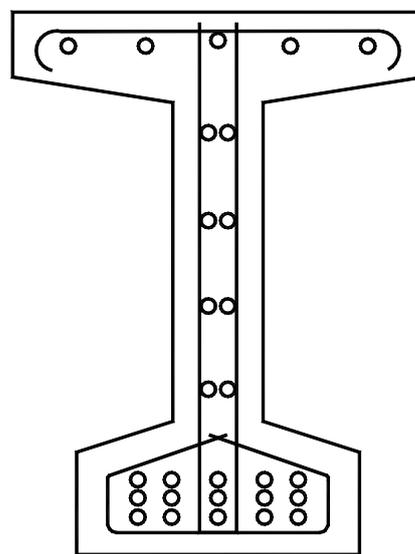


Рис. 7.9. Поперечное сечение и армирование двускатной двутавровой балки

туры с упоров. Повысить трещиностойкость опорного участка можно также предварительным напряжением и поперечной арматуры. Для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих при отпуске напрягаемой арматуры в верхней зоне, балку иногда армируют конструктивно напрягаемой арматурой на уровне верха сечения на опоре.

Толщину стенки берут 60...100 мм из расчета на прочность и трещиностойкость по наклонному сечению. У опор ее толщина увеличивается, образуется ребро; в средней части пролета, где поперечные силы невелики, стенка может иметь отверстия для экономии бетона и удобства пропуска коммуникаций. Двускатные балки с несколькими такими отверстиями называют решетчатыми, их ширина – 200, 240, 280 мм. Для крепления плит покрытия в верхнем поясе балок закладывают стальные детали.

18.2. К расчету балок

Балка покрытия представляет собой однопролетную шарнирно опирающуюся балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой или сосредоточенными силами в местах опирания ребристых плит. Если число сосредоточенных сил пять или больше, то они заменяются эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Расчетная схема балки показана на рис. 7.10.

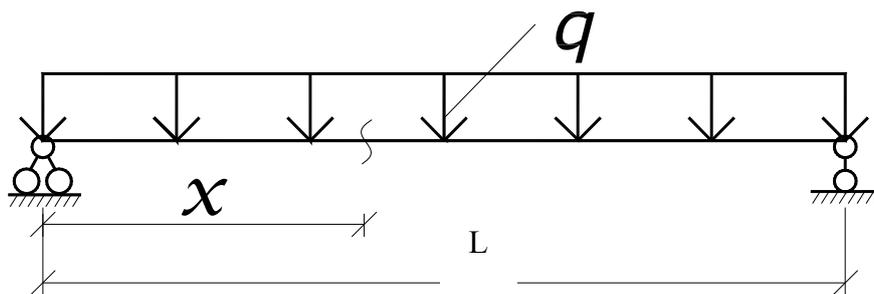


Рис. 7.10. Расчетная схема балки покрытий

Изгибающий момент в сечении с координатой x

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} = \frac{qx}{2}(l - x),$$

где q – интенсивность нагрузки; l – пролет,

или через усилие в арматуре растянутой зоны

$$M(x) = \zeta h_0 R_s A_s(x),$$

где h_0 – полезная высота сечения; R_s – расчетное сопротивление арматуры.

Откуда

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

где $A_s(x)$ – требуемое сечение арматуры;

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi,$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны.

Поскольку высота сечения балки переменна, опасное сечение не будет располагаться в середине пролета, где действует наибольший момент. Опасным будет сечение, для которого требуется наибольшее сечение арматуры. Для того чтобы его найти, необходимо исследовать на максимум функцию $A_s(x)$. При уклоне верхнего пояса балки 1:12 высота ее

$$h(x) = h_{\text{оп}} + \frac{x}{12},$$

где $h_{\text{оп}}$ – высота балки на опоре.

Если принять, что

$$\frac{h_0}{h} = \beta = \text{const},$$

то

$$h_0(x) = \beta \left(h_{\text{оп}} + \frac{x}{12} \right).$$

С учетом этого уравнение $\frac{dA(x)}{dx} = 0$ приводится к виду

$$x^2 + 24h_{\text{оп}}x - 12h_{\text{оп}}l = 0.$$

Если принять $h_{\text{оп}} = l/24$, то координата опасного сечения $x = 0,37 l$.

Если покрытие имеет фонарь, то опасным может быть сечение под фонарной стойкой.

Поперечную арматуру балки определяют из расчета на прочность по наклонному сечению. Затем выполняют расчеты балки по второй группе предельных состояний, а также расчеты на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании, монтаже.

Технико-экономические показатели представлены в таблице.

*Технико-экономические показатели двускатных
балок пролетом 18 м при шаге 6 м и расчетной нагрузке 3,5 ... 5,5 кН/м²*

Тип балки	Масса, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали на балку, кг
Двутавовая с предварительно напряженной арматурой:	9,1	B25, B40	3,64	568...738
	»	B30, B40	»	360...565
	»	B25, B40	»	359...552
Решетчатая с напрягаемой арматурой:	8,5...12,1	B30, B40	3,4...4,84	530...875
	»	»	»	418...662
	»	»	»	397...644

Балки двутавовые экономичнее решетчатых по расходу бетона примерно на 13 %, по расходу арматуры – на 15 %. При наличии подвесных кранов расход стали в балках увеличивается на 20...30 %.

Лекция 19. Фермы покрытий

Железобетонные фермы применяют в качестве ригелей поперечных рам при пролетах 18, 24, 30 м. В сравнении со стальными расход металла в них меньше вдвое, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и выше обычно применяют стальные фермы, хотя технически возможно применение железобетонных ферм и при пролетах 60 м и больше. Различают следующие типы ферм (рис. 7.11):

- а) сегментные с верхним поясом ломаного очертания;
- б) арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом криволинейного очертания;
- в) арочные безраскосные с жесткими узлами;
- г) полигональные с параллельными поясами или трапециевидные;
- д) полигональные с ломаным нижним поясом.

Сегментные раскосные фермы экономичнее арочных безраскосных по расходу бетона на 12 %, арматуры – на 10 %. При наличии подвесных кранов расход стали в фермах увеличивается на 20...30 %.

Высота ферм в середине пролета ($1/7 \dots 1/9$) l . Панели верхнего пояса 3 м (и только у арочных раскосных больше). Нагрузка от ребристых плит передается в узлы. В арочных раскосных фермах изгибающие моменты от внеузлового приложения нагрузки уменьшаются благодаря эксцентриситету продольной сжимающей силы, которая вызывает момент другого знака. В арочных безраскосных фермах возникают значительные моменты в стойках и поясах, но эти фермы удобны в изготовлении, удобны для малоуклонных и плоских кровель, для трассировки коммуникаций. Полигональные фермы также удобны для малоуклонных и плоских кровель. Фермы с ломаным нижним поясом удобны на монтаже; они устойчивы, не требуют временных креплений.

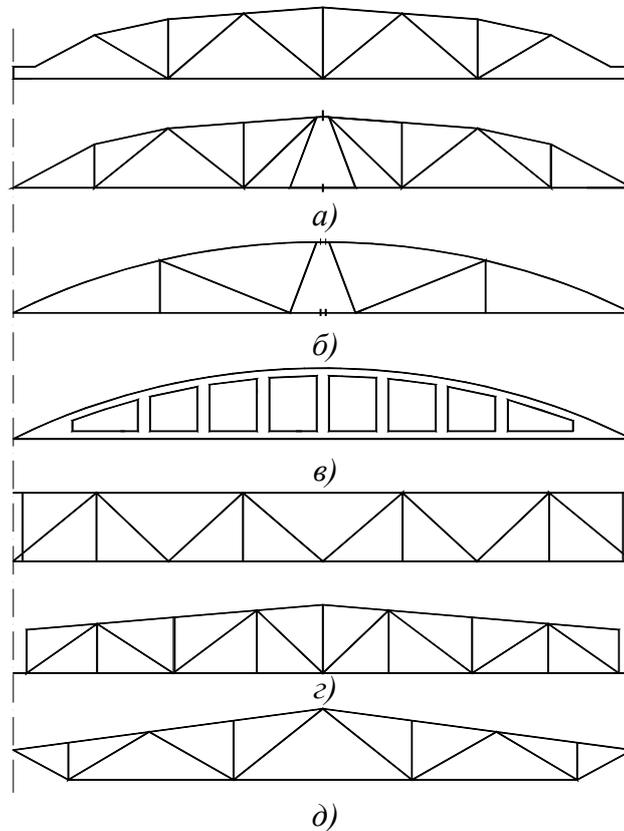


Рис. 7.11. Фермы покрытий: а – сегментные с верхним поясом ломаного очертания; б – арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом криволинейного очертания; в – арочные безраскосные с жесткими узлами; г – полигональные с параллельными поясами или трапецевидные; д – полигональные с ломаным нижним поясом

Фермы пролетом 18 м (а иногда и 24 м) изготавливают цельными; пролетом 30 м – из двух полуферм. Стык нижнего пояса делают выносным, т.е. располагают между узлами (для удобства). При этом устраивают дополнительные конструктивные подкосы, которые в расчете не учитывают. Решетка ферм может быть закладной, т.е. из заранее изготовленных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и заводят в узлы на 30 - 50 мм, или изготавливаемой одновременно с бетонированием поясов. Второй вариант применяют чаще. При этом ширина решетки равна ширине поясов, а в первом случае она несколько меньше. Ширину поясов берут одинаковой (из условий удобства изготовления): 200...250 мм при шаге 6 м, 300...350 мм при шаге 12 м.

Нижний пояс ферм, а для некоторых типов и растянутые раскосы выполняют предварительно напряженными с натяжением арматуры на упоры. Необходимо соблюдать расстояние в свету между стержнями, канатами, спаренными проволоками, чтобы обеспечить возможность укладки и уплотнения бетона. Всю растянутую арматуру охватывают замкнутыми хомутами, которые ставят конструктивно с шагом 500 мм. Верхний пояс и элементы решетки армируют сварными каркасами. В узлах ферм устраивают специальные уширения - вуты, что, в частности, позволяет лучше заармировать узел и заанкерить арматуру элементов решетки. Узлы армируют окаймляющими цельногнутыми стержнями диаметром 10 - 18 мм и вертикальными поперечными стержнями диаметром 6...10 мм с шагом 100 мм, объединенными в сварные каркасы.

Арматуру элементов решетки заводят в узлы, а растянутые стержни снабжают анкерами в виде коротышей, петель, высаженных головок. Надежность заделки проверяют расчетом. Опорные узлы армируют дополнительной продольной ненапряженной арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки напрягаемой арматуры и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, для предотвращения продольных трещин при отпуске арматуры с упоров ставят поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки косвенного армирования*.

*Армирование узлов, особенно опорного, посмотреть в литературе.

В расчетной схеме фермы при узловой передаче нагрузки соединения элементов в узлах считают шарнирными, и элементы рассчитывают как центрально сжатые или растянутые. При внеузловой передаче нагрузки верхний пояс рассматривают как неразрезную балку, опорами для которой служат узлы фермы. Расчетные длины элементов фермы в плоскости и из нее берут разными, различны они также для элементов пояса и решетки, учитывают постоянные и временные нагрузки, неравномерное распределение снеговой нагрузки у фонарей и по покрытию. В частности, рассматривают невыгодное для элементов решетки загрузку снегом и подвесным транспортом одной половины фермы.

Лекция 20. Расчет арматуры опорного узла

1. Расчет на отрыв по линии АВ под действием силы $N \cdot \sin \alpha$ (рис. 7.12).

Усилие в продольной напрягаемой арматуре нижнего пояса в сечении АВ

$$N_{sp} = A_{sp} R_{sp} \cdot l_p^0 / l_p,$$

где A_{sp} – площадь сечения предварительно напряженной арматуры; R_{sp} – расчетное сопротивление этой арматуры; l_p^0 и l_p – длина заделки арматуры в узле за линией АВ и длина, обеспечивающая полное использование арматуры.

Поскольку $l_p^0 / l_p < 1$, ставят дополнительно арматуры продольную ненапрягаемую и поперечную. Сечение продольной арматуры принимают $A_s = 0,2N / R_s$, где N – расчетное усилие нижнего пояса.

Усилие в ненапрягаемой арматуре:

$$N_s = A_s R_s l_{an}^0 / l_{an},$$

где l_{an}^0 и l_{an} – длина анкерования за линией АВ и полная требуемая длина анкерования. Площадь сечения поперечной арматуры A_{sw} определяют из условия прочности.

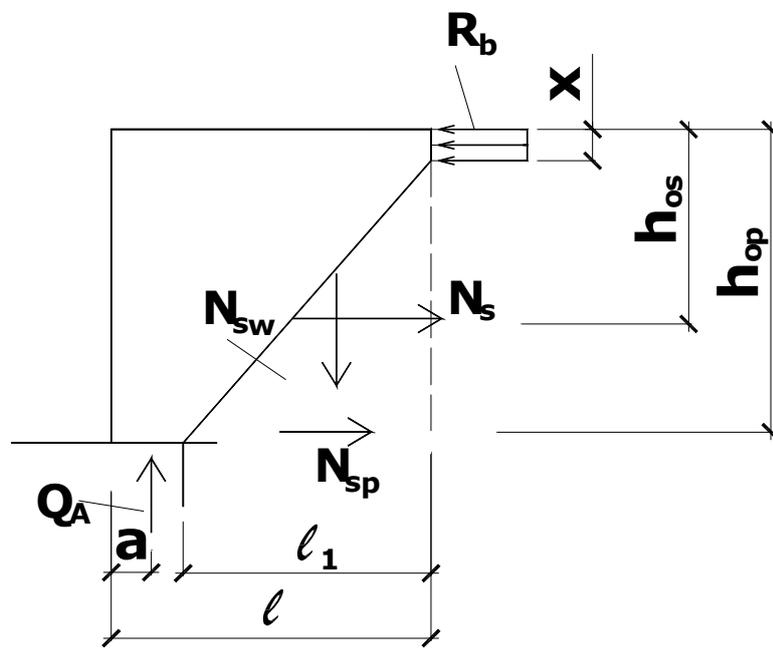
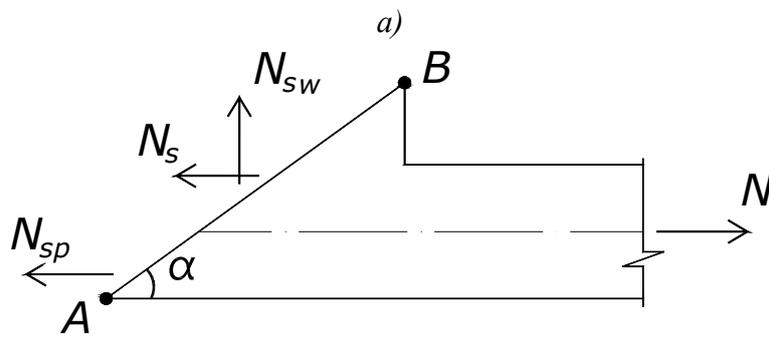
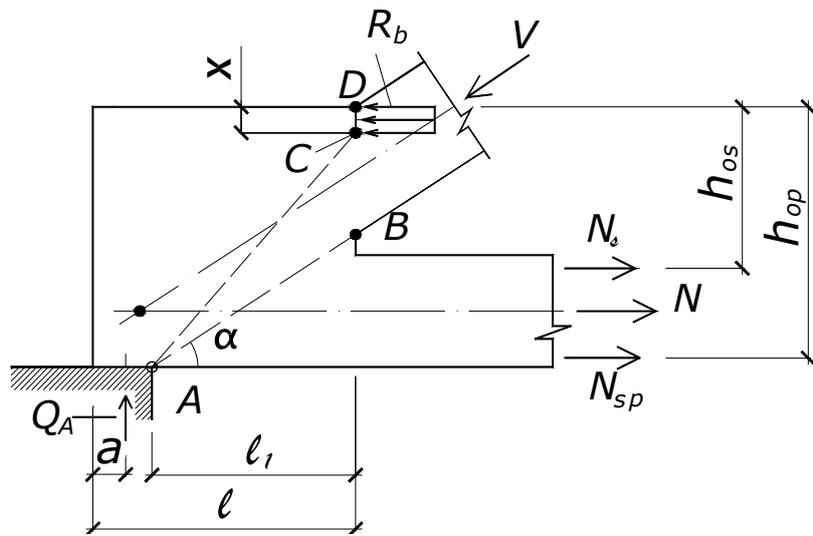


Рис. 7.12. К расчету арматуры опорного узла:
 а – схема опорного узла; б – к расчету на отрыв по линии АВ;
 в – к расчету по наклонному качению

Условие прочности может быть написано в виде

$$N \cdot \sin \alpha \leq N_{sp} \sin \alpha + N_s \sin \alpha + N_{sw} \cos \alpha \text{ или}$$

$$N \leq N_{sp} + N_s + N_{sw} \cdot \operatorname{ctg} \alpha .$$

$$N_{sw} = A_{sw} R_{sw} n ,$$

где n – число поперечных стержней, пересекающих линию АВ не ближе, чем в 100 мм от точки А.

2. Проверка прочности на изгиб по наклонному сечению АСD (см. рис. 7.12).

CD = X – высота сжатой зоны

$$x = (N_{sp} + N_s) / (R_b b) .$$

Условие прочности

$$Q_A = (l - a) \leq N_{sp} \left(h_{0p} - \frac{x}{2} \right) + N_s \left(h_{0s} - \frac{x}{2} \right) + N_{sw} (l_1 - 10) / 2 .$$

20.1. Расчет арматуры промежуточного узла

Расчет ведут на отрыв по линии АВС (рис. 7.13). Определяют сечение поперечных стержней A_{sw} . Они должны скомпенсировать уменьшение усилия в растянутой арматуре в сечении АВС вследствие недостаточной анкеровки стержней.

Условие прочности:

$$N \leq N_{sw} \cdot \cos \varphi + N(K_2 l_1 + a) / (K_1 l_{an}) ,$$

где N – расчетное усилие в растянутом раскосе; φ – угол между поперечными стержнями и растянутым раскосом; K_2 – коэффициент, учитывающий особенности работы узла, в котором сходятся растянутый и сжатый раскосы, для узлов верхнего пояса $K_2 = 1$; l_1 – длина заделки арматуры растянутого раскоса за линией АВС; a – условное увеличение длины заделки для арматуры с анкерами; $K_1 = \sigma_s / R_s$, σ_s – напряжение в арматуре растянутого раскоса от расчетной нагрузки; l_{an} – заделка арматуры, обеспечивающая полное ее использование.

Откуда

$$N_{sw} \cdot \cos \varphi \geq N(1 - (K_2 l_1 + a) / (K_1 l_{an})) .$$

$$N_{sw} = A_{sw} R_{sw} n ,$$

где n – число поперечных стержней, пересекающих линию ABC не ближе 100 мм к точкам A и C и имеющих в пределах вута заделку не менее $30d$ (с учетом загнутых участков).

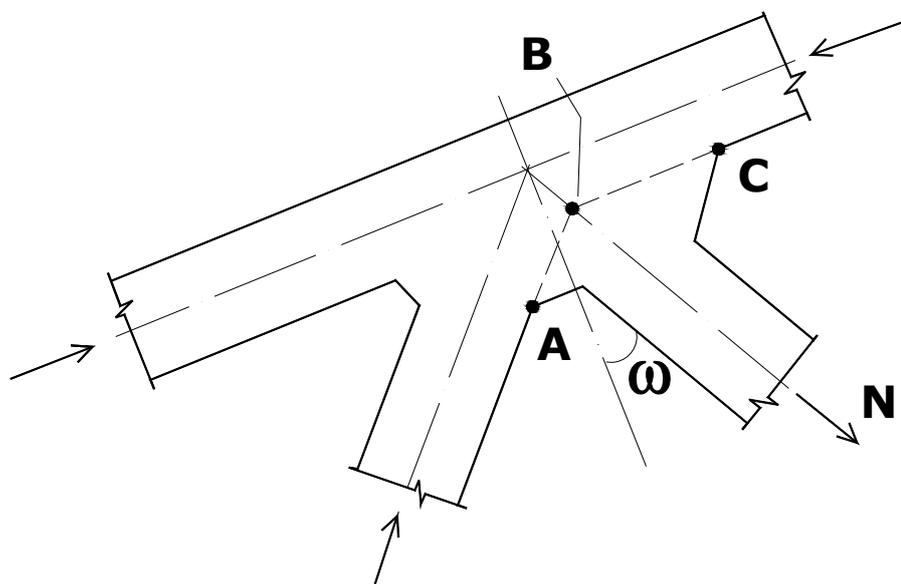


Рис. 7.13. К расчету промежуточного узла

Окаймляющую арматуру промежуточного узла рассчитывают по формуле

$$N_{os} = 0,04(D_1 + 0,5D_2),$$

$$A_s = N_{os} / (n_2 R_{os}),$$

где D_1 – наибольшее усилие в растянутых раскосах, сходящихся в узле; D_2 – усилие в другом растянутом раскосе этого узла; n_2 – число окаймляющих стержней в узле; $R_{os} = 90$ МПа – расчетное напряжение окаймляющей арматуры, установленное из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

Расчет трещиностойкости растянутого пояса раскосной фермы выполняют с учетом изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов фермы. В фермах со слабо работающей решеткой эти моменты могут быть определены из расчета нижнего пояса как неразрезной балки с заданными осадками опор.

Расчет фермы выполняют также на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании, монтаже.

Для безраскосной фермы в расчетной схеме принимается жесткое соединение поясов и стоек в узлах. Рассматривают статически неопреде-

лимую систему с замкнутыми контурами. Для определения усилий используют ЭВМ или приближенные методы.

В поперечных сечениях элементов безраскосных ферм возникают продольные силы и изгибающие моменты. Верхний пояс и стойки испытывают внецентренное сжатие. Расчет таких элементов на прочность рассмотрен подробно в лекции 9, посвященной колоннам. При определении гибкости элемента расчетная длина берется по-разному в плоскости и из плоскости ферм и в зависимости от величины эксцентриситета сжимающей силы [1].

Нижний пояс испытывает внецентренное растяжение. В расчете на прочность учитывают максимальный момент, возникающий по краям наиболее напряженной панели у грани вута ($\max M_{\Gamma}$). Эксцентриситет сжимающей силы

$$e_0 = \max M_{\Gamma} / N$$

обычно оказывается небольшим, все сечение растянуто, линия действия силы N располагается между более растянутой арматурой S и менее растянутой S' . Принимается симметричное армирование. Сечение $A_S = A'_S$ находится из равенства нулю суммы моментов сил относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры S' :

$$Ne' \leq R_S A_S (h_0 - a'),$$

где $e' = e_0 + h/2 - a'$.

Далее рассчитывают предварительно напряженный нижний пояс на образование и раскрытие трещин и ферму по перемещениям.

20.2. Подстропильные конструкции

Подстропильными конструкциями могут быть балки или фермы. Выполняют их предварительно напряженными стержневой, канатной или проволочной арматурой с натяжением на упоры из бетона классов В30, В40. Стропильные фермы передают нагрузку на подстропильные в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета к нижнему узлу. Усилия в элементах подстропильной фермы определяются с учетом жесткости узлов. Расчет ведется по прочности и трещиностойкости.

Лекция 21. Арки

При пролете более 30 м арки экономичнее ферм. Распространены пологие двухшарнирные арки со стрелой подъема $f = (1/6 \dots 1/8)l$ (рис. 7.14).

Распор обычно воспринимается затяжкой. В сечениях арки возникает изгибающий момент

$$M(x) = M_b(x) - Hy,$$

где $M_b(x)$ – балочный момент; H – распор; y – ордината сечения над уровнем затяжки. Моменты в арке будут равны нулю, если ее очертание будет совпадать с кривой давления, ординаты которой

$$y = M_b / H.$$

При равномерно распределенной нагрузке и несмещающихся опорах кривая давления представляет собой квадратную параболу:

$$y = 4f\zeta(1 - \zeta),$$

где $\zeta = x/l$.

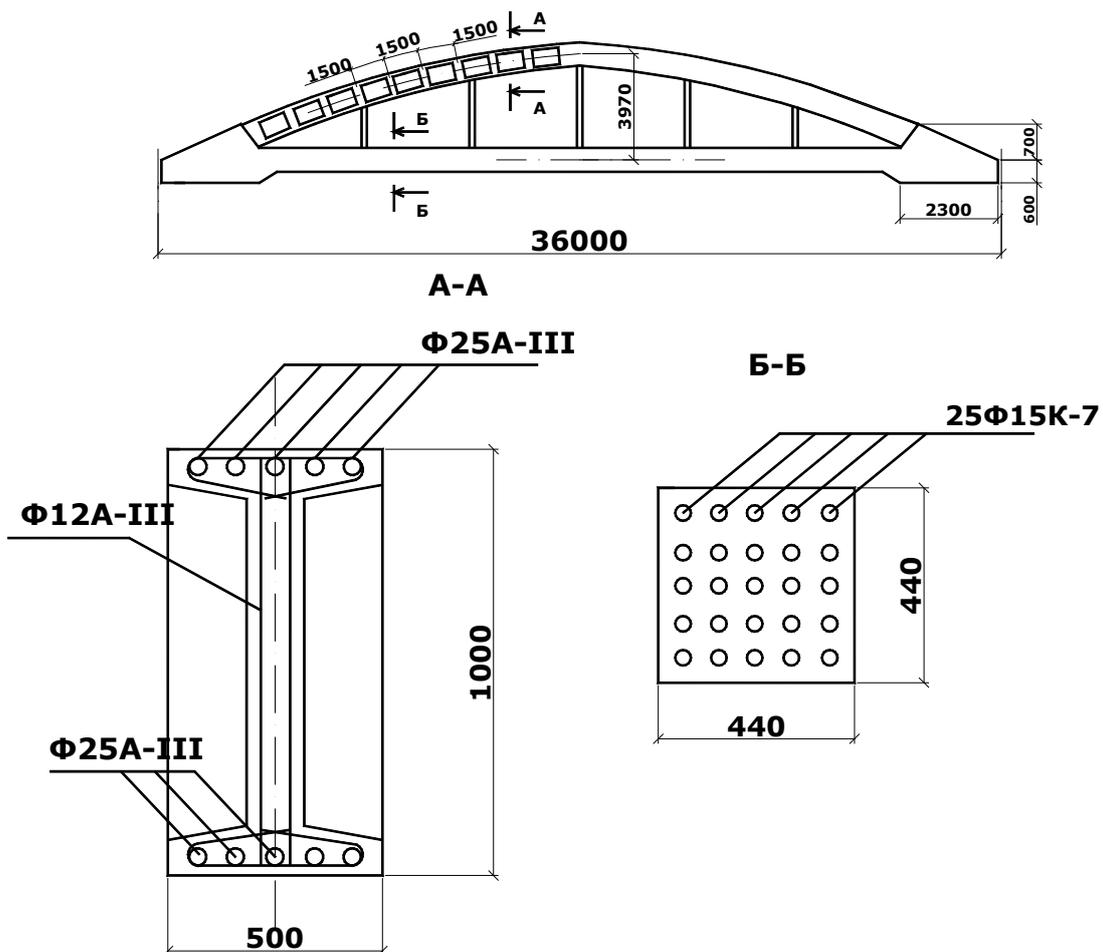


Рис. 7.14. Арка покрытия

Полного совпадения оси арки с кривой давления достичь невозможно, т.к. она изменяется с изменением распределения нагрузки, а также под влиянием усадки и ползучести бетона. Для того чтобы упростить изготовление арок, пологие двухшарнирные арки обычно описывают по окружности. Конструируют арки как внецентренно-сжатые элементы. Сечение может быть прямоугольным или двутавровым с симметричным двойным армированием. Затяжку выполняют предварительно напряженной и для уменьшения ее провисания через 5...6 м устраивают железобетонные или стальные подвески. Арку выполняют из отдельных блоков длиной $\approx 6,0$ м, которые при монтаже соединяют сваркой выпусков арматуры или закладных деталей. Затяжку выполняют целой с опорными узлами предварительно напряженной с натяжением на упоры арматуры в виде канатов.

Большепролетные высокие арки обычно делают трехшарнирными. Распор передают на фундаменты и грунты основания или устраивают затяжку ниже уровня пола.

При расчете арок учитывают вес покрытия и арок, снеговую нагрузку, действующую по всему пролету или по одной половине, ветровую нагрузку. Большепролетные арки рассчитывают на усадку и ползучесть бетона. В расчетной схеме пологую двухшарнирную арку очерчивают по квадратной параболе. Размеры сечения предварительно принимают

$$h = (1/30 \dots 1/40)l;$$

$$b = (0,4 \dots 0,5)h.$$

Предварительно сечение арматуры затяжки определяют по распору:

$$H = 0,9ql^2 / (8f).$$

Двухшарнирные арки рассчитывают как статически неопределимые системы. При определении перемещений учитывают моменты и продольные силы. Предварительное напряжение затяжки увеличивает распор и уменьшает изгибающий момент в арке.

Трехшарнирные арки статически определимы. Если опоры в одном уровне и ключевой шарнир в середине, то

$$H = M_{bm} / f,$$

где M_{bm} – балочный момент в середине пролета (в месте расположения ключевого шарнира).

Усилия в сечениях арки определяют по формулам

$$M = M_b - Hy,$$

$$Q = Q_b \cdot \cos \varphi - H \cdot \sin \varphi,$$

$$N = Q_b \cdot \sin \varphi + H \cdot \cos \varphi,$$

где Q_b – балочная поперечная сила; φ – угол наклона к горизонту касательной к оси арки.

Усилия определяют для нескольких сечений по длине арки от разных нагрузок отдельно и сводят в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия. Сечение арматуры подбирают по формулам для внецентренно-сжатых элементов. Для того чтобы учесть влияние продольного изгиба, в плоскости арки расчетную длину принимают:

- для трехшарнирной арки – $0,58 S$,
- двухшарнирной – $0,54 S$,
- бесшарнирной – $0,36 S$,

где S – длина дуги.

Поперечные силы в арках незначительны. Поперечную арматуру ставят по расчету или конструктивно. Арматуру затяжки подбирают как для растянутого элемента по расчету на прочность и трещиностойкость.

Лекция 22. Расчет колонн

Расчет колонн можно разделить на две части:

1) расчет поперечной рамы здания с целью определения внутренних усилий, возникающих в колоннах от постоянных и временных нагрузок, причем от каждой временной нагрузки отдельно;

2) определение сочетаний внешних нагрузок, вызывающих экстремальные внутренние усилия в расчетных сечениях колонны, и расчет колонны по предельным состояниям первой и второй групп.

22.1. Расчет поперечной рамы

Поперечная рама двухпролетного здания (рис. 7.15) – это один раз кинематически неопределимая система.

При расчете ее методом перемещений возникает одно неизвестное – горизонтальное перемещение рамы на уровне ее верха – уровне ригеля. Решение задачи может быть достигнуто в четыре шага.

1. Определяют жесткость системы на горизонтальное перемещение на уровне ригеля. Жесткость есть сила, вызывающая единичное перемеще-

ние в направлении своего действия. Колонны оказывают сопротивление перемещению.

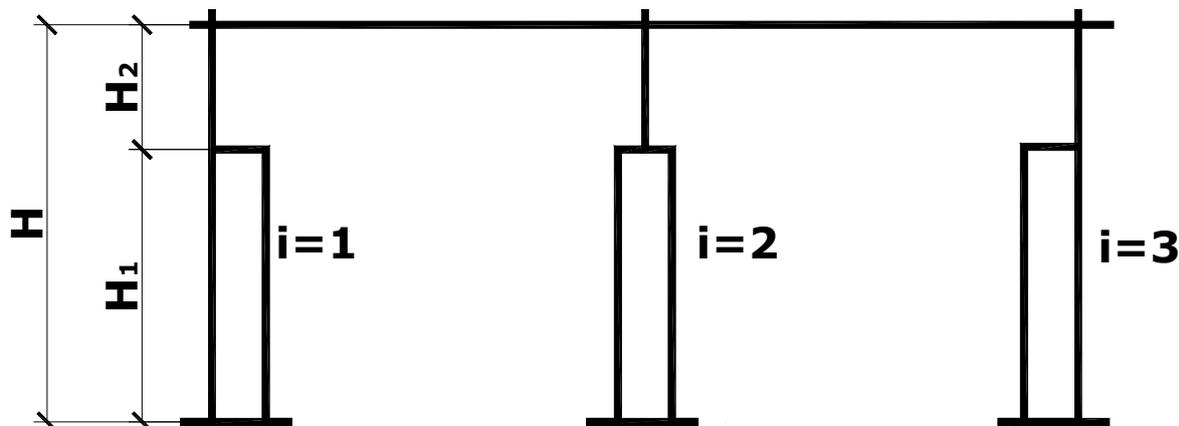


Рис. 7.15. Расчетная схема поперечной рамы

Жесткость системы равна сумме жесткостей колонн:

$$R_s = \sum r_i, i=1, 2, 3.$$

Жесткость отдельной колонны определяют по формуле

$$r_i = \frac{1}{\delta_{11}},$$

где δ_{11} - перемещение верха колонны, освобожденной от ригелей, вызываемое единичной силой (рис. 7.16).

Величину δ_{11} определяют по интегралу О. Мора с перемножением эпюр по правилу Верещагина. При этом для двухветвевых колонн в пределах подкрановой части (где колонна имеет сдвиговую податливость) перемножают не только эпюры моментов, но и поперечных сил. Сдвиговую жесткость колонн определяют как силу K , вызывающую относительный сдвиг, равный единице. Рассматривают фрагмент колонны высотой в одну панель S (рис. 7.16).

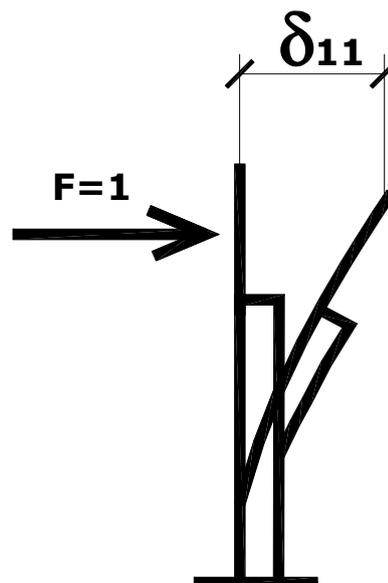


Рис. 7.16. Перемещение от единичной силы

По таблицам, используемым при расчете рам методом перемещений (табл. 2.11 п. 9, [4]), находим

$$K = 24EJ / s^2,$$

где EJ – изгибная жесткость одной ветви колонны.

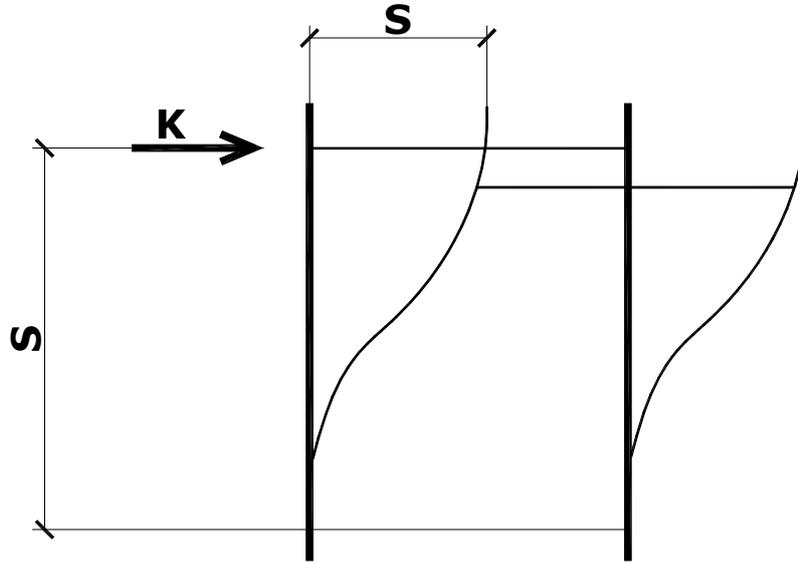


Рис. 7.17. К определению сдвиговой жесткости колонны

2. Определяют силы f_i , с которыми колонны, воспринимающие нагрузки, действуют на ригель:

$$f_i = r_i \Delta_{1F}^{(i)}.$$

где $\Delta_{1F}^{(i)}$ - перемещение верха колонны, свободной от ригелей, вызываемое внешней нагрузкой.

Величину $\Delta_{1F}^{(i)}$ определяют по интегралу О. Мора с перемножением эпюр по правилу Верещагина.

Полное воздействие на ригель

$$F_s = \sum f_i, \quad i = 1, 2, 3.$$

3. Определяют горизонтальное перемещение верха системы Δ и силы реактивного воздействия ригеля на колонны $f_e^{(i)}$:

$$\Delta = \frac{F_s}{R_s}; \quad f_e^{(i)} = r_i (\Delta - \Delta_{1F}^{(i)}).$$

4. Определяют изгибающие моменты в сечениях колонн:

$$M_i = M_1 f_e^{(i)} + M_F^{(i)},$$

где M_1 , $M_F^{(i)}$ - моменты в сечениях колонны от единичной силы и заданной внешней нагрузки. По этому выражению и строят эпюры моментов для колонн заданной рамы.

Расчеты поперечной рамы могут быть выполнены с помощью программного комплекса «Lira». По результатам расчетов строят эпюры моментов и определяют продольные и поперечные силы в сечениях колонн от каждой нагрузки отдельно (всего выполняют восемь расчетов).

22.2. Определение расчетных усилий в расчетных сечениях колонн

В качестве расчетных сечений для колонны принимают следующие:

- сечение 1 – над крановой консолью;
- сечение 2 – под крановой консолью;
- сечение 3 – у основания колонны.

Для каждого из них необходимо определить три экстремальных сочетания внешних нагрузок:

- дающее максимальный момент M_{\max} ;
- дающее минимальный момент M_{\min} ;
- дающее максимальную продольную силу N_{\max} .

Постоянная нагрузка входит во все сочетания. Кроме нее в первое сочетание входят временные нагрузки, дающие положительный момент в сечении, во второе – дающие отрицательный момент, в третье – дающие сжимающую продольную силу. При этом надо учитывать, что некоторые нагрузки не могут действовать одновременно. Если в сочетании участвует больше одной временной нагрузки, то усилия от них умножают на коэффициент сочетания $\psi_2 = 0,9$, поэтому, кроме указанных трех сочетаний, проверяют еще одно: постоянную нагрузку и одну из временных.

Лекция 23. Расчет колонн на прочность по нормальному сечению

Прежде всего необходимо определить гибкость колонны

$$\lambda = l_0 / i,$$

где l_0 - расчетная длина колонны $l_0 = \psi l$, где l – длина надкрановой или подкрановой части; ψ – коэффициент приведения длины, принимаемый для надкрановой и подкрановой частей соответственно:

- в плоскости рамы – 2,0 и 1,5;
- из плоскости – 1,5 и 0,8.

Радиус инерции поперечного сечения для сплошных колонн

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}},$$

где I – момент инерции сечения; A – площадь.

Для двухветвевых колонн

$$i \equiv r_{red} = \frac{c}{2} \sqrt{\frac{1}{1 + 3\left(\frac{c}{\psi n h}\right)^2}},$$

где r_{red} – приведенный радиус инерции составного сечения; c – расстояние между ветвями в осях; n – число панелей в подкрановой части колонны; h – высота сечения ветви.

Если гибкость колонны $\lambda > 14$, то необходимо определить критическую силу N_{cr} и коэффициент η , учитывающий влияние продольного изгиба колонны на эксцентриситет e_0 :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}, \quad D = K_b (EJ)_b + K_s (EJ)_s; \quad K_s = 0,7;$$

$$K_b = \frac{0,15}{\varphi_l (\delta_e + 0,3)}; \quad \delta_e = \frac{e_0}{h}; \quad \delta_e \geq 0,15;$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{ls}}{M_s},$$

где M_{ls} , M_s – моменты от длительных и полных нагрузок соответственно.

Для сплошных колонн моменты берутся относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны:

$$M_{ls} = M_l + N_l (h_0 - a') / 2,$$

$$M_s = M + N (h_0 - a') / 2,$$

для двухветвевых – относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой (или менее сжатой) ветви:

$$M_{ls} = M_1 + N_l \frac{h_1 - h}{2};$$

$$M_s = M + N \frac{h_1 - h}{2},$$

где M_1 , N_1 – момент и продольная сила от длительной нагрузки.

Коэффициент

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}},$$

где N – продольная сила, действующая в сечении; N_{cr} – критическая сила для колонны.

Для колонн обычно применяют симметричное армирование ($A_s = A'_s$), причем сечением арматуры задаются предварительно, а по результатам расчета оно может быть скорректировано.

Расчет сплошного сечения

Колонна испытывает внецентренное сжатие силой N , приложенной с эксцентриситетом $e_0 = \frac{M}{N}$. Используют следующие выражения:

$$N = R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s = 0, \quad (9.1)$$

$$Ne \leq R_b \alpha_m b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (9.2)$$

где e – расстояние от линии действия силы N до оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой зоны.

$e = e_0 + (h_0 - a')/2$ - для колонн с гибкостью $\lambda \leq 14$;

$e = e_0 \eta + (h_0 - a')/2$ - для колонн с гибкостью $\lambda > 14$.

Если $\xi \leq \xi_R$, то $\sigma_s = R_s$ и при симметричном армировании в уравнении (9.1) два слагаемых уничтожаются, определяет ξ , α_m и $A'_s = A_s$.

Если неравенство $\xi \leq \xi_R$ нарушается, то

$$\sigma_s = R_s \frac{1 + \xi_R - 2\xi}{1 - \xi_R}. \quad (9.3)$$

Подставляя (9.3) в уравнение (9.1), получаем

$$N = R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s \frac{2(\xi - \xi_R)}{1 - \xi_R}. \quad (9.4)$$

Уравнение (9.4) решают совместно с условием прочности (9.2): задают сечение A'_s , находят ξ , α_m , проверяют выполнение неравенства (9.2), корректируют $A'_s = A_s$.

Лекция 24. Расчет двухветвевое сечения

В поперечном сечении двухветвевой колонны действуют изгибающий момент M , продольная сжимающая сила N и поперечная сила Q . От этих усилий переходят к усилиям N_{br} и M_{br} , возникающим в сечениях ветвей:

$$N_{br} = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c},$$

где c – расстояние между ветвями в осях.

Моменты, возникающие в ветвях, определяют в предположении, что нулевая точка на эпюре моментов располагается в середине высоты S -расстояния между распорками S , а поперечная сила Q делится между ветвями поровну:

$$M_{br} = QS/4.$$

Эксцентриситет продольной силы N_{br} относительно центральной оси сечения ветви

$$e_0 = (M/N)_{br}.$$

Если эксцентриситет мал, то его заменяют случайным эксцентриситетом - максимальным из трех чисел $\frac{1}{30}h$, $\frac{1}{600}l$, 1 см, где h и l – высота сечения и длина ветви.

Расстояние от линии действия силы N_{br} до оси, проходящей через центр тяжести арматуры растянутой (или менее сжатой) зоны:

$$e = e_0 + (h - a')/2.$$

Затем решают совместно уравнения (9.1) и (9.2) или (9.4) и (9.2) в зависимости от того, выполняется ли неравенство $\xi \leq \xi_R$.

Расчет колонн из плоскости рамы

Если гибкость колонны из плоскости поперечной рамы больше, чем в плоскости, то выполняют поперечный расчет колонны из плоскости рамы со случайным эксцентриситетом.

Лекция 25. Фундаменты под колонны

25.1. Общие положения

Для строительства колонн одноэтажных зданий обычно применяют отдельно стоящие фундаменты стаканного типа (рис. 7.18).

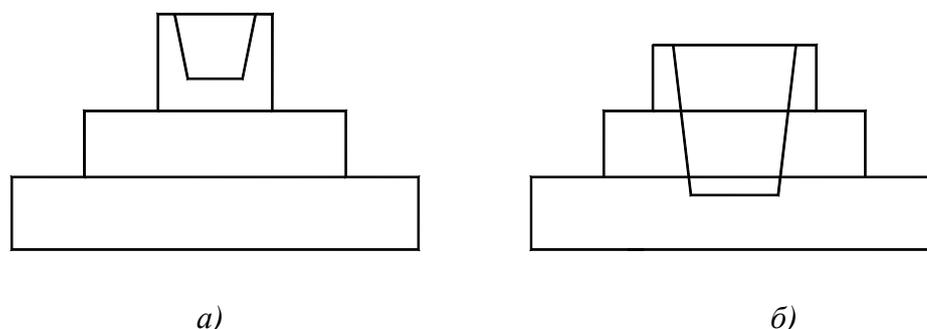


Рис. 7.18. Фундаменты под колонну: а – с подколонником;
б – без подколонника

При большой глубине заложения колонны имеют подколонник и плитную часть, размеры которой в плане увеличиваются уступами, обеспечивая распределение давления по площади основания. При малой глубине заложения подколонника не делают, уступы начинаются сразу от обреза. Высота ступеней 300 или 450 мм, отношение к размеру в плане 1/1... 1/2.

Глубина заделки колонны в стакане H_{an} определяется следующими неравенствами:

$$H_{an} \geq 0,5 + 0,33h_1,$$
$$H_{an} \geq 1,5b, \quad H_{an} \geq l_{an},$$

где h_1 , b – высота и ширина сечения колонны, м; l_{an} – длина анкерки продольной арматуры колонны, обеспечивающая ее полное использование.

Глубина стакана берется на 50 мм больше величины H_{an} . Толщину дна стакана принимают не менее 200 мм из условия его прочности на продавливание колонной до замоноличивания стыка. Глубина стакана и толщина дна определяют минимальную высоту фундамента, которая берется кратной модулю 3 М (300 мм).

Высоту плитной части или всего фундамента, если подколонника нет, а также нижней ступени определяют из расчета на продавливание в предположении, что оно происходит по поверхности пирамиды, грани которой наклонены под углом 45° , а верхним основанием служит загруженная площадь: основание подколонника или колонны, или плитной части

без нижней ступени. Высота пирамиды приравнивается к полезной высоте h_0 продавливаемой части.

Применяют бетон классов В12,5, В15, стержневую арматуру класса А400. Фундамент армируют сварной сеткой по подошве из стержней диаметром не менее 10 ... 12 мм.

Иногда под подошвой устраивают подготовку из бетона класса В3,5 толщиной 100 мм. В этом случае защитный слой для арматуры – 35 мм, а при отсутствии подготовки - 70 мм. Подколонник армируют по расчету на внецентренное сжатие. По расчету ставят также поперечную арматуру стенок стакана в виде горизонтальных сеток с шагом 100 ... 200 мм из стержней класса А240 диаметром не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры подколонника. Толщина стенок должна быть не менее 150 мм. При толщине более 200 мм и не менее 0,75 глубины стакана или высоты первой ступени фундамента без подколонника стенки можно не армировать. Между гранями колонны и стенками стакана оставляют зазор: сверху – 75 мм, снизу – 50 мм. После монтажа колонн стык замоноличивают бетоном класса В15 на мелком щебне.

Проектирование фундамента разделяется на две части: определение размеров подошвы из условий прочности, устойчивости и деформативности грунтов основания при коэффициентах надежности по нагрузке и материалам, равных единице, и расчет самого фундамента при расчетных нагрузках и сопротивлениях материалов.

25.2. Определение размеров подошвы

На фундамент передаются усилия, возникающие в поперечном сечении колонны на уровне верха фундамента, которые были определены при расчете поперечной рамы здания. От их расчетных значений к нормативным допускается перейти делением на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$.

Предварительно площадь подошвы определяют по формуле

$$A = ab = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_m d},$$

где N^n – нормативная сила, действующая на фундамент (рис. 7.19), R_0 – нормативное сопротивление грунта; γ_m – усредненный вес единицы объе-

ма фундамента и грунта на его уступах (принимается $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$); d – глубина заложения фундамента.

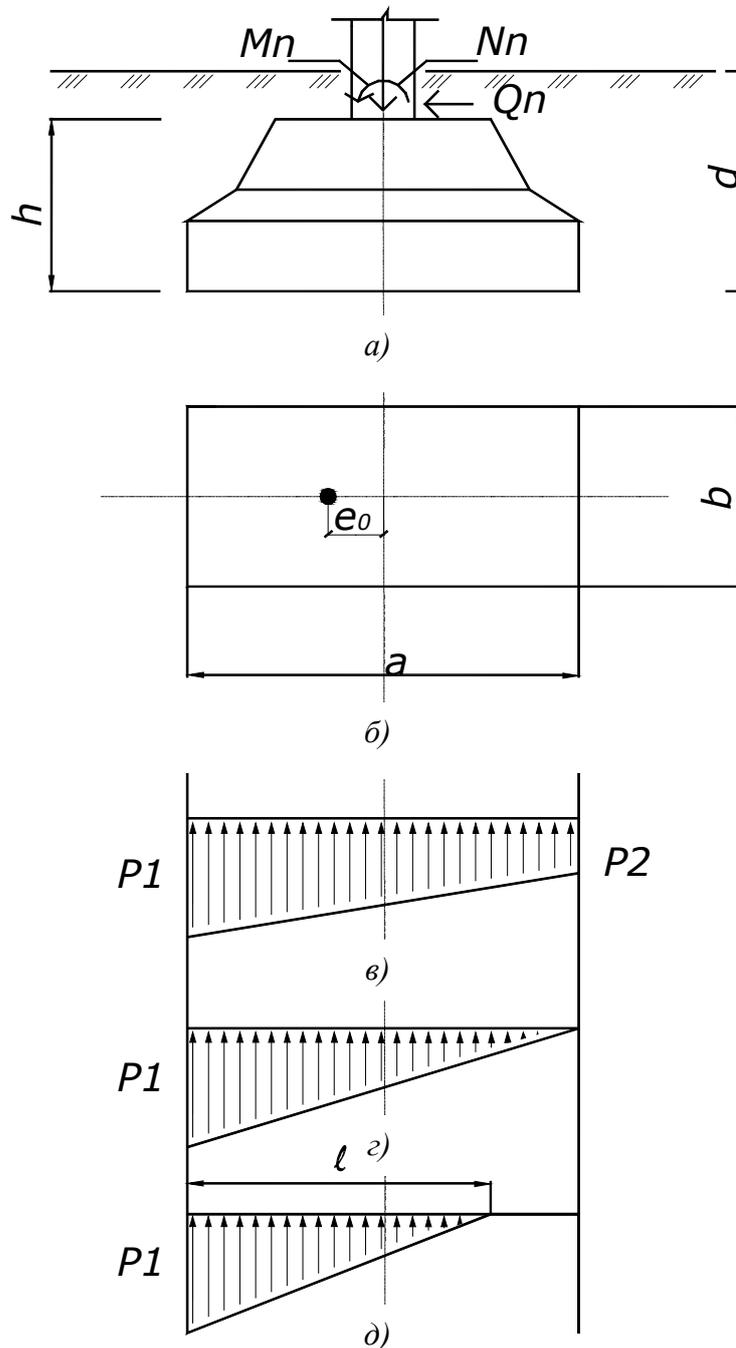


Рис. 7.19. Усилия на фундамент и давление под подошвой:
 а – фундамент; б – подошва фундамента;
 в, г, д – допустимые эпюры реактивных давлений

В зависимости от соотношения действующего на фундамент момента M^n и нормальной силы N^n задают соотношение сторон подошвы $\beta = b/a$, определяют размеры сторон и принимают их кратными модулю 3 М (300 мм).

Если глубина заложения d и ширина подошвы b отличаются значительно от размеров $d_0 = 2,0$ м и $b_0 = 1,0$ м, для которых определялось сопротивление грунта R_0 , то вычисляют его новое значение и повторяют расчет:

$$R = R_0 \left(1 + K_1 \frac{b - b_0}{b_0} \right) \frac{d - d_0}{2d_0},$$

где $K_1 = 0,05$ для пылеватых песков, суглинков и глин; $K_1 = 0,125$ – для крупнообломочных и песчаных грунтов.

От усилий, действующих на уровне верха фундамента $N_{\text{инф}}$, переходят к усилиям на уровне подошвы $M_{\text{инф}}$:

$$N_{\text{инф}} = N_n + \gamma_m abd,$$

$$M_{\text{инф}} = M_n + Q_n h.$$

Предполагают, что давление под подошвой по ширине распределяется равномерно, а в направлении действия момента – по линейному закону (см. рис. 7.19).

Определяют эксцентриситет силы $N_{\text{инф}}$:

$$e_0 = M_{\text{инф}} / N_{\text{инф}}.$$

Для одноэтажных зданий, оборудованных кранами грузоподъемностью более 75 т, и для открытых эстакад допускают эпюру давлений только по рис. 7.19, в, причем должно быть $p_2 \geq 0,25 p_1$; для зданий с кранами менее 75 т допускают и треугольную эпюру «д» (см. рис. 7.29, з). Для этих случаев краевые давления определяют по формуле

$$p_{1,2} = \frac{N_{\text{инф}}}{ab} \pm \frac{6N_{\text{инф}} \cdot e_0}{ba^2} = \frac{N_{\text{инф}}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right).$$

Для бескрановых зданий при расчете на дополнительные сочетания нагрузок допускается эпюра, представленная на рис. 7.19, д, при $l \geq \frac{3}{4}a$. В этом случае краевое давление p_1 определяется из совместного решения двух уравнений равновесия:

$$N = \frac{1}{2} p_1 lb \text{ и } N \left(\frac{a}{2} - e_0 \right) = \frac{1}{6} p_1 bl^2.$$

Для подошвы фундамента должны выполняться условия

$$p_1 \leq 1,2R,$$

$$p_m = N_{\text{инф}} / (ab) \leq R,$$

где p_m – среднее давление под подошвой.

Лекция 26. Расчет подколонника

Подколонник рассчитывают как внецентренно сжатый элемент. Опасной обычно бывает комбинация внешних нагрузок, дающая максимальный момент M_{\max} . Оперируют расчетными усилиями, действующими в основании подколонника:

$$M_{\text{под}} = M_{\max} + Qh_{\text{под}},$$
$$N_{\text{под}} = N + G\gamma_f\gamma_n,$$

где G - собственный вес подколонника с заключенной в нем частью колонны.

Поперечное сечение подколонника может быть или прямоугольным, или коробчатым, которое можно рассматривать как двутавровое с шириной полки b'_f , равной ширине подколонника, и ребром в две толщины стенки. Продольную арматуру пропускают до подошвы, ниже стакана ставят конструктивно поперечные стержни $\varnothing 8$ класса А240 с шагом 200 мм.

Армирование стенок стакана

Стенки стакана армируют горизонтально расположенными сетками. Они включаются в работу при повороте колонны относительно фундамента. При расчете оперируют усилиями M_c , N_c , действующими на уровне торца колонны (на расстоянии H_{an} от верха фундамента):

$$M_c = M_{\max} + QH_{an},$$
$$N_c = N + G_c,$$

где G_c – вес колонны в пределах стакана (с учетом γ_f , γ_n). Определяют эксцентриситет нормальной силы относительно центральной оси сечения:

$$e_0 = M_c / N_c.$$

Если $e_0 < h_1 / 6$, где h_1 - высота сечения колонны, то арматура по расчету не требуется; ставят конструктивно сетки по $4\varnothing 8$ класса А240 с шагом 200 мм.

Если $e_0 > h_1 / 6$, то сечение арматуры одной сетки определяют по формуле

$$A_{sw} = 0,3M_c / (R_{sw} \sum Z_{sw}),$$

где $\sum Z_{sw}$ - сумма расстояний от торца колонны до плоскостей расположения сеток.

При $e_0 > h_1 / 2$

$$A_{sw} = 0,8(M_c - N_c h_1 / 2) / (R_{sw} \sum Z_{sw}).$$

Лекция 27. Расчет на продавливание

Плитную часть или весь фундамент, если подколонника нет, а также нижнюю ступень рассчитывают на продавливание. Выделяют пирамиду продавливания: верхним ее основанием служит соответствующая загруженная площадь (основание подколонника, колонны или плитной части без нижней ступени, боковые грани наклонены под углом 45° , а высота приравнивается к полезной высоте продавливаемой части). Для центрально нагруженных фундаментов условие прочности записывается в виде

$$P \leq R_{bt} A_{п.п},$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение; $A_{п.п}$ – суммарная площадь боковых граней пирамиды продавливания.

Продавливающая сила

$$P = N - pA_1,$$

где N – расчетная сила в уровне верха фундамента (во всех трех случаях расчета на продавливание); p – давление под подошвой, $p = N/A = N/(ab)$; A_1 – площадь нижнего основания пирамиды продавливания.

Для внецентренно нагруженных фундаментов расчет выполняется по одной грани пирамиды. Условие прочности

$$P \leq R_{bt} A_{1гр},$$

где $A_{1гр}$ – площадь одной грани пирамиды продавливания (заштрихованная зона на рис. 7.20).

Продавливающая сила $P = pA_2$, где A_2 – площадь заштрихованной под 135° части подошвы.

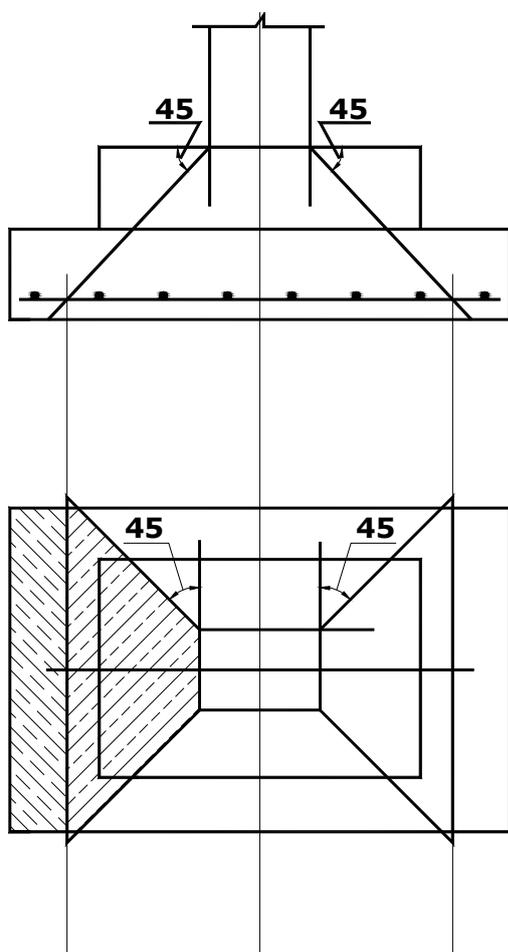


Рис. 7.20. К расчету фундамента на продавливание

Когда грань пирамиды перпендикулярна плоскости действия момента, принимается $p = p_{\max}$ (максимальное давление под подошвой), в другом случае $p = p_m = N/(ab)$ – среднее давление.

Расчет арматуры плиты

Плита нагружена снизу реактивными давлениями со стороны основания (рис. 7.21).

Рассматриваются сечения 1-1 и 2-2 по граням ступеней плиты и подколонника (см. рис. 7.21). Нагрузка для обоих сечений распределена по ширине плиты b :

$$p_2 = p_{\max} - \frac{p_{\max} - p_{\min}}{a} (a - c).$$

Определяют момент в сечении. Арматурная сетка располагается у подошвы, рабочие стержни – в обоих направлениях. Через напряжения в арматуре изгибающий момент представляется в виде

$$M = \zeta h_0 R_s A_s,$$

где $\zeta = 1 - 0,5\xi$, принимается $\zeta = 0,9$.

Арматуру, направленную вдоль короткой стороны « b », определяют из расчета сечений 3-3 и 4-4, который проводится аналогично сечениям 1-1 и 2-2. Здесь принимается равномерное распределение реактивных давлений по площади плиты

$$P = p_m p_m - \text{среднее давление.}$$

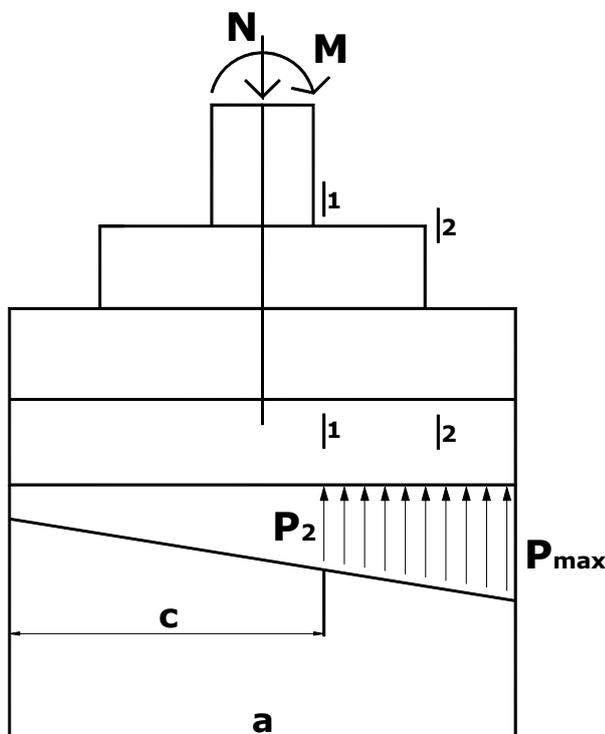


Рис. 7.21. К расчету арматуры плиты

Лекция 28. Каменные конструкции

28.1. Центрально сжатые элементы.

Примером центрально сжатых каменных элементов могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных зданий. Предполагается, что в предельном состоянии напряжения в поперечном сечении столба во всех

точках одинаковы и равны расчетному сопротивлению кладки осевому сжатию R .

Условие прочности записывается в виде

$$N \leq \varphi m_g R A,$$

где N – действующая в сечении продольная сила; φ – коэффициент продольного изгиба; m_g – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $m_g = 1 - \eta N_g / N$, где N_g – длительная часть продольной силы N ; A – площадь поперечного сечения.

Коэффициенты φ и η определяют по таблицам [5] в зависимости от гибкости элемента и упругой характеристики кладки (прил. 16, [5]).

Расчетная длина элемента и изменение коэффициентов φ и m_g по длине в зависимости от условий закрепления концов стержня показаны на рис. 7.22.

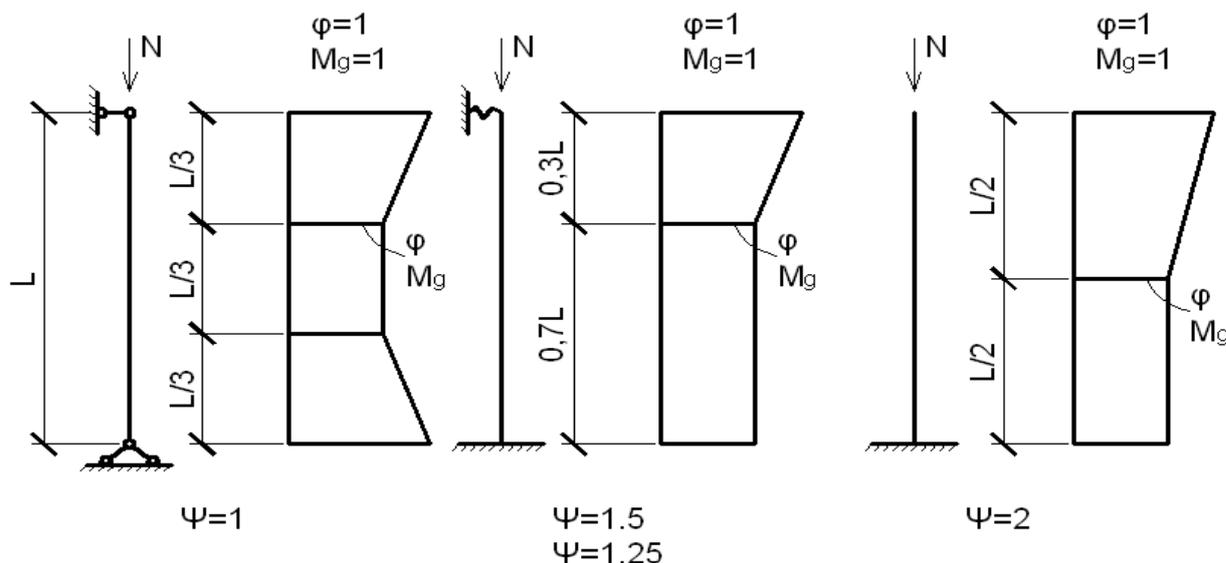


Рис. 7.22. К определению расчетной длины $L_0 = \psi L$ и коэффициентов φ и m_g сжатого элемента

28.2. Внецентренное сжатие

На внецентренное сжатие работают несущие стены и простенки каменных зданий, а также столбы, если на них опираются прогоны неравных пролетов.

Прочность элемента определяет несущая способность сжатой зоны поперечного сечения, в качестве нее принимают часть сечения, центр тяжести которой находится в точке приложения силы N .

Считается, что в предельном состоянии напряжения в этой области одинаковы и равны расчетному сопротивлению кладки R . Условие прочности записывается в виде

$$N \leq \varphi_1 m_g R A_c \omega,$$

где $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$, здесь φ – коэффициент продольного изгиба элемента полного сечения; φ_c – то же для элемента, поперечным сечением служит A_c ;

$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} (1 + \frac{1,2e_{0g}}{h})$, где N_g – продольная сила от длительных нагрузок; η – коэффициент, принимаемый как для центрально сжатого элемента; e_{0g} – эксцентриситет силы N_g относительно центральной оси сечения; h – высота сечения в направлении действия момента. При $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см принимается $m_g = 1$ (i – радиус инерции сечения); ω – коэффициент, учитывающий возможное повышение расчетного сопротивления кладки в сжатой зоне за счет влияния менее напряженной части сечения, $\omega = 1 + \frac{e_0}{h}$, $\omega \leq 1,45$; A_c – площадь сжатой зоны.

Если по длине элемента изгибающий момент изменяет знак, то расчет выполняют отдельно для частей, в пределах которых знак не меняется.

Гибкость берется в пределах части с коэффициентом приведения длины $\psi = 1,0$.

Берут наибольший момент в пределах части.

$$e_0 = M / N.$$

Если высота сечения $h \leq 25$ см, то принимают $e_0 = M / N + e_a$, где e_a – случайный эксцентриситет:

$e_a = 2$ см – для несущих стен,

$e_a = 1$ см для самонесущих стен и отдельных трехслойных несущих стен.

При $h > 25$ см эксцентриситет e_0 не должен превышать $0,9u$ для основных сочетаний и $0,95u$ – для особых, где u – расстояние от центра тяжести элемента до его края в сторону эксцентриситета. При $e_0 > 0,7u$ необходима проверка на раскрытие трещин в швах кладки.

Если ширина элемента $b > h$, то выполняют дополнительно расчет его как центрально-сжатого, определяя гибкость из плоскости действия момента.

Контрольные вопросы

1. Конструктивные схемы одноэтажных каркасных зданий с мостовыми кранами.
2. Колонны каркаса, назначение их размеров.
3. Определение нагрузок на поперечную раму здания от снега, ветра, мостовых кранов, собственного веса конструкций.
4. Покрытия одноэтажных зданий.
5. Ребристые плиты покрытия и крупноразмерные плиты «на пролет».
6. Балки покрытий производственных зданий: конфигурация, армирование, особенности расчета.
7. Фермы покрытий: разновидности, армирование элементов и узлов, расчеты по предельным состояниям первой и второй групп.
8. Железобетонные арки: область применения, разновидности, армирование, расчет.
9. Подстропильные конструкции.
10. Расчет колонн: расчеты поперечной рамы, определение экстремальных усилий в расчетных сечениях, расчет колонн сплошного и сквозного поперечного сечений.
11. Определение гибкости колонны в надкрановой и подкрановой частях, учет влияния продольного изгиба.
12. Расчет колонны из плоскости рамы
13. Определение размеров подошвы фундамента под колонну.
14. Расчет подколонника.
15. Армирование стенок стакана.
16. Расчет фундамента на продавливание.
17. Расчет арматуры плиты.
18. Расчет центрально сжатого элемента из каменной кладки.
19. Расчет внецентренно сжатого элемента.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Изучение железобетонных и каменных конструкций во многом определяет полноту и качество подготовки специалистов строителей. Кроме лекций по этой дисциплине проводятся практические занятия, предполагается самостоятельная работа студентов, включая выполнение курсового проекта на тему: «Одноэтажное производственное здание каркасного типа, оборудованное мостовыми кранами». Посещение аудиторных занятий служит основой качественного усвоения материала. Конспект лекций поможет сделать самостоятельную работу студента продуктивной, выполнить курсовой проект с глубоким пониманием предмета.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК*

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Госстрой РФ : утв. Постановлением Госстроя РФ от 30.03.03 № 127. – М., 2004. – 19 с.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры : одобр. Постановлением Госстроя России от 25.12.03 № 215. – 65 с.
3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции : одобр. и рек. Письмом Госстроя России от 24.05.04 №ЛБ-473/9.
4. СНиП 2.01.07.-85*. Нагрузки и воздействия. – М., 2004. – 48 с.
5. *Байков, В.Н.* Железобетонные конструкции. Общий курс: учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
6. *Бондаренко, В.М.* Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для вузов / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.
7. Строительная механика / под ред. А.В. Даркова. – М.: Высш. шк., 1976. – 391 с.
8. *Дегтярь, А.И.* Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства : справ. проектировщика / А.И. Дегтярь [и др.]; под ред. Г.И. Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1984. – 448 с.

*Печатается в авторской редакции.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Общие сведения о бетоне	3
<i>Лекция 1. Структура и свойства бетона</i>	3
1.1. Структура бетона	3
1.2. Усадка бетонаЗ	3
1.3. Прочность бетона на осевое сжатие.....	4
1.4. Прочность бетона на осевое растяжение.....	5
<i>Лекция 2. Прочность бетона</i>	5
2.1. Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках	5
2.2. Динамическая прочность	6
2.3. Длительная прочность и сроки твердения бетона.....	6
2.4. Классы и марки бетона.....	7
<i>Контрольные вопросы</i>	8
2. Арматура в железобетонных конструкциях	8
<i>Лекция 3. Свойства и классификация арматуры</i>	8
3.1. Механические свойства арматурных сталей.....	8
3.2. Классификация арматуры	9
3.3. Арматурные сварные изделия (сетки, каркасы)	10
<i>Лекция 4. Соединение арматуры</i>	11
4.1. Арматурные проволочные изделия.....	11
4.2. Соединение сваркой.....	12
4.3. Соединение арматуры внахлестку без сварки	13
4.4. Предварительно напряженный железобетон	13
<i>Контрольные вопросы</i>	14
3. Взаимодействие бетона и арматуры	14
<i>Лекция 5. Обеспечение совместимости деформирования</i>	14
5.1. Сцепление арматуры с бетоном	14
5.2. Защитный слой бетона в железобетонных элементах	15
5.3. Усадка и усадочные напряжения	16
5.4. Ползучесть железобетона.....	17
5.5. Действие температуры на железобетон.....	17
<i>Контрольные вопросы</i>	17

4. Бетонные и железобетонные конструкции.	
Основные положения	18
<i>Лекция 6. Требования к расчетам конструкций и бетону</i>	18
6.1. Требования к расчету бетонных и железобетонных конструкций	18
6.2. Требования к бетону	19
<i>Лекция 7. Требования к арматуре и трещиностойкости конструкций</i>	21
7.1. Прочностные характеристики арматуры	21
7.2. Деформационные характеристики арматуры, диаграммы ее деформирования	21
7.3. Внешние нагрузки	22
7.4. Степень ответственности зданий и сооружений	23
7.5. Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	23
<i>Контрольные вопросы</i>	24
5. Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности	24
<i>Лекция 8. Общие положения</i>	25
8.1. Стадии деформирования железобетонного элемента	25
8.2. Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений	26
<i>Лекция 9. Изгибаемые элементы</i>	27
9.1. Расчет балок на прочность	27
9.2. Расчет на прочность по нормальным сечениям	28
9.3. Балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой без предварительного напряжения	28
<i>Лекция 10. Балки с двойным армированием и таврового профиля</i>	30
10.1. Балки прямоугольного сечения с двойной арматурой	30
10.2. Элементы таврового профиля	31
<i>Лекция 11. Расчеты на действие момента и продольной силы</i> ...	32
11.1. Внецентренно сжатые элементы	32
11.2. Внецентренно и центрально растянутые элементы	34
<i>Лекция 12. Расчет на прочность бетонных элементов</i>	35
<i>Контрольные вопросы</i>	37

6. Расчеты железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы	37
<i>Лекция 13. Виды предельных состояний</i>	<i>37</i>
<i>Лекция 14. Расчет на раскрытие трещин</i>	<i>40</i>
<i>Лекция 15. Расчет конструкций по деформациям</i>	<i>43</i>
<i>Контрольные вопросы</i>	<i>47</i>
7. Одноэтажные промышленные здания	47
<i>Лекция 16. Конструктивные схемы зданий</i>	<i>47</i>
<i>Лекция 17. Определение нагрузок</i>	<i>50</i>
17.1. Нагрузки от снега и ветра	51
17.2. Нагрузки от мостовых кранов	51
17.3. Покрытия одноэтажных зданий	52
<i>Лекция 18. Стропильные конструкции – ригели поперечных рам</i>	<i>55</i>
18.1. Балки покрытий	56
18.2. К расчету балок	58
<i>Лекция 19. Фермы покрытий</i>	<i>60</i>
<i>Лекция 20. Расчет арматуры опорного узла</i>	<i>63</i>
20.1. Расчет арматуры промежуточного узла	65
20.2. Подстропильные конструкции	67
<i>Лекция 21. Арки</i>	<i>68</i>
<i>Лекция 22. Расчет колонн</i>	<i>70</i>
22.1. Расчет поперечной рамы	70
22.2. Определение расчетных усилий в расчетных сечениях колонн	73
<i>Лекция 23. Расчет колонн на прочность по нормальному сечению</i>	<i>73</i>
<i>Лекция 24. Расчет двухветвевое сечения</i>	<i>76</i>
<i>Лекция 25. Фундаменты под колонны</i>	<i>77</i>
25.1. Общие положения	77
25.2. Определение размеров подошвы	78
<i>Лекция 26. Расчет подколонника</i>	<i>81</i>
<i>Лекция 27. Расчет на продавливание</i>	<i>82</i>
<i>Лекция 28. Каменные конструкции</i>	<i>83</i>
28.1. Центральное сжатые элементы	83
28.2. Внецентренное сжатие	84
<i>Контрольные вопросы</i>	<i>86</i>
Заключение	87
Библиографический список	88

КОНСПЕКТ ЛЕКЦИЙ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Составитель
ШИШОВ Иван Иванович

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой доцент С.И. Рощина

Подписано в печать 07.11.11.

Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 5,35. Тираж 150 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых
600000, Владимир, ул. Горького, 87.