

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ

1.1 Сущность железобетона.

Железобетон – это комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стали, которые работают совместно как одно целое при силовых воздействиях.

Сущность железобетона:

- бетон характеризуется высоким сопротивлением при сжатии и низким (в 10–20 раз меньше) при растяжении;
- сталь одинаково хорошо сопротивляется как растяжению, так и сжатию.

Бетон при изгибе и растяжении не применяют, т.к. размеры элементов были бы большими. В таком случае прочность бетона в сжатой зоне используется не полностью. Отдельно бетон применяют только при сжатии.

ЖБК имеют несущую способность в 10–20 раз больше (рис.1, б), чем аналогичная балка из бетона. Прочность бетона, в таком случае, в сжатой зоне используется полностью.

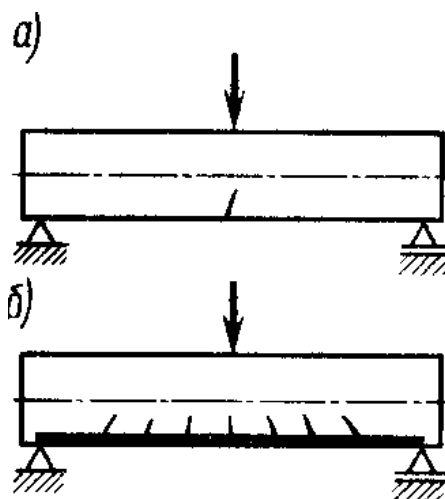


Рис. 1 Бетонная и ж/б балки

В качестве арматуры могут использоваться стальные стержни, проволока, прокатные профили, стекловолокно, синтетические материалы, деревянные бруски, бамбуковые стволы и др.

Факторы, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона:

1. Сцепление арматуры с бетоном, возникающее при твердении бетонной смеси. Благодаря сцеплению оба материала деформируются совместно;
2. Близкие, по значению, линейно-температурные деформации, что исключает появления начальных напряжений в материалах и проскальзывание арматуры в бетоне при изменениях температуры до 100°C;
3. Надежная защита стали, заключенной в бетон, от коррозии, огня, механических повреждений.

Виды ж/б конструкций:

- сборные (здания: плита–колонна–фундамент);
- монолитные;
- сборно-монолитные (плиты заливают бетоном).

Бетонные и ж/б конструкции должны удовлетворять требованиям:

- долговечность (срок 50 лет);
- экономичность;
- безопасность;
- пригодность к нормальной эксплуатации;
- технологичность.

1.2 Общие понятия о предварительно-напряженном ж/бетоне

В ж/б конструкциях могут образовываться трещины в растянутой зоне

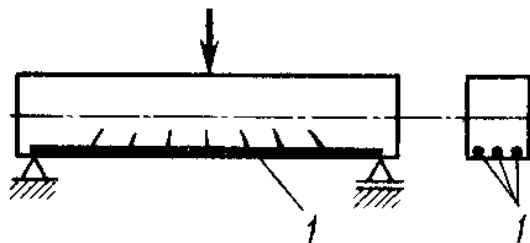


Рис. 2 Образование трещин в изгибаемом элементе под нагрузкой: 1– растянутая арматура

Ширина их не велика – 0.1...0.4 мм и не вызывает коррозии арматуры или нарушения нормальной работы конструкции.

Но, например, в напорных трубопроводах, лотках, резервуарах и др. конструкциях – образование трещин недопустимо или ширина их раскрытия должна быть уменьшена. Поэтому такие конструкции подвергают интенсивному обжатию путем предварительного натяжения арматуры. Такие конструкции наз. **предварительно-напряженными**.

Основные способы предварительного обжатия (напряжения):

1. Натяжение арматуры на упоры:

- рабочая продольная арматура закрепляется на упорах;
- арматуру натягивают с помощью домкратов или намоточных машин;
- в опалубку заливают бетон (он твердеет);
- арматуру освобождают от упоров; арматура пытается вернуться в исходное положение, т.е. сжимается;
- за счет сцепления арматуры с бетоном она обжимает бетон.

2. Натяжение арматуры на бетон:

- бетон заливается в форму. При этом предварительно предусматриваются каналы для продольной рабочей арматуры.
- бетон застывает. В каналы заводится рабочая арматура;
- при помощи домкратов или намоточных машин арматуру натягивают на бетон, т.о. бетон обжимается;
- арматуру анкеруют. В канал инъектируют раствор, который впоследствии отвердевает.

3. Самонапряжение (См. физико механический способ ниже)

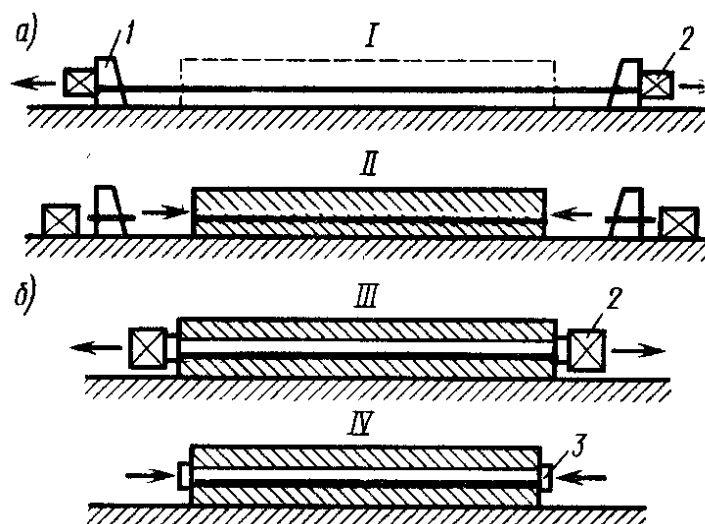


Рис. 3 Создание предварительного напряжения: а – натяжение арматуры на упоры; б – натяжение арматуры на бетон; I – натяжение арматуры и бетонирование элемента; II, IV – готовый элемент; III – элемент во время натяжения арматуры; 1 – упор; 2 – домкрат; 3 – анкер

Способы натяжения арматуры:

- механический – натягивают на бетон домкратами, намоточными машинами;
- электротермический – ток нагревает арматуру и она увеличивается в размерах (300-350°C). Остывая – арматура укорачивается;
- комбинированный;
- физико-химический – натяжение арматуры достигается в результате расширения бетона, подготовленного на специальном напрягающем цементе. В процессе его гидротермической обработки арматура, заключенная в бетоне, препятствует изменению его объема и растягивается, а в бетоне возникают сжимающие напряжения.

Предварительное напряжение конструкций приводит к повышению трещиностойкости, что, в свою очередь, повышает их жесткость, водонепроницаемость, морозостойкость, сопротивление динамическим нагрузкам, долговечность.

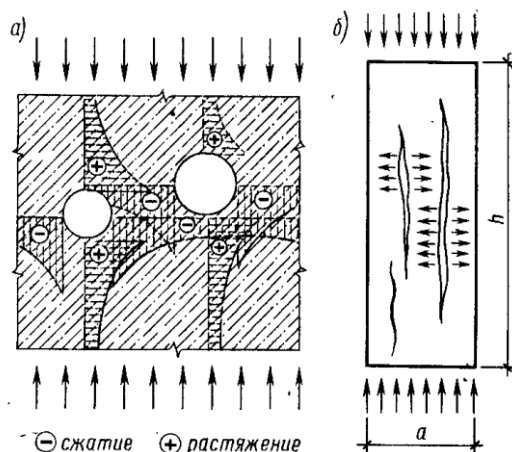


Рис. 4 Схемы напряженного состояния и разрушения бетонного образца

Разберем эти факторы.

1. Бетон твердеет всю жизнь (рис. 5).

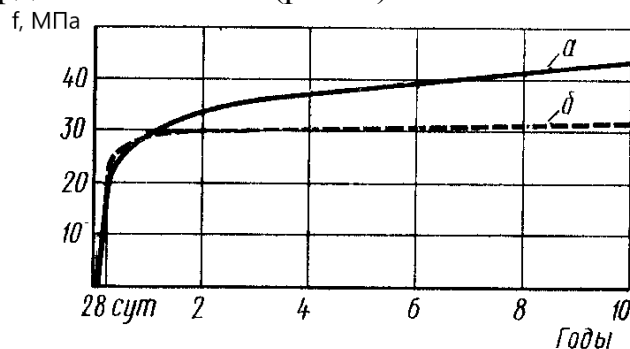


Рис. 5 Нарастание прочности бетона во времени при хранении во влажной (а) и сухой (б) средах

2. Прочность бетона различна при различных силовых воздействиях – растяжение, сжатие, срез, изгиб, смятие, кручение и т.д.

3. **Кубиковая прочность** бетона при сжатии ($f^G_{c.cube}$) или прочность бетона **гарантированная на осевое сжатие** – эта прочность определяется при осевом сжатии кубов $150 \times 150 \times 150$ мм³ с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 95%, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами (эталон прочности).

Если изменить размеры испытываемых кубов, то :

- a=15см $f^G_{c.cube}$;
- a=10см $1,12 f^G_{c.cube}$;
- a=20см $0,93 f^G_{c.cube}$;

Кубиковая прочность используется только для производственного контроля.

При проектировании она не применяется, т.к. конструкций похожих на куб нет или их мало, поэтому за основную характеристику бетона принята призмная прочность.

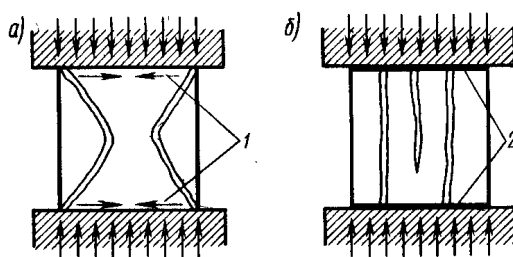


Рис. 6 Характер разрушения бетонных кубов при сжатии: 1 – силы трения; 2 – смазка

Призменная прочность (f_c) – это максимальное сжимающее напряжение в бетоне, соответствующее пиковой точке диаграммы деформирования при испытании бетонных призм с квадратным основанием «а» и высотой «h».

Призменная прочность (f_c) – это временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм с квадратным основанием со стороной «а» и высотой «h».

Призменная прочность меньше $f_{c.cube}^G$. При $h/a \geq 4$ $f_c \approx const$ и $f_c \approx (0,7 \dots 0,8) f_{c.cube}^G$.

Есть и другие прочностные.

Прочность бетона при местном сжатии (смятии) f_{cu} – её учитывают при передаче давления только на часть площади (места опирания балок, ферм).

$$f_{cu} > f_c$$

Прочность бетона при растяжении f_{ct} – она зависит от прочности цементного камня (силы его сцепления с заполнителем).

$$f_{ct} \ll f_c$$

Прочность бетона при срезе и скалывании $\tau_R \approx (1,5 \dots 2) f_{ct}$

Срез – это разделение элемента на 2 части по сечению в плоскости которого действуют перерезающие силы.

Бетон чаще работает на срез.

4. Длительность нагружения.

а) прочность бетона при длительном действии статической нагрузки меньше обычной прочности ($\approx 0,9 f_c$)

б) кратковременное нагружение (порыв ветра, инерционное воздействие от кранов, удар и т.д.). бетон разрушается при больших напряжениях $(1,1 \dots 1,2) f_c$

в) при многократно повторяющейся нагрузке (транспортные средства) снижается сопротивление бетона осевому сжатию под воздействием развития микротрещин (предел выносливости $\geq 0,5 f_c$) (пример: «боксер» – 4 удара).

Сопротивление бетона

Нормативное сопротивление бетона осевому сжатию ($f_{ck} \approx 0,8 f_{c.cube}^G$) – это сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, определенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 95%.

C20/25
 f_{ck} , МПа (Н/мм²) → $f_{c.cube}^G$, МПа (Н/мм²)

Нормативное сопротивление осевому растяжению (f_{ctk} или $f_{ctk.0.05}$) – это 5%-ый квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Расчетное сопротивление бетона (f_{cd} – сжатию, f_{ctd} – растяжению) – это сопротивление бетона, принимаемое в расчетах и получаемое путем деления нормативного сопротивления бетона на частный коэффициент безопасности для бетона.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{и} \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

γ_c – это коэф-т, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона (f_{ctk} , f_{ck}) ниже нормативных значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах и прочностью бетона в конструкциях.

В случае неармированных конструкций γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

$\gamma_c = 1,5$ – для ж/б и предварительно-напряженных конструкций при расчетах по I группе ПС.

$\gamma_c = 1,8$ – для бетонных конструкций, неармированных, при расчетах по I группе ПС.

$\gamma_c = 1,0$ – при расчетах по II группе ПС.

$\gamma_c = 1,5 \cdot \gamma_{HSC}$ – для высокопрочных бетонов классом выше C50/60.

Среднее сопротивление бетона осевому сжатию (f_{cm}) – это прочность, определяемая при осевом сжатии призм или цилиндров без учета статической изменчивости свойств бетона.

2.3 Деформативность бетона

Различают 2 вида деформаций:

- силовые – от действия внешних сил;
- температурно-влажностные (объемные).

2.3.1 Силовые деформации

Бетон является материалом с ярко выраженными упругопластическими свойствами.

Различают следующие силовые деформации при:

- 1) Однократном кратковременном нагружении;
- 2) Длительном нагружении;
- 3) Повторяющимся нагружении.

Силовые деформации при однократном приложении нагрузки оценивают путем испытания бетонных призм на сжатие. (Если призму загружать ступенями и замерять деформации на каждой ступени дважды (после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под

нагрузкой), то диаграмма $\sigma - \varepsilon$ будет ступенчатой (рис. 7). Деформации ε_{el} заверенные сразу после приложения нагрузки, — упругие и прямо пропорциональны напряжениям, а деформации ε_{pl} , развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, — пластические. Упругие деформации соответствуют мгновенной скорости загрузки образца. Пластические деформации с уменьшением скорости загрузки или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой возрастают, а зависимость $\sigma - \varepsilon$ становится более полой. Таким образом, полная деформация бетона $\varepsilon_c = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$. При большом количестве ступеней загрузки график $\sigma - \varepsilon$ становится криволинейным (пунктир на рис. 8))

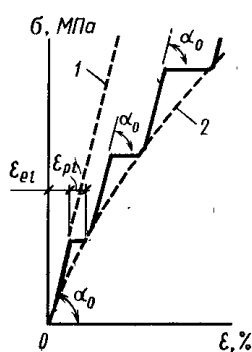


Рис. 7 Диаграмма «напряжения–деформации» при однократном приложении нагрузки

В общем случае диаграмма «напряжения – деформации» для бетона изображена на рис. 8. Если в какой-то момент загрузки, соответствующий напряжению f_c , нагрузку с бетонного образца быстро снять, то кривая $\sigma - \varepsilon$ будет обращена выпуклостью в противоположную сторону. В процессе разгрузки восстанавливается часть неупругих деформаций (рис. 8). После полной разгрузки в образце сохраняются остаточные деформации, которые с течением времени частично восстанавливаются (деформации упругого последствия ε_{ep}).

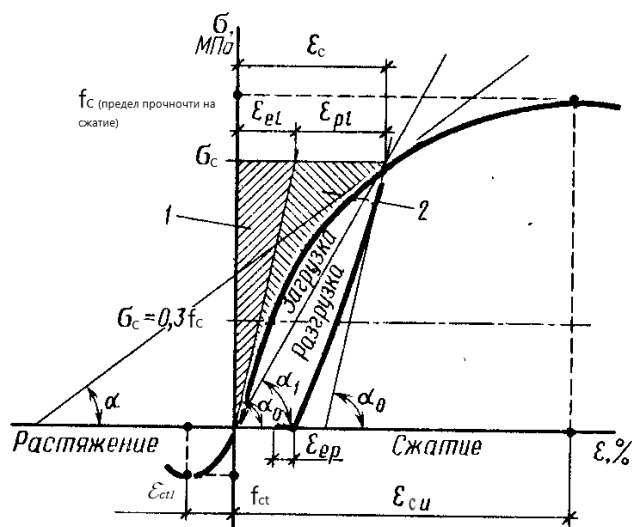


Рис. 8 Общая диаграмма «напряжения–деформации» бетона: 1 и 2 – соответственно области упругих и пластических деформаций

Связь между напряжениями и деформациями характеризуется переменной величиной – *модулем упругости* E_{cm} .

$$E_{cm} = \operatorname{tg} \alpha = d\sigma / d\varepsilon$$

Начальный модуль упругости при $\sigma \leq 0,3 f_c$

$$E_{co} = \operatorname{tg} \alpha_o = \sigma_c / \varepsilon_{el}$$

Средний модуль упругости при $\sigma \leq 0,4 f_{cm}$

$$E_{cm} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \sigma_c / \varepsilon_c$$

Силовые деформации при длительном действии нагрузок

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются.

Эти деформации интенсивно нарастают в первые 3—4 месяца, затем их рост постепенно замедляется и прекращается через несколько лет.

Ползучесть – нарастание неупругих деформаций во времени при длительном действии нагрузки или напряжений (температурных, влажностных и т. п.). Могут в 3...4 раза превышать упругие деформации.

Ползучести способствуют факторы:

- с ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается;
- загруженный в раннем возрасте бетон характеризуется большей ползучестью, чем старый бетон;
- ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной;
- увеличение кол-ва цемента;
- плохое уплотнение бетонной смеси.

Различают ползучесть

- линейную при $\sigma_c \leq 0,5 f_{ck}$ (когда увеличение деформаций примерно пропорционально увеличению напряжений рис. 9, кривая 1)
- нелинейную при $\sigma_c > 0,5 f_{ck}$ (в бетоне появляются микротрещины, начинаются ускоренное нарастание неупругих деформаций и нелинейная ползучесть (рис. 9, кривая 2).

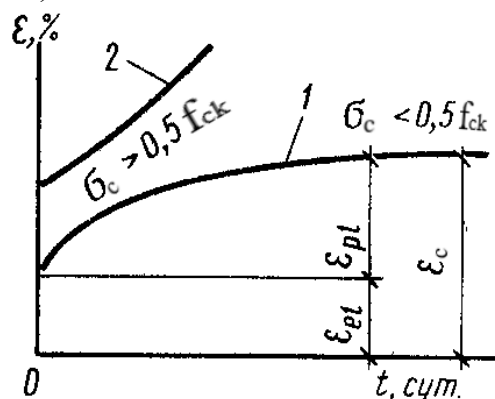


Рис. 9 Деформации ползучести бетона

Так как граница между этими двумя видами ползучести (граница развития микротрещин) выше напряжений при эксплуатационных нагрузках, наибольшее практическое значение имеет линейная ползучесть.

Ползучесть характеризуется :

– коэффициентом ползучести $\Phi(\infty, t_0)$

– мерой ползучести $C_c(t_0)$

Силовые деформации при многократно повторяющейся нагрузке

Происходит постепенное накопление неупругих деформаций.

При напряжениях, превышающих предела выносливости, после некоторого числа циклов нагружения неупругие деформации начинают неограниченно расти и происходит разрушение образца, т. е. наступает **усталость** бетона.

При напряжениях, не превышающих предела выносливости, после определенного числа циклов загрузки и разгрузки неупругие деформации выбираются, и бетон начинает работать упруго.

2.3.2 Температурные и влажностные деформации

Твердение бетона сопровождается выделением теплоты (экзотермический разогрев) и при последующем неравномерном остывании конструкции появляются значительные температурные деформации.

Влажностные деформации:

– усадка – уменьшаться бетона в объеме при твердении в воздушной среде;

– набухание –увеличиваться в объеме при увлажнении.

Усадку бетона можно представить как сумму деформаций двух видов: собственно усадки и влажностной усадки.

2.4 Классы и марки бетона

Класс по прочности на осевое сжатие – это количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемое буквой «С» и числами, выражающими значение нормативного сопротивления и гарантированной кубиковой прочности(Н/мм² или МПа). $C^{f_{ck}}/f_{c,cube}^G$

C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C60/75; C70/85; C80/95; C90/105

Марка по морозостойкости (F) – указывают min количество циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемое контрольными образцами в насыщенном водой состоянии без снижения прочности более чем на 15 %. Для тяжелых бетонов эти марки назначают от F50 до F500.

Марка по водонепроницаемости (от W2 до W12 в кг/см²) – указано гарантированное значение давления воды, выдерживаемое бетоном без её просачивания через испытываемый образец. Назначают для конструкций, работающих под напором воды (элементы гидротехнических сооружений, напорные трубы, резервуары и т.д.).

Марки по средней плотности (D800...D2000 в кг/м³) – указывает гарантированное значение плотности. Назначают для легких,

ячеистых и поризованных бетонов, если к ним предъявляются требования теплоизоляции.

Марки по самоупрежению (SP0,4...SP2,0) – указывает гарантированное значение предварительного напряжения сжатия в бетоне, создаваемого в результате его расширения в условиях внешнего ограничения эквивалентного армированию $\rho_f=1\%$. (в МПа или Н/мм²).

Рекомендуется принимать следующие классы бетонов:

- для ж/б конструкций при воздействии многократно повторяющихся нагрузок, для сжатых ж/б элементов, для изгибаемых ж/б элементов – не ниже С12/15;
- для сильно нагруженных сжатых элементов, например, колонны нижних этажей или с нагрузкой от кранов – не ниже С20/25;
- для предварительно-напряженных конструкций – не ниже С16/20.

3. АРМАТУРА И АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

3.1 Классификация арматуры

Арматура – это линейно протяженные элементы в ж/б конструкциях, предназначенные для восприятия растягивающих (гл. образом) и сжимающих усилий.

Арматура по функциональному назначению:

- рабочая – принимают и устанавливают по расчету. на действующие усилия для восприятия растягивающих напряжений и усиления сжатых зон конструкции.
- конструктивная – воспринимает неучитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры, равномерно распределяет усилия между отдельными стержнями и т. д.
- монтажная – обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы, воспринимает монтажные нагрузки и т.п. В сборных, конструкциях для подъема и транспортирования элемента устанавливают монтажные (строповочные) петли 5, трубки и др.

В зависимости от воспринимаемых усилий подразделяют

- продольную 1
- поперечную, в т.ч. хомуты, шпильки, отогнутые стержни

Арматурные стали по механическим свойствам делятся на:

- мягкие – сопротивление которых характеризуется физическим пределом текучести (σ_y);
- твердые – основным показателем прочности для которых является временное сопротивление разрыву (σ_u).

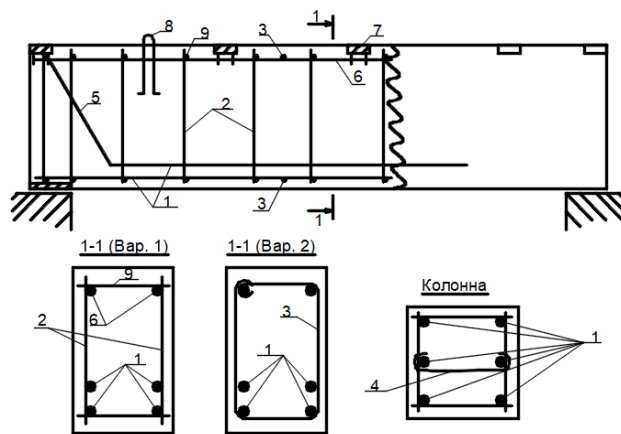


Рис. 10 Арматура ж/б элементов:

- 1 – продольная рабочая
- 2 – поперечные
- 3 – хомут
- 4 – шпилька
- 5 – отогнутый стержень

ПОПЕРЕЧНАЯ
АРМАТУРА

- 6 – продольный монтажный
- 7 – закладные детали
- 8 – монтажная петля
- 9 – поперечный монтажный

МОНТАЖНАЯ
АРМАТУРА

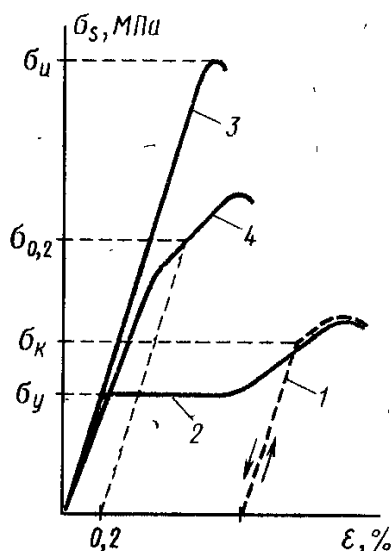


Рис. 11 Диаграмма деформирования арматурной стали

Арматура по способу применения бывает обычная и предварительно напряженная (на первых лекциях).

По поперечному сечению арматура бывает:

- гибкая – проволока, стержни, канаты;
- жесткая – прокатные и сварные профили.

По материалу арматура:

- стальная;
- стекловолокнистая.

Арматура по форме поверхности:

- гладкая;
- периодического профиля – серповидный, кольцевой, с вмятинами.

По способу изготовления:

- горячекатаная (обычные стержни);
- холоднотянутая (проволока);
- термомеханически упрочненная.

Классы арматуры по прочности на растяжение

- S240, S400, S500 (по пределу текучести) – не напрягаемая;
- S800, S1200, S1400 – напрягаемая.

Класс арматуры – это показатель характеризующий её механические свойства согласно соответствующих стандартов, обозначаемый буквой «S» и числом, соответствующим нормативному сопротивлению арматуры растяжению f_{yk} , Н/мм² (МПа).

Классы ненапрягаемой арматуры:

- S240 – выпускается стержневая гладкая;
- S400 – вып. периодического, кольцевого и серповидного профиля;
- S500 – вып. в виде проволоки с вмятинами или гладкая; стержневая периодического, серповидного или кольцевого профиля; стержневая гладкая.

Напрягаемая арматура:

- S800 – стержневая периодического, серповидного или кольцевого профиля;
- S1200 – стержневая периодического, серповидного или кольцевого профиля;
- S1400 – в виде проволоки с вмятинами или гладкая, а также канаты.

Сопротивления арматуры.

Нормативное сопротивление арматуры растяжению (f_{yk} – для ненапрягаемой; f_{pk} – для напрягаемой) – это гарантируемое производителем значение физического либо условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95.

Расчетное сопротивление арматуры (f_{yd} – для мягких; f_{pd} – для твердых, т.е. предварит. напр.) – прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемое путем деления нормативного сопротивления на частный коэф-т безопасности для арматуры (γ_s)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Частный коэф-т безопасности для арматуры (γ_s) – это коэф-т, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже нормативных значений, а также отклонение размеров сечения стержня.

- $\gamma_s = 1,1$ – для стержневой арматуры (≥ 6 мм);
- $\gamma_s = 1,2$ – для проволочной арматуры (≤ 5 мм);

$\gamma_s = 1,25$ – для предварительно напряженной арматуры.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$$

$\gamma_{s1}; \gamma_{s2}$ – коэф-ты условий работы (п.6.2.1.3 СНБ «Б и ЖБК»)

Средний модуль упругости арматуры при $t, ^\circ\text{C}$ от -30°C до 360°C

$$E_s = 200\text{МПа}$$

3.2 Арматурные изделия

1. Сварные и вязанные сетки;
2. Сварные и вязанные каркасы;
3. Проволочные изделия.

Арматурная сетка – это плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой, ширина которого не на много меньше длины (или наоборот).

В зависимости от направления рабочих стержней они бывают трех типов:

- 1) с продольной рабочей арматурой;
- 2) с поперечной рабочей арматурой;
- 3) с рабочей арматурой в обоих направлениях.

Стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными (монтажными).

Сетки могут быть стандартными и индивидуального проектирования.

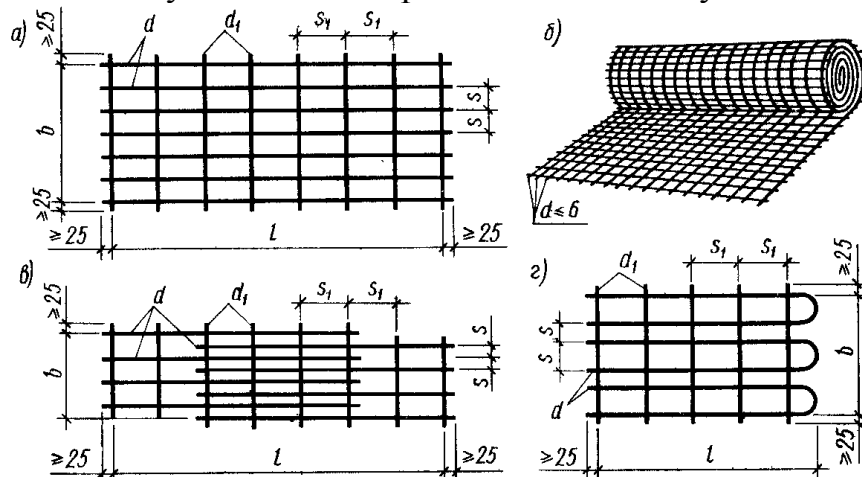


Рис. 12 Арматурные сетки: а) стандартная плоская; б) рулонная; в) нестандартная с рабочими стержнями не доходящими до конца; г) нестандартная с петлями на конце

Сетки делятся на 2 типа:

- плоские – длина плоских сеток до 9 м (рис.12, а);
- рулонные – наибольший диаметр продольных стержней 5 мм, а их длина зависит от массы рулона (100...500 кг) (рис.12, б).

3.2.1 Сварные каркасы

Арматурный каркас – это плоское или объемное арматурное изделие, образованное путем соединения отдельных стержней, и у которого длина значительно превышает поперечные размеры.

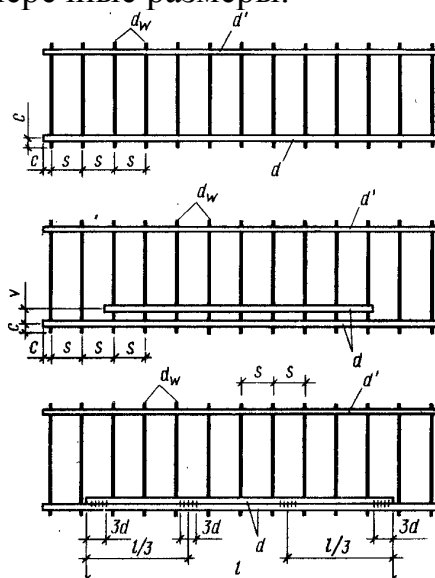


Рис. 13 Плоские сварные каркасы



Рис. 14 Объемный каркас

3.2.2 Вязанные сетки и каркасы

Вязанные сетки и каркасы применяют, в основном, в монолитных ж/б конструкциях сложной конфигурации при малой повторяемости арматурных изделий, а также в конструкциях, подверженных воздействию динамических или многократно повторяющихся нагрузок, либо эксплуатируемых при отрицательных температурах (ниже -30°C).

Используется мягкая вязальная проволока $0,8...1$ мм

3.2.3 Проволочные изделия

Относятся:

- 1) Арматурные канаты (проволока связана между собой) К-3, К-7, К-19 (число – это кол-во проволок). Высокопрочная проволока $2...5$ мм.

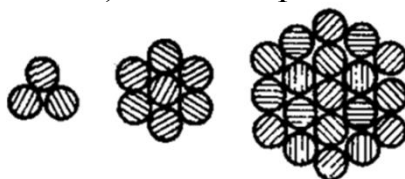


Рис. 15 Арматурные канаты

- 2) Арматурные пакеты – используют унифицированные ненапрягаемые арматурные элементы (УНАЭ). Они состоят из анкерных прямоугольных колодок, в которых закреплены проволоки диаметром 5 мм с высаженными головками. Арматурные элементы унифицированы по маркам в зависимости от количества проволок в поперечном сечении (3, 4, 6, 8, 12 и 14 проволок)

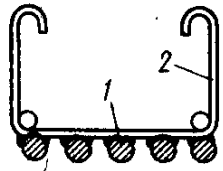


Рис. 16 Конструкция арматурного пакета:
1 – рабочие стержни; 2 – монтажный элемент из стержня

- 3) Арматурные пучки (отличаются от канатов тем, что стержни идут параллельно)

При натяжении арматуры на бетон (после бетонирования) применяют **пучки**, состоящие из параллельно расположенных высокопрочных проволок. Пучки бывают однорядные из проволоки диаметром 5 мм (рис. 17, а) или канатов К-7 и многорядные из проволок (рис. 17, б).

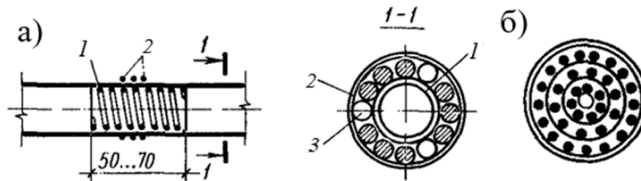


Рис.17 Арматурные пучки: 1 – спираль; 2 – скрутка; 3 – коротыш

3.2.4 Соединения арматуры

Ненапрягаемую арматуру соединяют стыковой или дуговой сваркой и внахлестку (без сварки).

А) контактная стыковая сварка при $d \geq 10$ мм (В заводских условиях для соединения арматурных стержней диаметром 10 мм и более при $d_2 \geq 0,85d_1$)



Рис. 18

Б) дуговая ванная сварка при $d \geq 20$ мм (Для соединения встык в построечных условиях стержней диаметром 20 мм и более)

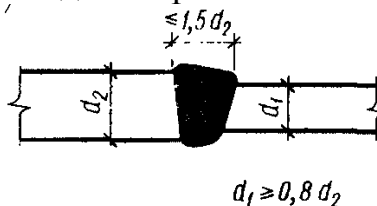


Рис. 19

В) дуговая сварка с накладками с четырьмя фланговыми швами при $d < 20$ мм

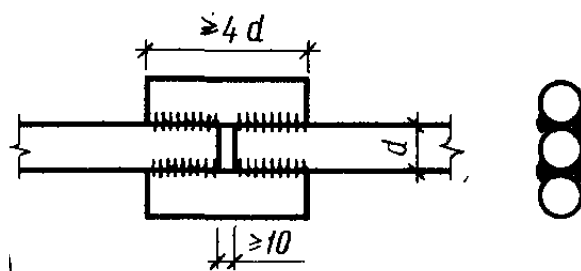


Рис. 20

Г) дуговая сварка двумя удлиненными фланговыми швами

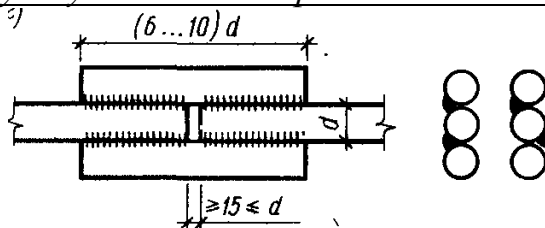


Рис. 21

Соединение арматурных стержней внахлестку без сварки при $d \geq 36$ мм применяют в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Так стыкуют стержни сварных и вязаных сеток и каркасов.

4. СОВМЕСТНАЯ РАБОТА БЕТОНА С АРМАТУРОЙ

4.1 Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры.

Оно является основным свойством железобетона, обеспечивающим его существование как строительного материала.

Прочность сцепления определяется путем выдергивания или продавливания стержней, заделанных в бетоне (рис.), и обеспечивается:

- склеиванием арматуры с бетоном благодаря вязкости цементного теста;
- трением, возникающим в результате зажатия стержней при усадке бетона;
- зацепление за бетон выступов на поверхности арматуры периодического профиля (механическое зацепление – до 70...80% от всего сцепления).

Силы сцепления по контакту арматуры с бетоном зависят от следующих факторов:

- конструктивно-технологический (прочность бетона; параметры бетонной смеси, т.е. В/Ц соотношение; способы уплотнения; условия твердения);
- форма поверхности арматурного стержня;
- вид напряженно-деформированного состояния.

Напряжения сцепления арматуры с бетоном, а также напряжения в арматуре распределяются по длине заделки неравномерно. Наибольшие напряжения $\tau_{с, max}$ действуют вблизи начала заделки и не зависят от ее длины l_b .

Длина стержня в теле бетона наз. **длиной анкеровки**.

l_b – базовая длина анкеровки.

Касательные напряжения – возникающие от силы трения.

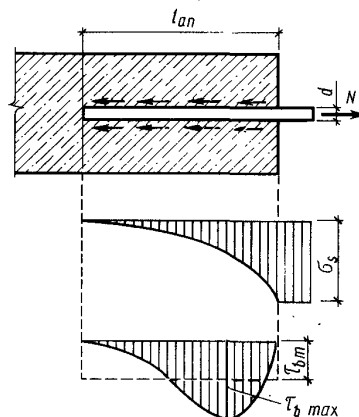


Рис. 22

На конце стержня сила трения равна нулю (по торцевой поверхности).

τ_{bd} – условное среднее значение касательных напряжений по длине;

f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном.

Записываем систему уравнений.

$$\begin{cases} \sigma_s = f_{yd} \\ \tau_{bd} = f_{bd} \end{cases} \quad \text{в тоже время} \quad \begin{cases} \sigma_s = \frac{F}{A_s} \\ \tau_{bd} = \frac{F}{l_b \cdot \pi \cdot \varnothing} \end{cases} \quad \text{зн.} \quad \begin{cases} \frac{F}{A_s} = f_{yd} \\ \frac{F}{l_b \cdot \pi \cdot \varnothing} = f_{bd} \end{cases}$$

Выражаем F

$$\begin{cases} F = f_{yd} \cdot A_s \\ F = f_{bd} \cdot l_b \cdot \pi \cdot \varnothing \end{cases} \quad \rightarrow \quad f_{yd} \cdot A_s = f_{bd} \cdot l_b \cdot \pi \cdot \varnothing \quad \rightarrow \quad l_b = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{bd} \cdot \pi \cdot \varnothing}$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \quad \rightarrow \quad l_b = \frac{f_{yd} \cdot \varnothing}{4 \cdot f_{bd}}$$

Из формулы видно, что с увеличением диаметра стержня и напряжения в нем (прочности арматуры) длина заделки возрастает. Ее можно уменьшить, если повысить прочность бетона (τ_{bd}) или применить арматуру периодического профиля.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

f_{ctd} – расчетное сопротивление арматуры растяжению.

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня;

η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня.

Коэффициенты определяются по п.11.2.33 СНБ «Б и ЖБК»

$l_b \approx (30 \dots 40) \varnothing$ – для гладкой арматуры;

$l_b \approx (30 \dots 40) \varnothing$ – для арматуры периодического профиля.

Т.о., в ЖБК анкеровка арматуры достигается её заделкой за рассматриваемое сечение на длину, обусловленную достаточным сцеплением с бетоном – **расчетную длину анкеровки (f_{bd})**.

Для ненапрягаемых стержней

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

где $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, определяемые по таблице 11.6;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая:

— для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_b; 15\varnothing; 100\text{ мм}\};$$

— для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_b; 15\varnothing; 100\text{ мм}\}.$$

Если не возможно обеспечить длину анкеровки l_{bd} , то на концах стержней устраивают специальные анкеры в виде пластин, гаек, уголков, отогнутых стержней или высаженных голов.

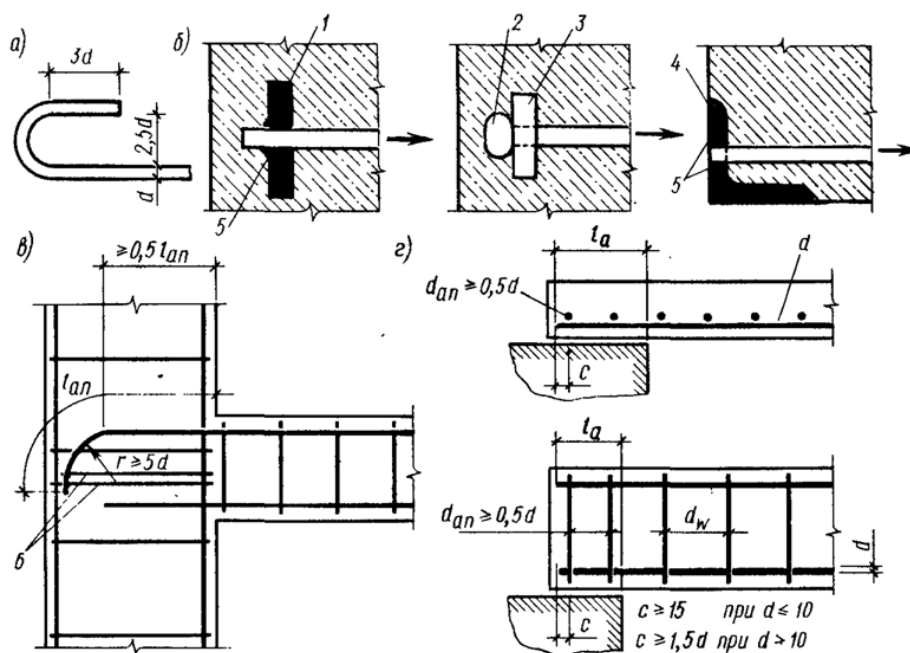


Рис. 23 Анкеровка ненапрягаемой арматуры:

a – круглых гладких стержней в вязаных каркасах; *б* – специальными анкерами на концах стержней; *в* – отгибание стержня; *г* – на крайних свободных опорах; 1 – пластина; 2 – высаженная головка; 3 – шайба; 4 – уголок; 5 – сварка; 6 – дополнительные хомуты, препятствующие разгибанию стержня

Расчетная длина анкеровки напрягаемой арматуры (S800, S1200, S1400)

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pt} + \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{p\varphi}) / f_{bpd}$$

где σ_{pd} – напряжения в арматуре от действия нагрузок;

$\sigma_{p\infty}$ – предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь;

l_{pt} – базовая длина зоны передачи напряжений (ф-ла 11.7 СНБ «Б и ЖБК»)

α_1, α_2 – коэф-ты п. 11.3.4.4 СНБ «Б и ЖБК»

α_1 – в формуле по определению l_{pt}

f_{bpd} – напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном (ф-ла 11.9 СНБ «Б и ЖБК»)

Иногда в напрягаемой арматуре, например, при натяжении на упоры, анкера не требуются, т.к. достаточно сцепления арматуры с бетоном.

Применяются анкера в виде коротышей с кольцами

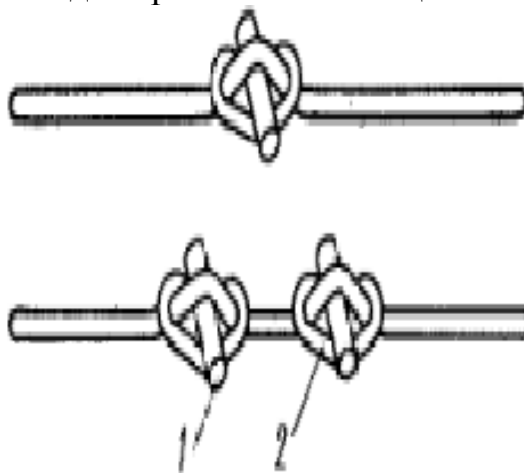


Рис. 24 Анкеровка напрягаемой арматуры: 1 – коротыш; 2 – кольцо

4.2 Усадка, набухание, ползучесть ж/б.

В ж/б элементах относительные деформации при усадке, набухании \approx в 2р. < чем в бетонных, т.к. арматура препятствует свободным деформациям усадки, набухания и ползучести бетона. Сдерживание арматурой деформаций усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных напряжений –растягивающих в бетоне и сжимающих в арматуре. Причем равнодействующие этих усилий будут уравновешены.

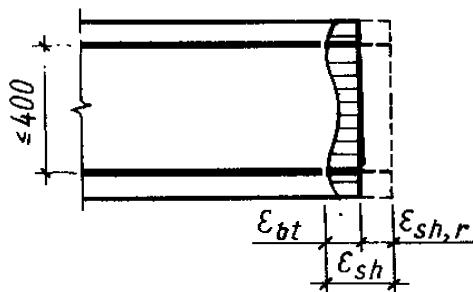


Рис. 25 Деформация усадки ж/б образца

При большом содержании арматуры растягивающие напряжения могут возрасти настолько, что в бетоне образуются трещины. Наибольшие

растягивающие напряжения действуют в зоне контакта с арматурой (рис. 25). При расстоянии между стержнями более 400 мм образуются усадочные трещины. В этом случае устанавливают противоусадочную арматуру, расстояние не должно превышать 400 мм.

При набухании бетона происходят обратные явления: в арматуре появляются растягивающие, а в бетоне сжимающие напряжения. Величины этих напряжений значительно меньше усадочных напряжений, так как свободные деформации набухания в 2...3 раза ниже деформаций усадки.

4.3 Коррозия железобетона

Коррозия – это разрушение ж/б конструкций под воздействием агрессивной среды.

Коррозию вызывают следующие факторы:

- недостаточная толщина защитного слоя бетона;
- недопустимая ширина раскрытия трещин;
- недостаточное содержание цемента;
- наличие в цементе вредных примесей.

Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- защиту арматуры от коррозии, внешних атмосферных воздействий и высокой температуры;
- совместную работу арматуры с бетоном за счет сцепления

Величина защитного слоя бетона зависит от:

1. Класса конструкции по условиям эксплуатации (критерий – влажность) XC1, XC2, X0, XF1.
2. Вида арматуры: напрягаемая или ненапрягаемая (можно СНБ или метод.)

5 ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ.

5.1 Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов под нагрузкой

Железобетон как упругопластичный материал, пронизанный трещинами, не обладает линейной зависимостью между напряжениями и деформациями (закон Гука). Поэтому формулы сопротивления упругих материалов для него часто оказываются неприемлемыми.

Чтобы понять работу и характер разрушения железобетонных элементов, рассмотрим напряженное состояние балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами (рис. 26, а). От действия изгибающего момента в зоне чистого изгиба возникают только нормальные напряжения σ . На участках, где действует поперечная сила, появляются касательные напряжения τ , которые вместе с нормальными образуют главные растягивающие и сжимающие напряжения.

В зависимости от соотношения σ и τ главные растягивающие напряжения будут иметь переменное направление по длине балки (рис. 26, б). В тех случаях, когда главные растягивающие напряжения превосходят предел прочности бетона на растяжение, по направлениям, перпендикулярным к растягивающим усилиям, образуются трещины. Для восприятия растягивающих напряжений, в соответствии с их траекторией, в балке ставят продольную и поперечную арматуру (наклонные стержни и хомуты).

По нормальным сечениям, проходящим по трещине, рассчитывается рабочая продольная арматура от действия изгибающего момента « M », т.е. по нормальным напряжениям σ .

По наклонным сечениям, проходящим по наклонной трещине, рассчитывается рабочая поперечная арматура на действие изгибающего момента « M » и поперечной силы « V », т.е. по нормальным напряжениям σ и касательным напряжениям τ .

Если в элементе продольная рабочая арматура расположена только в растянутой зоне, то поперечное сечение такого элемента называют сечением с одиночным армированием (рис. 26, г, сжатая зона заштрихована). В случае усиления сжатой зоны элемента продольной арматурой сечение называют с двойным армированием (рис. 26, д). Опыты показывают, что с увеличением нагрузки изгибаемый элемент может разрушаться как по сечению, нормальному к оси балки (от действия M), так и по наклонному (от совместного действия M и Q) (рис. 26, в). В соответствии с этим и расчет прочности элементов производится по обоим сечениям.

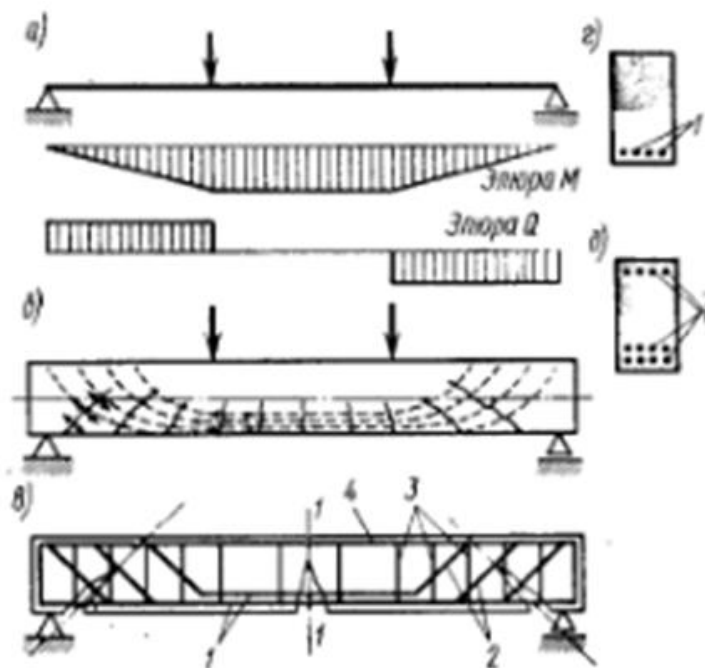


Рис. 26 Напряженное состояние и армирование балки:

1 – продольная арматура; 2 – наклонная арматура (отгибы); 3 – хомуты; 4 – монтажная арматура

Рассмотрим работу нормальных сечений 1—1 (рис. 26, в) в двух одинаковых железобетонных балках с двойной арматурой, поставленной в одной балке без предварительного напряжения, а в другой – с предварительным натяжением на упоры. При последовательном возрастании внешней нагрузки от нуля до разрушающего значения сечение 1—1 (в зоне чистого изгиба) испытывает различные напряженно-деформированные состояния, которые можно объединить в три стадии.

Стадия I характеризуется преимущественно упругой работой бетона.

В элементе с ненапрягаемой арматурой зависимость между напряжениями и деформациями линейная, и эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон треугольные (рис. 27,1,г). Арматура деформируется вместе с бетоном и воспринимает напряжения $\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_{ct}$ (при этом стремится к $\sigma_{ct} = f_{ctk}$).

В предварительно напряженной балке растягивающие напряжения σ_t , вызванные внешней нагрузкой (рис. 27.2, б), будут суммироваться с сжимающими предварительными напряжениями σ_{ct} (рис. 27.2, а). Постепенно возрастающая нагрузка полностью погашает предварительное обжатие растянутой зоны (рис. 27.2, в), и напряжение в арматуре составит $\sigma_{sp} - \sigma_{loc} = \sigma_{sp2}$. С этого момента работа предварительно напряженной балки качественно не отличается от работы изгибаемого элемента с ненапрягаемой арматурой. В дальнейшем в бетоне предварительно напряженной балки появляются растягивающие напряжения (рис. 27.2, з).

С увеличением нагрузки в обеих балках растягивающие напряжения в бетоне быстро приближаются к его пределу прочности при растяжении (f_{ctk}). При этом, в растянутой зоне проявляются пластические деформации бетона и эпюра напряжений искривляется, а в сжатой зоне бетон испытывает еще преимущественно упругие деформации (рис. 27, д). Этот конечный этап называют стадией 1,а.

Исходя из совместности деформаций двух материалов ($\varepsilon_s = \varepsilon_{bt}$) и предельной растяжимости бетона, напряжения в арматуре, не имеющей предварительного напряжения, будут равны $\sigma_s = 2 \alpha \cdot f_{ctk}$, а в предварительно напряженной возрастут на эту величину и составят $\sigma_{sp2} + 2 \alpha \cdot f_{ctk}$ (рис. 27, д).

•Стадия II наступает после появления трещин в растянутой зоне. Бетон в местах образования трещин выключается из работы и внутреннее растягивающее усилие воспринимается арматурой и бетоном растянутой зоны над трещиной (рис.27, е).

На участках между трещинами сцепление арматуры с бетоном сохраняется и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. В сжатой зоне бетона с увеличением момента развиваются пластические деформации бетона (ползучесть) и эпюра нормальных напряжений постепенно искривляется. В элементах с ненапрягаемой арматурой эта стадия наиболее продолжительна, так как начинается при малых нагрузках и заканчивается перед разрушением. Конец стадии II характеризуется началом неупругих деформаций в арматуре.

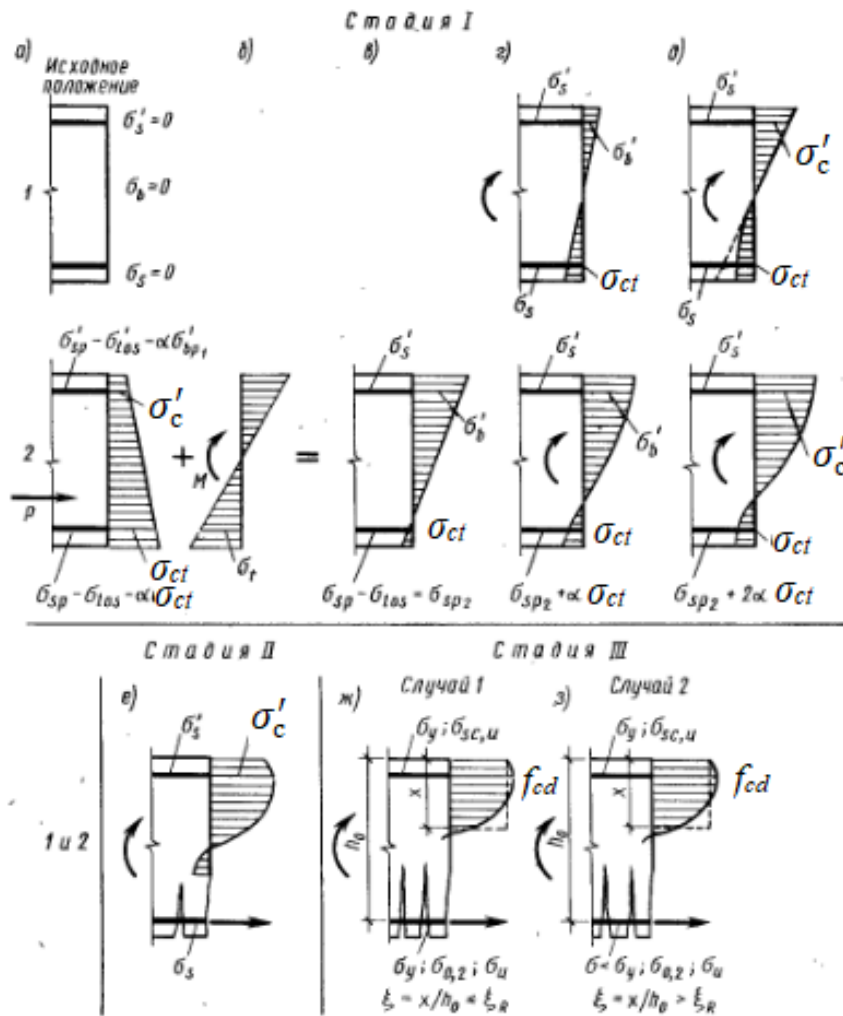


Рис. 27 Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения в изгибаемом элементе с ненапряженной (1) и предварительно напряженной (2) арматурой

• **Стадия III** отражает характер разрушения сечения. Пластические деформации бетона распространяются на значительную часть высоты сжатой зоны и эпюра напряжений резко искривляется, приближаясь к прямоугольной.

В предварительно напряженной балке в стадии разрушения предварительные напряжения полностью утрачены, разрыв арматуры происходит при ее пределе прочности, а предельное состояние нормального сечения оказывается таким же, как и в элементе без предварительного напряжения (рис. 27, ж, з).

Ненапрягаемая арматура в сжатой зоне сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные совместной деформацией с бетоном. Максимальные напряжения в сжатой арматуре достигают величины $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$

В зависимости от количества растянутой арматуры в сечении возможны два случая разрушения.

Случай 1. В нормально армированных балках разрушение начинается в растянутой арматуре и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны (рис. 16.4, ж).

В арматуре из мягких сталей напряжения достигают физического (σ_y) или условного ($\sigma_{0.2}$) предела текучести, что приводит к интенсивному увеличению ширины и длины трещин, высота сжатой зоны бетона сокращается, и напряжения быстро достигают предела прочности на сжатие. Такое разрушение носит пластический характер.

Если элемент армирован арматурой из твердых сталей (с относительным удлинением при разрыве $\sim 4\%$), то одновременно с ее разрывом раздавливается бетон сжатой зоны, т. е. происходит хрупкое разрушение.

Таким образом, разрушение элемента по случаю 1 происходит при одновременном исчерпании несущей способности сжатой и растянутой зон сечения.

Случай 2. В сечениях с чрезмерно большим количеством арматуры (переармированные сечения) разрушение начинается в бетоне сжатой зоны, а напряжения в растянутой арматуре не достигают предельных значений (рис. 27, з).

Независимо от свойств арматурных сталей разрушение по этому случаю всегда происходит внезапно и носит хрупкий характер.

На основании многочисленных опытов установлено, что напряжение в растянутой арматуре при разрушении сечения по случаю 2 можно определять по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc.u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{сп}$$

где $\xi = x/h_0$ — относительная высота сжатой зоны сечения.

Выражение можно использовать для определения граничного условия между первым и вторым случаями разрушения.

Принимая $\sigma_s = R_s$, что соответствует первому случаю разрушения, найдем граничную относительную высоту сжатой зоны ξ_{lim} , при которой растягивающие напряжения в арматуре достигают предельных значений:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 - \frac{\sigma_{s.lim}}{\sigma_{sc.u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$$

В формулах принято: $\sigma_{s.lim} = R_s$ — условные предельные напряжения в арматуре растяжению, принимаемые для арматуры классов S240; 400; 500 равными f_{yd} ;

$\sigma_{sc.u}$ — максимальные напряжения в сжатой арматуре (=500МПа);

$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd}$ — характеристика деформативных свойств тяжелого бетона сжатой зоны.

5.2 Основные положения расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

Процесс развития и совершенствования теории железобетона характеризуется тремя основными этапами.

На 1-ом этапе (до 1938г.) расчет железобетонных элементов производили по методу допускаемых напряжений. Расчет по допускаемым напряжениям основан на предположении упругой работы железобетона, что является основным недостатком этого метода.

2-ой этап (1938-1955 гг) применялся метод расчета сечений по разрушающим усилиям.

Этот метод исходит из *стадии III* напряженно-деформированного состояния. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводятся предел прочности бетона и предел текучести арматуры, эпюра напряжений в сжатой зоне принята прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяется делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса.

Недостаток метода расчета по разрушающим усилиям – невозможность учета изменчивости нагрузок и прочностных характеристик материалов при едином коэффициенте запаса.

3-ий этап (с 1955г по н.в.) применяется метод расчета конструкций по предельным состояниям, разработанный советскими учеными (А. А. Гвоздев, В. И. Мурашов, П. Л. Пастернак, О. Я. Берг, Я. В. Столяров, М. С. Боришанский и др.) (1955).

Изменчивость различных факторов учитывается системой расчетных коэффициентов:

1. по нагрузке;
2. по материалу;
3. коэффициент сочетаний нагрузок;
4. по степени ответственности;
5. коэффициент условий работы.

Предельное состояние (П.С.)– состояние, при котором конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации, либо местные повреждения, т.е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации и возведения.

Расчеты по I группе П.С. включают:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание и т.д.);
- расчет по выносливости при действии многократно повторяющейся нагрузке.

Расчеты по II группе П.С. включают:

- расчет на образование трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям

При расчете конструкций по II группе П.С. следует принимать значения частных коэффициентов безопасности равными 1, а также среднее значение модулей упругости.

Расчет по I группе П.С. производится по расчетной нагрузке, а по II группе – по нормативной.

Примеры условий для расчетов по П.С.

I группа П.С.

1. Условие прочности изгибаемого ж/б элемента

$$M_{rd} \geq M_{sd} ,$$

где M_{rd} – несущая способность сечения (максимальный изгибающий момент, который может выдержать элемент);

M_{sd} – расчетный действующий изгибающий момент.

2. Условие прочности центрально-сжатого ж/б элемента

$$N_{rd} \geq N_{sd} ,$$

N_{rd} – максимальная сила, которую может выдержать элемент.

II группа П.С.

1. Условие трещиностойкости

$$M_k < M_{crc} - \text{трещины не появляются}$$

$$M_k \geq M_{crc} - \text{трещины появляются}$$

где M_k – нормативный действующий момент, кНм

M_{crc} – момент перед образованием трещин, кНм

2. Условие по предельно-допустимой ширине раскрытия трещин

$$W_k \leq W_{lim}$$

где W_k – фактическая ширина раскрытия трещин от действия нормативной нагрузки, мм;

W_{lim} – предельно-допустимой ширина раскрытия трещин, мм.

3. Условие по предельно-допустимому прогибу изгибаемого элемента

$$a_k \leq a_{lim}$$

где a_k – фактический прогиб от действия нормативной нагрузки, м;

a_{lim} – предельно-допустимый прогиб, м.

5.3 Виды нагрузок и воздействий

1. Прямые воздействия и нагрузки – силы, приложенные непосредственно к конструкции и вызывающие в ее элементах напряжения либо перемещения.

Прямые воздействия делятся в зависимости от характера и изменения во времени и пространстве еще на 2 гр.:

- а) учитывающие изменение величины воздействия во времени:
 - постоянные, G (собственный вес конструкции, вес стационарного оборудования);
 - временные или переменные, Q (ветровая, снеговая, оборудование, люди);
 - особые или аварийные, A (взрывные и сейсмические);
 - б) учитывающие изменение положения нагрузки:
 - подвижные эксплуатационные нагрузки (динамические нагрузки).
2. Косвенные или непрямые воздействия, т.е. вынужденные деформации элементов, вызываемые перемещением связей, осадками оснований, температурными и влажностными деформациями.

5.4 Сочетания нагрузок

При эксплуатации зданий и сооружений все нагрузки могут действовать в различных сочетаниях. При этом расчет конструкции должен производиться для наиболее неблагоприятного реально возможного их сочетания.

Вероятность одновременного появления нагрузок учитывают соответствующим коэффициентом сочетаний ψ (табл. А1 СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции»)

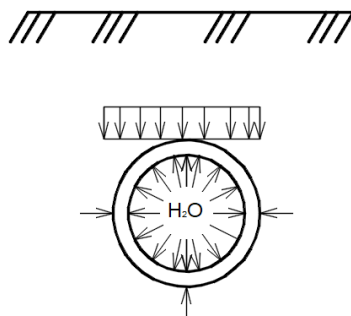


Рис. 28 Пример действия различных нагрузок на ж/б трубу

При расчете конструкций по П.С. I группы следует принимать следующие сочетания нагрузок:

а) при постоянных и временных расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок, или действия усилия предварительного напряжения – наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний:

1-ое основное сочетание

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

2-ое основное сочетание

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

б) особое сочетание

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

в) для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать практически постоянное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}),$$

где $G_{k,j}$ – нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ – нормативное значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ – нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

A_d – расчетное значение особого воздействия;

$\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$ – то же, для особой комбинации;

$\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1;

ξ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

При расчете конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать следующие сочетания нагрузок:

– нормативное (редкое) сочетание

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

– частое сочетание

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

– практически постоянное сочетание

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})$$

В расчетах по предельным состояниям второй группы следует принимать сочетание, которое дает наиболее неблагоприятный эффект, если это не установлено дополнительными требованиями настоящих норм

6. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

6.1 Общие сведения об изгибаемых элементах

К изгибаемым элементам относятся балки, плиты, фермы (в совокупности)

Балки – это линейные элементы, длина у которых значительно больше поперечных размеров (b и h).

Плиты – это плоские элементы, толщина которых h_s значительно меньше длины l_s и ширины b_s .

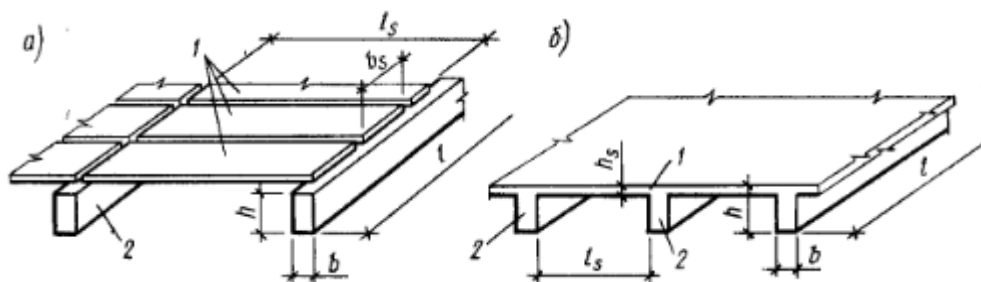


Рис. 29 Изгибаемые железобетонные элементы
 а) сборное перекрытие; б) монолитное перекрытие. 1 – плиты, 2 - балка

Плиты бывают 2-х видов:

- балочные – с отношением сторон в плане более трех. Плита изгибается в коротком направлении.

- опертые по контуру – с отношением сторон в плане меньше трех. Плита изгибается в двух направлениях.

Толщину железобетонных плит следует принимать не менее следующих значений:

- для монолитных покрытий – 50 мм;
- для сборных покрытий – 40 мм;
- для перекрытия многоэтажных жилых и общественных зданий:
 - монолитных – 60 мм;
 - сборных – 50 мм;
- для перекрытий многоэтажных производственных зданий:
 - монолитных – 70 мм;
 - сборных – 60 мм;
- для плит, работающих на сосредоточенную подвижную нагрузку:
 - монолитных – 120 мм;
 - сборных – 100 мм;
- для плит со сосредоточенным опиранием:
 - монолитных – 150 мм;
 - сборных – 120 мм;

Несколько вариантов армирования плит

Разделяют два вида армирования монолитных плит сварными сетками: непрерывное (рулонными сетками) и раздельное.

Непрерывное армирование (при диаметрах рабочих стержней до 10 мм) – рулонные сетки с продольным расположением рабочих стержней раскатывают по опалубке вдоль пролета плиты (рис. 30, б). На опорах сетку укладывают на арматурные каркасы балки, а в пролете крепят к опалубке через специальные прокладки для обеспечения защитного слоя бетона.

Раздельное армирование (при диаметре рабочей арматуры 6 мм и более). Если рабочие стержни поперечные, то предусматриваются рулонные сетки, раскатываемые поперек пролета плиты. При продольных рабочих стержнях армирование предусматривается плоскими сетками.

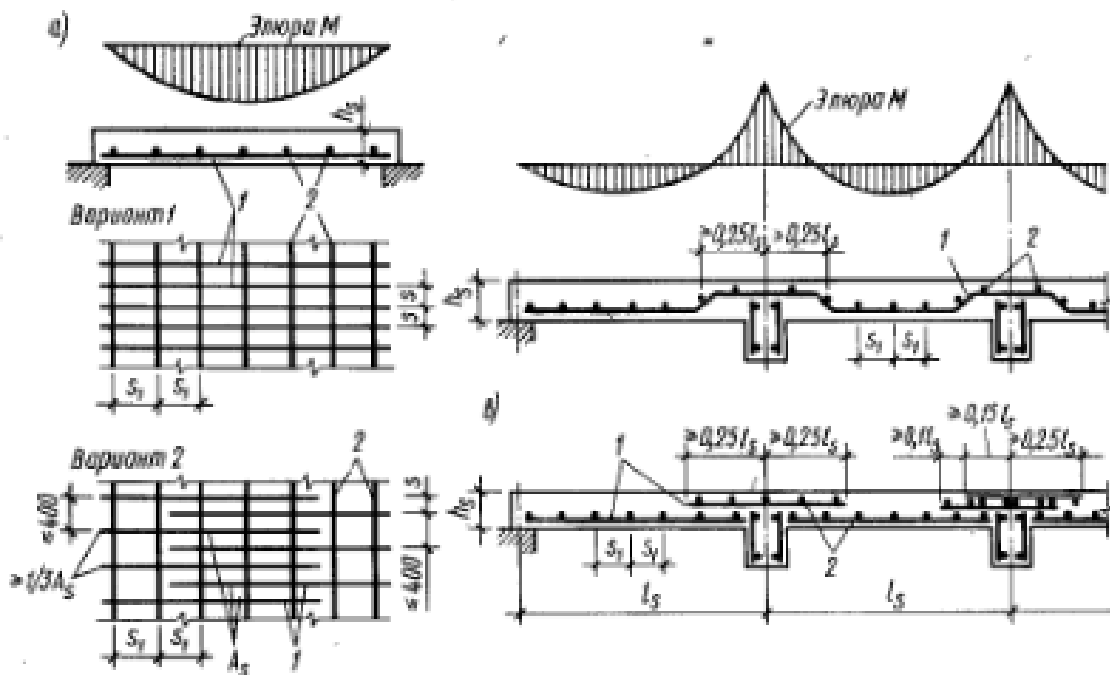


Рис. 30 Армирование плит:

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

Сборные плиты бывают:

- сплошные (рис. 31, а);
- ребристые (рис. 31, б);
- пустотные (рис. 31, в, г);
- сборно-монолитные состоят из сборных элементов и монолитных частей, бетонируемых на строительной площадке (рис. , д, е);

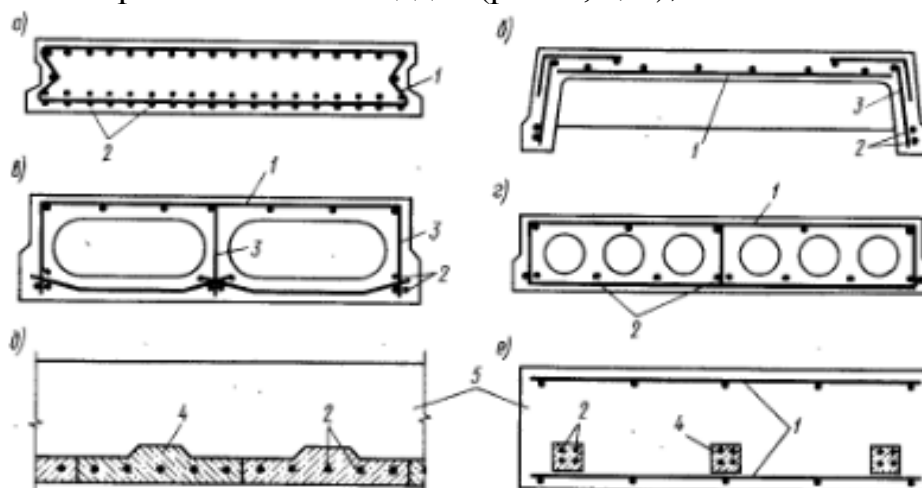


Рис. 31 Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит:

1 – сварные сетки; 2 – рабочая арматура; 3 – плоские каркасы; 4 – сборные элементы (армоэлементы); 5 – монолитный бетон

Балки бывают различными по поперечному сечению: прямоугольные (рис. 32, а), тавровые (рис. 32, б, в), трапециевидные (рис. 32, г), двутавровые (рис. 32, д), рельсовидные (рис. 32, е), П-образные (рис. 32, ж).



Рис. 32 Поперечные сечения балок

В целях типизации элементов и стандартизации высоту сечения h назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при большей высоте. Ширину прямоугольных балок назначают в пределах $(0,25 \dots 0,5) \cdot h$, а именно: 100, 120, 150, 180, 200, 220, 250 и далее через 50 мм.

Требования к расположению арматуры.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры следует принимать не более двух толщин стены и не более 400 мм, а между стержнями горизонтальной арматуры – не более 400 мм

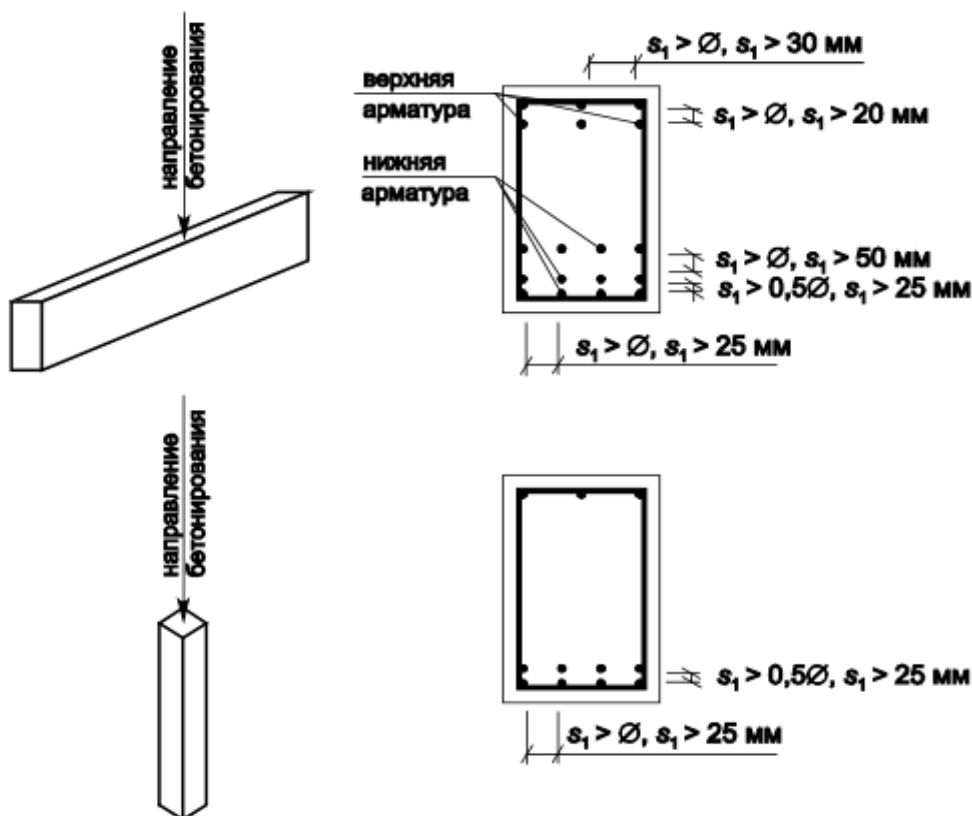


Рис. 32 Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании

Максимальный диаметр стержней для бетона С12/15 – 40 мм.

Для бетонов С16/20 и выше максимальный диаметр в сварных каркасах 40 мм, а в вязаных – 32 мм.

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектном положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней [СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции», п. 11.2.18].

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать в сварных каркасах не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету диаметром продольной арматуры (табл.), и не более 14 мм [СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции», п. 11.2.28].

Т а б л и ц а . Соотношение между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

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

Монтажная арматура 10...12 мм, но не менее диаметра поперечных стержней плюс два миллиметра.

6.2 Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов любого профиля

Основной целью инженерных расчетов является получение того, что за время эксплуатации рассчитываемая конструкция не будет разрушена, т.е. должно соблюдаться условие прочности.

Рассмотрим бетонные элементы

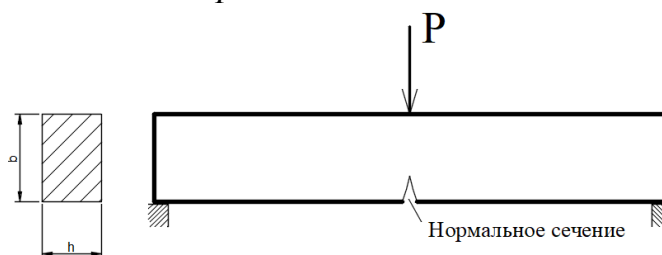


Рис. 33

Условие прочности для изгибаемых бетонных элементов

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = f_{ctd} \cdot W_{pl}$$

где f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению, определяемое при частном коэффициенте безопасности $\gamma_c = 1,8$;

$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5}$ – момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом пластических деформаций растянутого бетона.

Рассмотрим железобетонные элементы

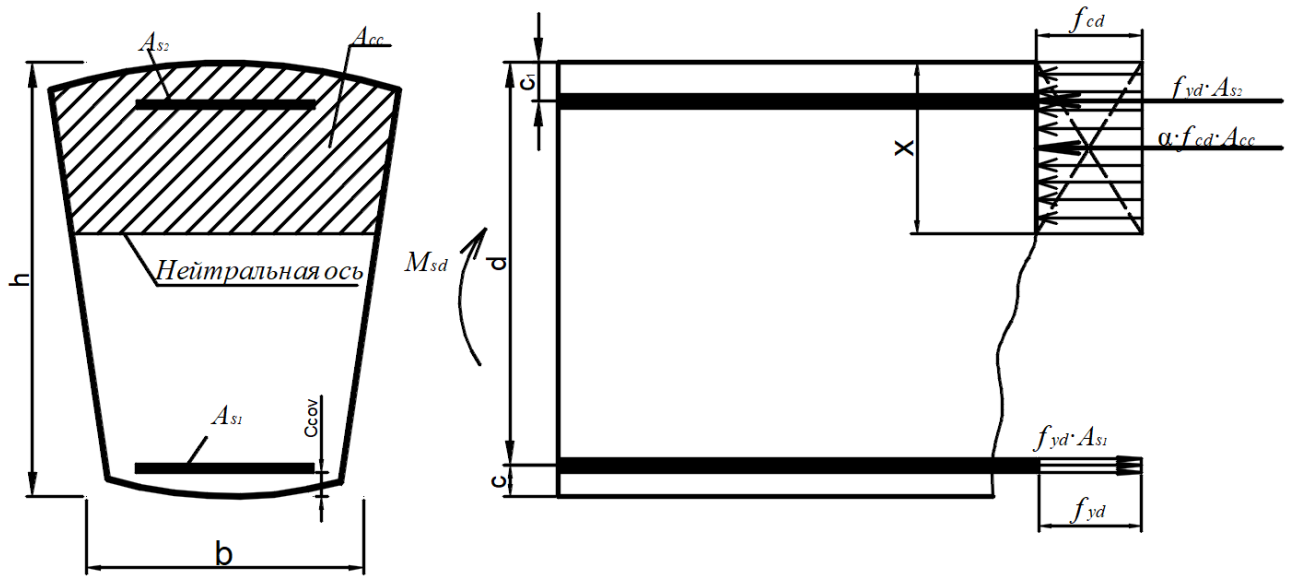


Рис. 34 Расчетное предельное состояние произвольного сечения с двойной арматурой

Запишем уравнения равновесия

$$\sum F_x = 0; \quad f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{A_{s1}} = 0; \quad M_{sd} - f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot y = 0 \quad (2)$$

где $A_{cc} \cdot y = S_c$ – статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;

x – высота сжатой зоны, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне;

A_{s1} , A_{s2} – площадь, соответственно, поперечного сечения рабочей растянутой и сжатой арматуры

α – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ её приложения;

$\alpha = 1$ – для бетона класса по прочности на сжатие не более C50/60;

$\alpha = 0,95$ – для высокопрочного бетона C55/67 и более (для высокопрочных бетонов классов C70/85 и выше f_{cd} необходимо умножать на коэффициент α и λ , определяются по табл. 6.4 СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции»)

$\alpha = 1,1$ – допускается принимать при расчете прочности сечений элементов сборных конструкций в переходных расчетных ситуациях (изготовление, транспортирование, возведение);

$$\text{Из (1)} \quad f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s2} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \quad (3)$$

$$\text{Из (2)} \quad M_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c \quad (4)$$

Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости (рисунок 34), следует производить из условия

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c,$$

Высоту сжатой зоны « x » можно определить из условия (3)

При расчете изгибаемых элементов по прочности нормальных сечений следует соблюдать условие $x \leq \xi_{lim} \cdot d$ (1-ый случай разрушения III стадии напряженно деформированного состояния)

В случае, когда площадь растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x \leq \xi_{lim} \cdot d$, то расчет следует производить по деформационной расчетной модели согласно 5.5.3.2, 5.5.3.3 СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции».

Для элементов, выполненных из бетона классов по прочности $C^{25/30}$ и ниже с арматурой классов S240, S400, S500, при $x > \xi_{lim} \cdot d$ допускается производить расчет из условия $x = \xi_{lim} \cdot d$.

6.3 Расчет прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

В инженерных конструкциях наиболее часто встречаются изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой (балки, плиты).

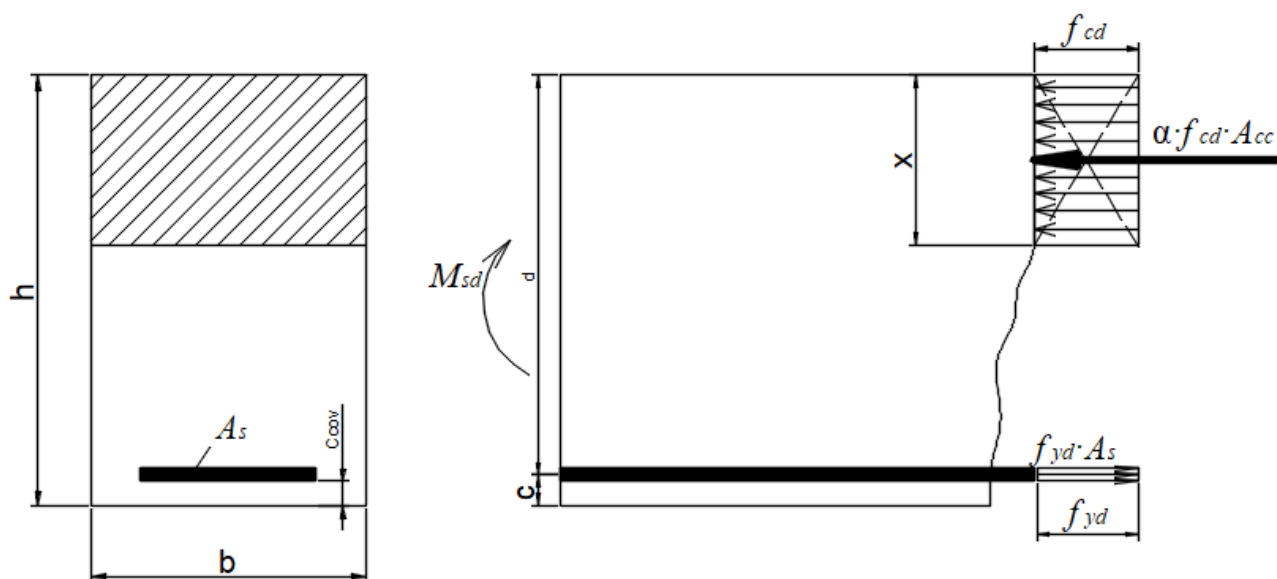


Рис. 35 Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с одиночной арматурой

Запишем уравнения равновесия

$$\sum F_x = 0; \quad f_{yd} \cdot A_s - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{A_s} = 0; \quad M_{sd} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0 \quad (2)$$

$$\sum M_{A_{cc}} = 0; \quad M_{sd} - f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0 \quad (3)$$

Из (1) $f_{yd} \cdot A_s = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$ (4)

$$\text{Из (2)} \quad M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) \quad (5)$$

$$\text{Из (3)} \quad M_{sd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) \quad (6)$$

Исходя из формул 4 – 6 возможно решение задач трех типов:

I-я задача – подбор размеров сечений

Дано: M_{sd}, f_{cd}, α

Найти: $b \times h$

Решение: а) принимаем для балок $b = 20, 22, 25, 30$ и т.д. через 50 мм или 1000 мм для плит;

б) принимаем относительную высоту сжатой зоны ξ

$\xi = 0,1 \dots 0,2$ – для плит

$\xi = 0,25 \dots 0,4$ – для балок

$\xi = 0,07 \dots 0,12$ – для предварительно напряженных элементов

в) определяем коэффициент $\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)$

г) знаем, что $\xi = x/d$, значит $x = \xi \cdot d$

Подставляем x в (5) уравнение

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d \cdot \left(d - \frac{\xi \cdot d}{2}\right)$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m$$

д) выражаем рабочую высоту сечения

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \alpha_m}}$$

е) принимаем величину c , а затем определяем высоту сечения h

$$h = d + c$$

Полученное значение округляем до стандартных размеров. Высота прямоугольного сечения назначается кратной 50 мм до 600 мм и далее через 100 мм.

II-я задача – подбор рабочей арматуры

Дано: $M_{sd}, f_{cd}, \alpha, f_{yd}, b \times h$

Найти: A_s , количество, диаметр, расположение в сечении

Решение: а) знаем, что $\xi = x/d$, значит $x = \xi \cdot d$

Подставляем x в шестое уравнение

$$M_{sd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{\xi \cdot d}{2}\right)$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$$

$$\eta = 1 - \frac{\xi}{2}$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta$$

$$A_s^{reg} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta}$$

б) По сортаменту по требуемой площади в зависимости от A_s принимаем количество и диаметр стержней и располагаем их в сечении в соответствии с требованиями норм (см. п. 6.1)

III-я задача – подбор рабочей арматуры

Дано: $M_{sd}, f_{cd}, \alpha, f_{yd}, b \times h, A_s, d$

Найти: M_{Rd} , проверить условие прочности

Решение: из (4)

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

определяем $\xi = x/d$ и сравниваем с граничной относительной высотой сжатой зоной ξ_{lim} .

Если $\xi \leq \xi_{lim}$, то разрушение элемента происходит по случаю нормального армирования (1-ый случай разрушения).

Если $\xi > \xi_{lim}$, то разрушение элемента происходит по случаю переармированного сечения (2-ой случай разрушения). В этом случае допускается принимать $\xi = \xi_{lim}$, т.е. $x = \xi \cdot d$

Из (5) $M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right)$, т.к. идеальный вариант, когда

$$M_{sd} = M_{Rd}$$

После определения M_{Rd} проверяем условие прочности

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

6.4 Предельные проценты армирования

Коэффициент продольного армирования (ρ_l) – это количество рабочей арматуры в железобетонном элементе отнесенное к площади расчетного сечения.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \text{ или } \rho_{l\%} = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\%$$

Коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w}, \text{ где } s \text{ – шаг поперечных стержней}$$

Должно выполняться условие

$$\rho_{l.min} \leq \rho_l \leq \rho_{l.max}$$

Если $\rho_l < \rho_{l.min}$, то количество арматуры относительно мало и элемент следует относить не к железобетонным, а к бетонным и рассчитывать по формулам для бетонных конструкций.

Если $\rho_l > \rho_{l.max}$, то сечение переармировано и будет разрушаться по случаю 2.

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

разделим на d

$$\frac{x}{d} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot d \cdot b}$$

$$\xi = \frac{f_{yd} \cdot \rho_l}{\alpha \cdot f_{cd}}$$

$$\rho_l = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \xi}{f_{yd}}$$

Принимаем $\xi = \xi_{lim}$ и получаем

$$\rho_{l,max} = \frac{\alpha \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \xi_{lim}$$

В соответствии с рекомендуемыми значениями ξ (которые соответствуют наиболее экономически целесообразным сечениям исходя из стоимости арматуры и бетона) можно рассчитать max % армирования.

$\rho_{l,\%} = 5\%$ – колонны;

$\rho_{l,\%} = 4\%$ – другие железобетонные элементы;

$\rho_{l,min}$ – минимальный процент армирования, рассчитываемый по п. 11.2.2. СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции».

Используя условие по коэффициенту продольного армирования, т.е.

$\rho_{l,min} \leq \rho_l \leq \rho_{l,max}$ можно получить балки с одинаковой несущей способностью, но с разным расходом материалов, а, значит, и стоимостью. Т.е. чем больше арматуры, тем меньше бетона и наоборот.

Экономические решения достигаются при следующих значениях

$\xi = 0,25 \dots 0,4$ – для балок;

$\xi = 0,1 \dots 0,2$ – для плит;

$\xi = 0,25 \dots 0,4$ – для предварительно-напряженных элементов. (Повтор см.6.3)

На основании приведенных значений получены оптимальные значения процентов армирования.

$\rho_{l,\% opt} = 0,3 \dots 0,6\%$ – для плит прямоугольного сплошного сечения;

$\rho_{l,\% opt} = 1 \dots 2\%$ – для балок.

В предварительно напряженных элементах оптимальное содержание арматуры определяется условием обеспечения трещиностойкости элемента и необходимой жесткости конструкции.

6.5 Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с 2-ой арматурой

Необходимость в сжатой рабочей арматуре возникает, когда сечение с одиночным армированием оказывается переармированным и разрушается по случаю 2 третьей стадии напряженно-деформированного состояния.

Изгибаемые элементы с 2-ой арматурой экономически не выгодны, поэтому их применяют только в следующих случаях:

1. При ограниченной высоте сечения;
2. При невозможности повышения класса бетона;
3. При действии изгибающих моментов разных знаков;

4. По условиям транспортировки и монтажа сборных элементов или других специальных требований.

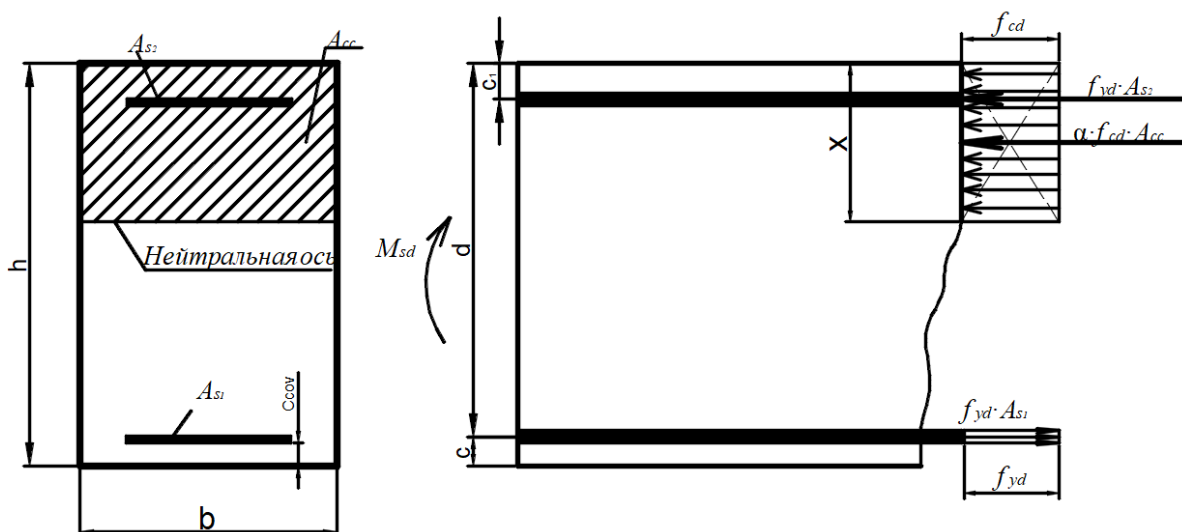


Рис. 36 Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с двойной арматурой

Запишем уравнение равновесия для данного случая

$$\sum F_x = 0$$

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} = 0 \quad (1)$$

$$\sum M_{A_{s1}} = 0 \text{ (наиболее выгодное)}$$

$$M_{sd} - f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0 \quad (2)$$

Заменяем $A_{cc} = b \cdot x$ в уравнения 1 и 2.

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0 \quad (3)$$

$$M_{sd} - f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0 \quad (4)$$

По полученным уравнениям возможно решение нескольких типов задач.

Задача 1. – Подбор рабочей арматуры

Дано: $b \cdot h$, M_{sd} , f_{yd} , f_{cd} .

Найти: A_{s1} , A_{s2} , расположение стержней в сечении.

Решение: арматуру следует подбирать так, чтобы ее суммарный расход, т.е. $A_{s1} + A_{s2}$ был *min*. Это достигается при использовании максимальной несущей способности сжатой зоны, т.е. когда $x = \xi_{lim} \cdot d$, при этом c_1 и c_2 – задаются.

С учетом этого из (4) получим

$$M_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d \cdot \left(d - \frac{\xi_{lim} \cdot d}{2} \right)$$

$$M_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \xi_{lim} \cdot \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2} \right)$$

где $\alpha_{m.lim} = \xi_{lim} \cdot \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2} \right)$

$$M_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m.lim}$$

Площадь рабочей сжатой арматуры определяется следующим образом

$$A_{s2} = \frac{M_{sd} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m.lim}}{f_{yd} \cdot (d - c_1)}$$

Подставив в (3) уравнение $x = \xi_{lim} \cdot d$ получим

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s2} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d$$

Находим требуем площадь рабочей растянутой арматуры

$$A_{s1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \xi_{lim} \cdot b \cdot d + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}}$$

По сортаменту принимаются количество и диаметр стержней и располагают стержни в сечении.

Если $A_{s2} \leq 0$, то сжатая арматура по расчету не требуется и сечение проектируют с одиночным армированием.

Задача 2. – определение несущей способности. Проверка прочности, экономичности.

Дано: $b \cdot h, M_{sd}, f_{yd}, f_{cd}, A_{s1}, A_{s2}, d$.

Найти: $M_{sd} \leq M_{Rd}$.

Решение:

Из (3) уравнения получим высоту сжатой зоны

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Определяют относительную высоту сжатой зоны

$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{lim}$ – 1-ый случай разрушения 3-ей стадии напряженно-деформированного состояния

Тогда, несущая способность из уравнения (4) при $M_{sd} = M_{Rd}$

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) = 0$$

Условие прочности для изгибаемых ж/б элементов

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

6.6. Расчет по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля

6.6.1. Преобразование фактических сечений в расчетные

Более выгодно тавровое сечение (более экономичнее прямоугольного), т.к. в растянутой зоне используется меньше бетона, который по сути практически не работает.

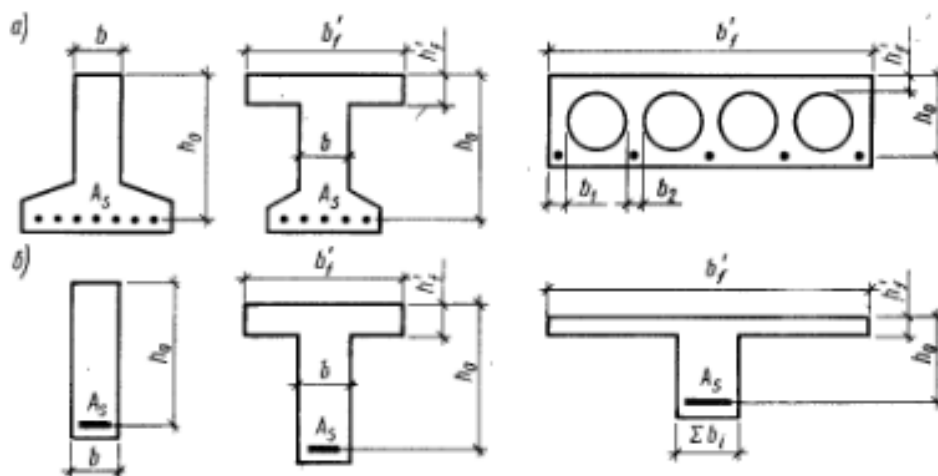


Рис. 37 Фактические (а) и расчетные (б) сечения балок и плит

6.6.2. Расчет элементов таврового профиля

При расчете изгибаемых ж/б элементов таврового и двутаврового сечений возможны 2 случая расчета.

Случай А. – сжатая зона находится в пределах полки, т.е. $x \leq h'_f$ (нейтральная ось проходит в пределах полки)

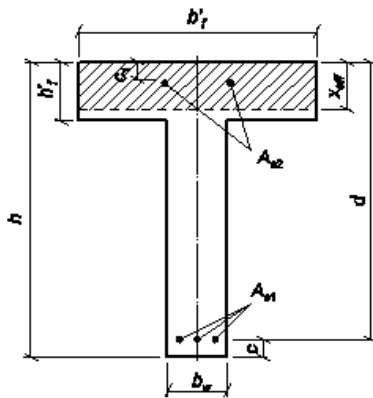


Рис. 38 1-ый расчетный случай расчета таврового сечения

Это происходит, если выполняется условие

$$f_{yd} \cdot A_{st} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f'$$

Т.е. полка достаточно развита и внешний расчетный момент меньше внутреннего момента, воспринимаемого сжатой зоной полкой сечения относительно центра тяжести сечения арматуры A_{st} .

$$M_{sd} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2} \right)$$

В таком случае расчет ведется как для прямоугольного сечения шириной b_f' и высотой h

Случай Б. – нейтральная ось проходит в ребре, т.е. $x > h_f'$

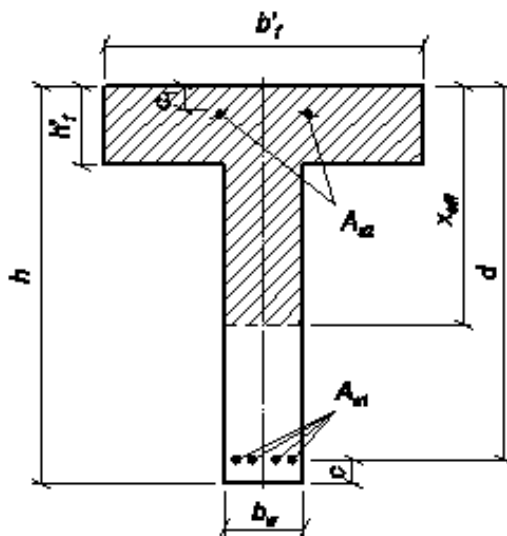


Рис. 39 2-ой расчетный случай расчета таврового сечения

Это происходит, если полка развита недостаточно и внешний момент больше внутреннего, воспринимаемого одной только сжатой полкой, т.е.

$$M_{sd} > \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2} \right)$$

В таком случае расчет производится из условия

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

При определении несущей способности рассматривают 3 прямоугольника и считают, что сжимающие усилия приложены посередине этих прямоугольников

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

Запишем уравнения равновесия, т.к. для расчета M_{Rd} необходимо подобрать арматуру и расположить её в сечении.

$$\sum F_x = 0$$

$$f_{yd} \cdot A_s = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \quad (1)$$

$$\sum M_{AS} = 0$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) \quad (2)$$

Зная, что $x = \xi \cdot d$ из (2) получим

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot d \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{\xi \cdot d}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

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

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

$$\alpha_m = \frac{M_{sd} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2}$$

По величине α_m по таблицам принимают ξ

Из (1) уравнения получаем требуемую площадь сечения рабочей арматуры

$$A_{s.req} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w)}{f_{yd}}$$

$$A_{s.req} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot d \cdot b_w + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w)}{f_{yd}}$$

По сортаменту по требуемой площади $A_{s.req}$ подбирают количество и диаметр стержней. Располагаем их в сечении. Находят рабочую высоту сечения.

Определяют высоту сжатой зоны

Из (1)

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s - \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w}$$

Из (2) определяем несущую способность

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right)$$

Проверяют условие прочности

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Расчетную длину свеса полки (b_{f1}) принимаем не более величин, указанных в п. 7.1.2.7 СНБ «Бетонные и железобетонные конструкции»

7. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

К сжатым элементам относятся колонны зданий и сооружений, стойки эстакад, верхние пояса и сжатые элементы решеток ферм, элементы арок и т.д.

Железобетонные элементы могут испытывать воздействие продольной сжимающей силы, действующей центрально, т.е. по оси элемента (рис. 40,а), сжимающей силы, приложенной внецентренно с фиксированным эксцентриситетом e_0 (рис. 40,б), или совместное действие центрально сжимающей силы и изгибающего момента (рис.40, в)

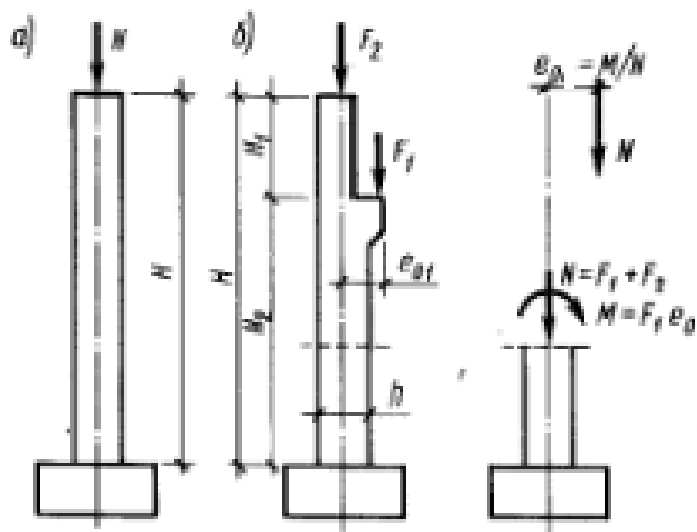


Рис. 40 Сжатые элементы

Сжатые элементы (стойки, колонны) могут иметь призматическую (рис. 41, а, б) или ступенчатую (рис. 41, в) формы.

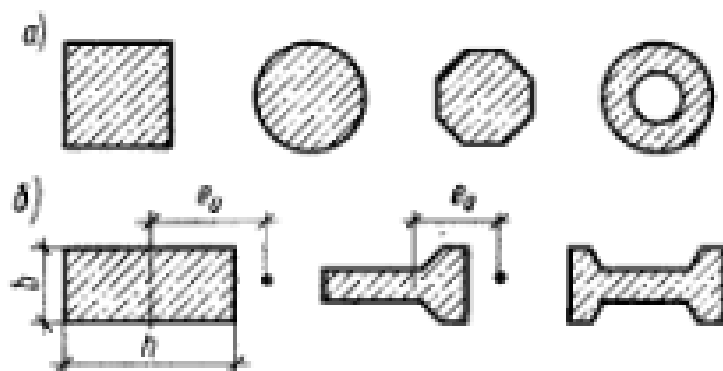


Рис. 41 Поперечные сечения сжатых элементов

При расчете элементов по прочности сечений нормальных к продольной оси на совместное действие изгибающего момента и продольных усилий эксцентриситет следует определять по формуле

$$e_0 = e_c + e_a$$

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} - \text{эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести}$$

приведенного сечения, определяемый из статического расчета;

M_{sd} – полный расчетный момент с учетом продольного изгиба;

e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый большим из следующих значений

$$e_a = \max \begin{cases} \frac{l_{col}}{600} & \text{- в плосконапряженных и каркасных системах с несмещаемыми узлами} \\ \frac{l_{col}}{600} \cdot \left(1 + \frac{1}{n}\right) & \text{- в каркасных системах со смещаемыми узлами для элементов} \\ & \text{n – го этажа, считая от верхнего} \\ & \text{10 мм – для монолитных конструкций} \\ & \text{20 мм – для сборных элементов (за исключением стен и оболочек)} \end{cases}$$

l_{col} – расстояние между точками закрепления элемента. Для консольных элементов $l_{col} = l_o$;

l_o – расчетная длина для колонн, определяемая по табл. 7.4 СНБ «Бетонные и железобетонные элементы».

7.1 Расчет бетонных сжатых элементов

Условие прочности для сжатых бетонных элементов

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Несущая способность центрально-сжатых бетонных элементов

$$N_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{c,eff}$$

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь поперечного сечения, в пределах которой принято равномерное распределение сжимающих напряжений;

Несущая способность внецентренно-сжатых бетонных элементов прямоугольного сечения

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e}{h}\right)$$

Несущая способность отдельных бетонных колонн и стен, выполненных в условиях строительной площадки, когда $\lambda = \frac{l_o}{i} > 14$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \cdot \varphi$$

φ – коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности и определяемый по формуле

$$\varphi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_o}{h} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h} \quad (5)$$

$$e_{tot} = e_o + e_a + e_\varphi$$

где e_o – начальный эксцентриситет продольной силы;

e_a – случайный эксцентриситет;

e_φ – эксцентриситет, обусловленный ползучестью бетона

Несущую способность сжатых элементов прямоугольного сечения, выполненных из бетонов класса меньше С16/20, допускается определять по формуле

$$N_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \cdot \varphi$$

7.2 Расчет железобетонных сжатых элементов

7.2.1 Расчет центрально-сжатых железобетонных элементов

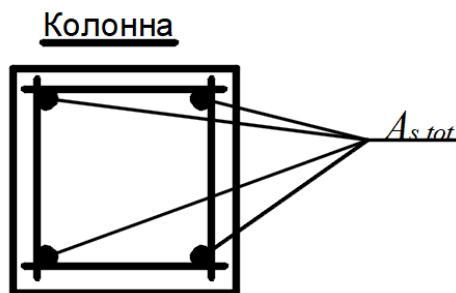


Рис. 42 Поперечное сечение колонны

Условие прочности для центрально-сжатых железобетонных элементов

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

где N_{Rd} – несущая способность (максимальная сжимающая сила)

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot h_c + f_{yd} \cdot A_{s.tot})$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета. Рассчитывается по (ф. 5, см. выше) или принимается по таблице 7.2 СНБ «Бетонные и ж/б конструкции»;

$A_{s.tot}$ – полная площадь сечения продольной сжатой арматуры.

7.2.2 Внецентренно-сжатые ж/б элементы

При расчете внецентренно-сжатых элементов следует различать 2 случая

Случай А. – Случай большого эксцентриситета ($\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{lim}$)

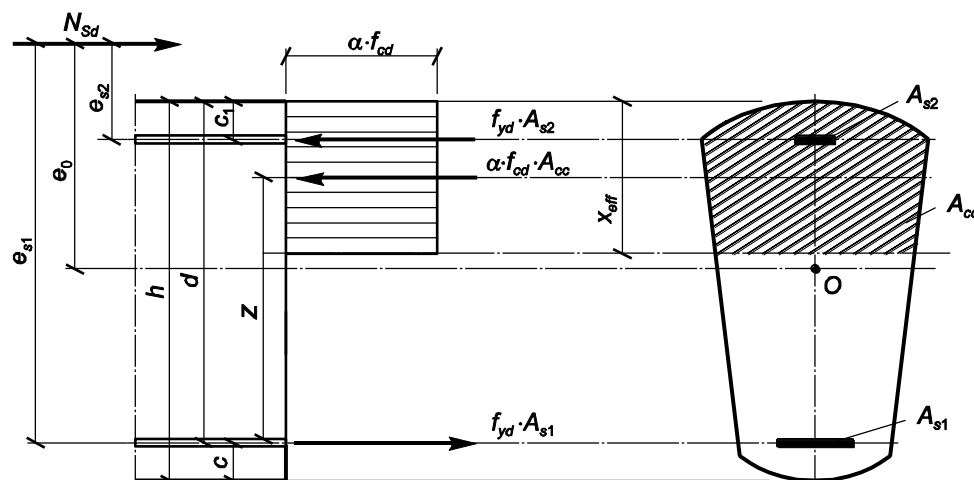


Рис. 43 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай большого эксцентриситета)

Условие прочности

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

где $M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{s1}$

Высоту сжатой зоны следует определять из уравнения равновесия

$$\sum F_x = 0$$

$$N_{sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc}$$

Случай Б. – Случай малого эксцентриситета ($\xi = \frac{x}{d} > \xi_{lim}$)

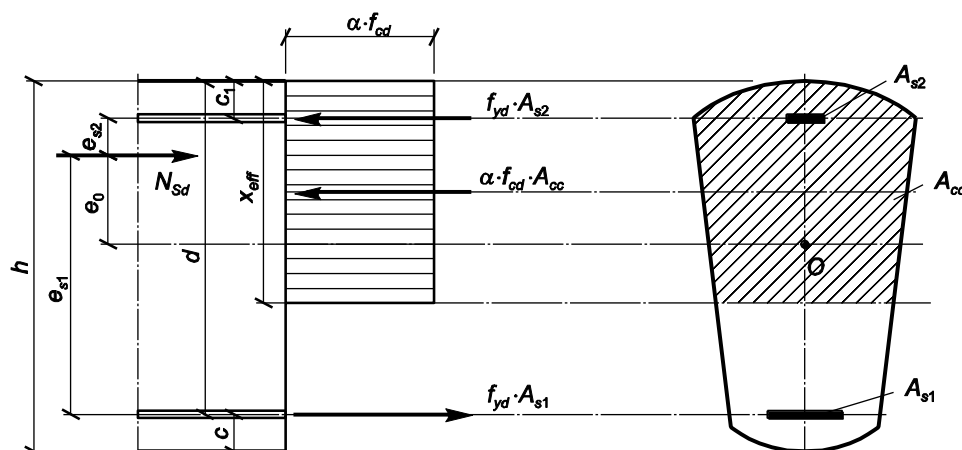


Рис. 44 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай малого эксцентриситета)

В этом случае расчет допускается производить из условия прочности:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Однако, при этом для элементов из бетона классов по прочности на сжатие C25/30 и ниже – высота сжатой зоны определяется из формулы

$$N_{sd} + \sigma_s \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc}$$

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - \frac{x}{d}}{1 - \xi_{lim}} - 1 \right) \cdot f_{yd}$$

Для элементов из бетона классов по прочности выше C25/30 расчет следует производить по деформационной расчетной модели, согласно п.5.5.32 и 5.5.33 СНБ «Бетонные и ж/б конструкции».

В случае, когда расчетная продольная сила $N_{sd} \leq 0,08 \cdot N_{cd}$ (N_{cd} – несущая способность сжатой зоны, $N_{cd} = f_{cd} \cdot A_{cc}$) допускается производить расчет внецентренно-сжатых элементов по прочности как изгибаемых элементов (см. ранее)

8. РАСТЯНУТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

8.1 Конструктивные особенности растянутых элементов

По характеру работы элементы или сечения конструкций могут быть центрально- и внецентренно растянутыми.

Центрально-растянутыми являются стенки цилиндрических резервуаров и напорных трубопроводов, испытывающих внутреннее давление жидкости при отсутствии давления грунта, затяжки и подвески арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм и другие элементы (рис. 45, а). Центрально-растянутые элементы армируют отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению.

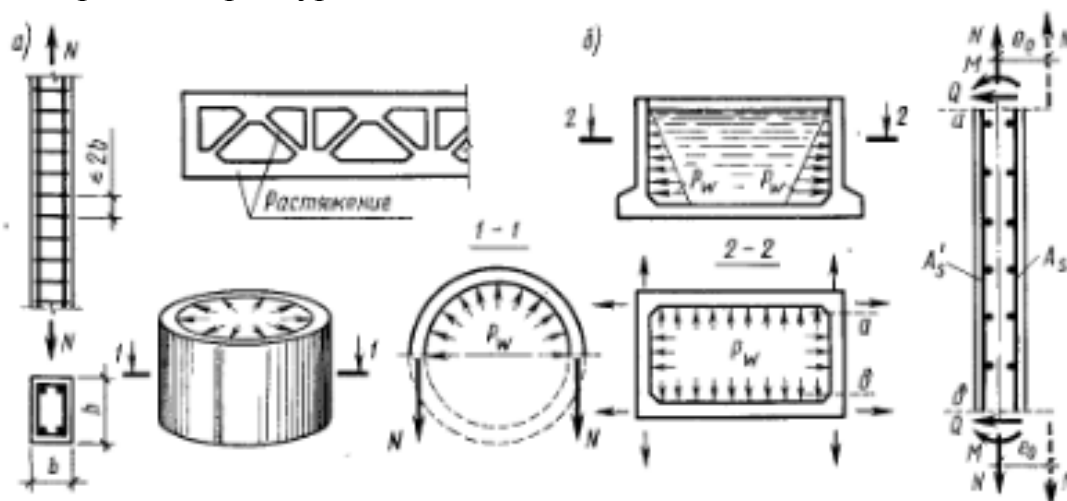


Рис. 45 Армирование центрально- (а) и внецентренно (б) растянутых элементов.

В условиях *внецентренного растяжения* находятся стенки прямоугольных резервуаров, напорные подземные трубопроводы (круглые и прямоугольные), испытывающие давление воды и грунта, элементы некоторых рамных систем и т.п. (рис. 45, б)

8.2 Центрально-растянутые железобетонные элементы

Условие прочности

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

где $N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}$ – несущая способность центрально-растянутого железобетонного элемента

8.3 Внецентренно растянутые железобетонные элементы

При расчете внецентренно-сжатых элементов следует различать 2 случая.

Случай А. – Случай большого эксцентриситета (рис.47, а).

В этом случае, расчет элементов по прочности допускается производить, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов, исходя из следующих условий:

$$\sum F_x = 0$$

$$N_{sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} \quad (1)$$

$$\sum M_{A_{s1}} = 0$$

$$N_{sd} \cdot e_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (2)$$

где S_c – статический момент плоского поперечного сечения

$$S_c = A_{cc} \cdot z$$

Для прямоугольных сечений условия (1) и (2) принимают следующий вид

$$N_{sd} \cdot e_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

$$N_{sd} = f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$$

При этом высоту сжатой зоны следует определять из формулы

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

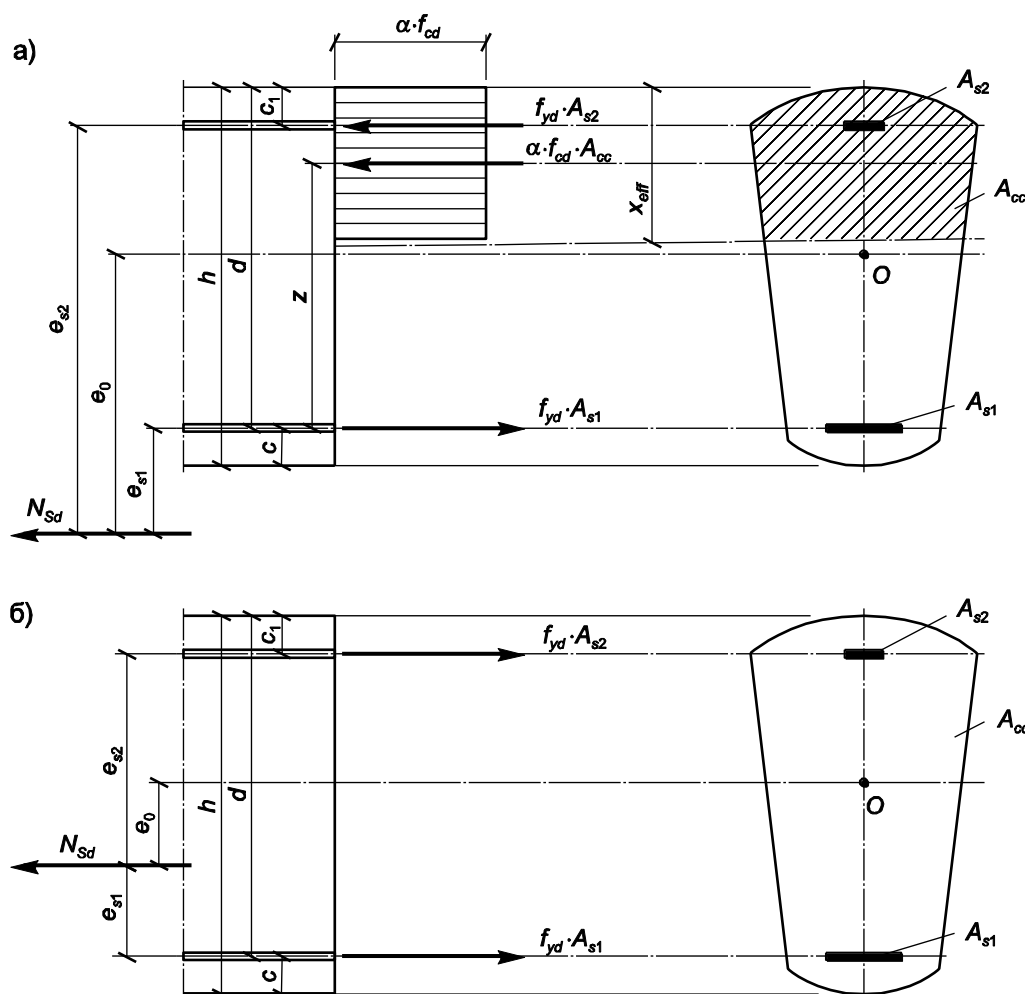


Рис. 47 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности:

- а — случай большого эксцентриситета;
- б — случай малого эксцентриситета

Если значение, полученное из расчета больше граничной относительной высоты сечения, т.е. $x > \xi_{lim} \cdot d$ (п. 7.38 СНБ «Бетонные и ж/б конструкции»), то в условие (2) следует подставлять $x = \xi_{lim} \cdot d$.

Эти выражения допускается применять только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен ближе к наиболее сжатой грани сечения, чем центр тяжести сжатой зоны сечения.

В ином случае прочность следует определять из формулы

$$\begin{aligned} \sum M_{A_{s2}} &= 0 \\ N_{sd} \cdot (e_{s1} + d - c_1) &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1) \end{aligned}$$

Случай Б. – Случай малого эксцентриситета (рис. 47, б).

В этом случае расчет необходимо производить исходя из следующих предпосылок (допущений):

1. В работе сечения не учитывается растянутый бетон.
2. Напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны f_{yd}

С учетом указанных допущений расчет таких элементов следует производить по формулам

$$\begin{aligned} \sum M_{A_{s2}} &= 0 \\ N_{sd} \cdot e_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1) \\ \sum M_{A_{s1}} &= 0 \\ N_{sd} \cdot e_{s1} &= f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \end{aligned}$$

9. УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ГИБКОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СТЕРЖНЕВЫХ СИСТЕМ

Расчет должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации нагрузок не произошла потеря устойчивости всей системы или отдельного элемента, и при этом прочность сечений элемента будет обеспечена.

Гибкость сжатых элементов определяется

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \qquad l_0 = \beta \cdot l \qquad (9.1)$$

где l_0 – расчетная длина элемента (табл. 7.4 – для колонн; 7.3 – для элементов ферм и арок);

i – радиус инерции поперечного сечения;

l – геометрическая длина;

β – коэффициент приведения длины (п. 7.1.38 СНБ «Б и ЖБК»)

Расчет проводится на критическую силу

$$N_{crit} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_c}{k_{lt}} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right] \qquad (9.2)$$

где I_c — момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_s — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

k_{lt} — коэффициент, определяемый по формуле (9.3), при этом M_{SdI} и M_{ltI} в рассматриваемом сечении определяются относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр наиболее растянутого и наименее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно при основном и практически постоянном сочетании нагрузок.

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt}}{M_{Sd}} \leq 1 + \beta_1 \quad (9.3)$$

где β_1 — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по таблице 7.5 СНБ «Бетонные и ЖБК»;

Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от действия полной и постоянных нагрузок имеют разные знаки, то при значении начального эксцентриситета при основном сочетании нагрузок e_0 , превышающем $0,1h$, в формуле (9.2) принимают $k_{lt} = 1,0$. Если это условие не выполняется, значение k_{lt} определяют по формуле:

$$k_{lt} = k_{lt,1} + 10(1 - k_{lt,1}) \cdot \frac{e_0}{h}, \quad (9.4)$$

где $k_{lt,1}$ — определяют по формуле (9.3), принимая M_{SdI} равным произведению продольной силы N_{Sd} при основном сочетании нагрузок на расстояние от центра тяжести до оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр наиболее растянутого и наименее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры при практически постоянном сочетании нагрузок.

δ_e — коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd}, \quad (9.5)$$

здесь f_{cd} — в МПа;

φ_p — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой φ_p определяется по формуле

$$\varphi_p = 1 + 15 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \cdot \frac{e_0}{h}, \quad (9.6)$$

здесь σ_{cd} — определяется при коэффициенте $\gamma_p = 1,0$;

e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета без учета влияния продольного изгиба;

α_e — коэффициент приведения, определяемый по формуле

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

При расчете из плоскости действия изгибающего момента начальный эксцентриситет продольной силы e_0 принимается равным значению случайного эксцентриситета.

10. ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Защитный слой бетона c_{cov} – расстояние от поверхности арматурного стержня или напрягающего элемента (включая поперечные стержни и хомуты, а также дополнительное приповерхностное армирование) до ближайшей поверхности бетона.

Минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} назначают из условия обеспечения надежного сцепления арматуры и окружающего бетона для обеспечения их совместной работы, требований анкеровки, защиты стали от коррозии (долговечности), а также соответствующей огнестойкости. Минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} назначают не менее минимальной толщины защитного слоя бетона в зависимости от условия сцепления $c_{min,b}$, не менее минимальной толщины защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты от воздействий окружающей среды $c_{min,dur}$ и не менее 10 мм.

Минимальная толщина защитного слоя бетона для отдельных стержней в зависимости от условия сцепления $c_{min,b}$ принимается не менее диаметра стержня, максимального размера заполнителя (при номинальном максимальном диаметре крупного заполнителя более 32 мм $c_{min,b}$ увеличивают на 5 мм).

Минимальную толщину защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты от воздействий окружающей среды $c_{min,dur}$ для арматурной стали и напрягающих элементов в бетоне нормального веса определяют для классов железобетонной конструкции из условий обеспечения долговечности в зависимости от классов экспозиции. Классы железобетонных конструкций зависят от проектного срока эксплуатации, класса бетона по прочности на сжатие и др. и принимаются согласно п. 6.3.4.5 и табл. 6.13 СП 5.03.01-2020. Классы экспозиции соответствуют условиям окружающей среды – химическим и физическим воздействиям и влияниям, в которых находится конструкция в процессе эксплуатации (например, условия влажности). Классы экспозиции принимаются в соответствии с п. 6.3.2.2 и табл. 6.9 СП 5.03.01-2020. Рекомендуемые значения $c_{min,dur}$ для ненапрягаемой арматурной стали принимают согласно табл. 10.1.

Минимальную толщину защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры следует принимать на 5 мм менее значений,

приведенных в табл. 1.1 для соответствующих классов экспозиции, но не менее 10 мм.

При выполнении расчетов толщину защитного слоя бетона определяют как сумму значения величины минимальной толщины защитного слоя бетона c_{min} и допустимого отклонения толщины защитного слоя бетона Δc_{dev} , рекомендуемое значение которого – 10 мм. Значение отклонения толщины защитного слоя бетона Δc_{dev} допускается снижать в следующих случаях: для предприятий с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя, – $\Delta c_{dev} = 5 \dots 10$ мм; при использовании для контроля толщины защитного слоя высокоточных измерительных приборов с последующей отбраковкой элементов конструкций, не удовлетворяющих критериям соответствия, $\Delta c_{dev} = 0 \dots 10$ мм.

Толщину защитного слоя бетона фундаментов из сборного железобетона принимают не менее 45 мм.

Т а б л и ц а 10.1. Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности для ненапрягаемой арматурной стали согласно EN 10080

Класс конструкции	Значение $c_{min,dur}$ для ненапрягаемой арматурной стали для классов экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Рабочая арматура.

Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении должны быть в вязаных каркасах изгибаемых элементов – не более 32 мм, в остальных случаях – не более 40 мм. В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольной арматуры принимают не менее 16 мм. Диаметр арматуры в подошве плитной части отдельных фундаментов должен быть не менее 12 мм и не более 18 мм.

В изгибаемых конструктивных элементах количество стержней, доводимых до опоры, и максимально допустимые расстояния между ними должны быть:

- в балках шириной менее 150 мм – не менее одного стержня;
- в балках шириной более 150 мм – не менее двух стержней площадью сечения не менее 50 % расчетного сечения арматуры;
- в плитах – стержни площадью сечения не менее 30 % сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия наибольшего изгибающего момента, выдерживая расстояние между стержнями не более 400 мм.

В сжатых и растянутых железобетонных элементах необходимо предусматривать постановку стержней в углах сечений.

В одном элементе рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочих стержней, разница между которыми должна составлять не менее 2 мм.

Наибольшее содержание (в процентах от площади рабочего сечения) растянутой или сжатой арматуры в сечении вне зон расположения соединений внахлест не должно превышать 5 % в колоннах и 4 % в других видах железобетонных конструкций. Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах принимается согласно п. 11.2.1 СП 5.03.01-2020.

Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть:

- в изгибаемых элементах – не более 400 мм;
- в линейных внецентренно-сжатых элементах – не более 500 мм в плоскости изгиба и не менее 400 мм в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба.

Шаг рабочих арматурных стержней в сетках подошвы плитной части отдельных фундаментов принимается 100–200 мм.

Поперечная арматура.

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектном положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней.

Диаметры стержней поперечной арматуры принимают:

- а) во внецентренно-сжатых линейных элементах:
 - в вязаных каркасах – не менее 0,25 \varnothing рабочей арматуры, но не более 12 мм;
 - в сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим назначенным по расчету диаметром продольной арматуры, но не более 14 мм;
- б) в изгибаемых элементах:
 - в вязаных каркасах – не менее 5 мм при высоте сечения до 800 мм включительно; не менее 8 мм – при высоте сечения более 800 мм;
 - в сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим назначенным по расчету диаметром продольной арматуры, а также в соответствии с требованиями ТНПА по сварке.

Минимальная и максимальная площадь сечения поперечной арматуры в железобетонных элементах принимается согласно п. 11.2.1 СП 5.03.01-2020.

Расстояние между стержнями поперечной арматуры должно быть установлено с условием, чтобы обеспечивалось включение в работу арматуры при образовании и развитии наклонных трещин, а также закрепление продольной сжатой арматуры от выпучивания.

Любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна охватываться поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Поперечная арматура может быть конструктивной (если поперечная сила по расчету может быть воспринята только бетоном) и рабочей (если поперечная сила не может быть воспринята только бетоном).

В сплошных плитах, в часторебристых плитах высотой менее 300 мм, а также в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру допускается не устанавливать. В часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку конструктивной поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ (где d – рабочая высота сечения) и не более 500 мм, а в балках (ребрах) высотой 150 мм и более – с шагом не более $0,75d$ и не более 300 мм.

В изгибаемых железобетонных элементах, в которых поперечная сила не может быть воспринята только бетоном, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету с выполнением следующих конструктивных требований, определяющих шаг поперечных стержней:

а) на приопорных участках длиной $0,25l$:

– при $h \leq 450$ мм – не более $h/2$ и 150 мм;

– при $h > 450$ мм – не более $h/3$ и 300 мм;

б) в средней части элемента независимо от высоты – не более $3/4h$ и 500 мм.

На участках опирания изгибаемых железобетонных элементов должно устанавливаться не менее двух поперечных стержней диаметром не менее половины максимального диаметра рабочих стержней.

В центрально-сжатых и внецентренно-сжатых линейных элементах поперечная арматура должна быть установлена с шагом:

а) на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – не более $10\emptyset$;

б) если площадь сечения сжатой продольной арматуры по расчету более 1,5 % – не более $10\emptyset$ и не более 300 мм;

в) если все сечение сжато и общая площадь сечения продольной арматуры по расчету больше 3% – не более $10\emptyset$ и не более 300 мм;

г) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400$ Н/мм², – не более $12\emptyset$ и $15\emptyset$ в вязаных и сварных каркасах, соответственно, и не более 400 мм; при $f_{yd} \leq 400$ Н/мм², – не более $15\emptyset$ и $20\emptyset$ в вязаных и сварных каркасах, соответственно, и не более 500 мм.

Во внецентренно-сжатых элементах конструктивное решение поперечной арматуры (хомутов, поперечных стержней, шпилек и т. д.) должно обеспечивать крепление стержней продольной арматуры (перегиб или сварка в вязаных или сварных каркасах соответственно) на расстоянии не более 400 мм по ширине грани сечения с шагом не более 500 мм по длине элемента.

Поперечное армирование коротких консолей колонн выполняют горизонтальными и наклонными (под углом 45°) хомутами. Шаг хомутов

должен быть не более: $0,25h$ (где h – высота консоли); $12\varnothing$ (где \varnothing – диаметр продольной растянутой арматуры консоли); 150 мм.

Шаг поперечных стержней подколонников фундаментов назначают: при $f_{yd} \leq 400$ Н/мм², – не более $15\varnothing$ и $20\varnothing$ в вязаных и сварных каркасах, соответственно, и не более 500 мм, при $f_{yd} > 400$ Н/мм², – не более $12\varnothing$ и $15\varnothing$ в вязаных и сварных каркасах, соответственно, и не более 400 мм.

Монтажная арматура.

Диаметр монтажной арматуры принимается равным 10...12 мм, но не менее чем на 2 мм больше диаметра поперечных стержней.

Конструирование арматурных сеток и каркасов.

При конструировании сварных арматурных сеток следует учитывать, что минимальная длина концов выступающих стержней должна составлять не менее 25 мм; при конструировании сварных арматурных каркасов – не менее 20 мм и не менее максимального диаметра свариваемых стержней.

Для удобства укладки в форму или опалубку продольных рабочих арматурных стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, в сетках и каркасах их концы должны отстоять от торца конструкции на расстояние: для сборных колонн длиной не более 18 м, сборных балок длиной не более 9 м, плит перекрытий и стеновых панелей пролетом не более 12 м – не менее 10 мм; для сборных колонн длиной более 18 м, а также опор и мачт любой длины – не менее 15 мм. Торцы поперечных стержней сварных каркасов должны отстоять от торца конструкции на расстояние не менее 5 мм.

11. КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ ГРАЖДАНСКОГО И СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Железобетоном называется комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальной арматуры, которые работают совместно как одно целое при силовых воздействиях. Для устранения появления трещин в бетоне растянутой зоны сечений или уменьшения ширины их раскрытия железобетонные элементы могут выполняться предварительно напряженными, т.е. подверженные интенсивному обжатию путем предварительного натяжения арматуры.

Каркасные железобетонные здания и сооружения – это такие здания и сооружения, основными несущими конструкциями которых являются железобетонные рамы, состоящие из вертикальных (стойки) и горизонтальных (ригели) элементов, которые связаны между собой. Такие здания и сооружения могут быть сборными или монолитными. Основными несущими элементами сборных каркасных зданий являются поперечные рамы, которые воспринимают нагрузки от массы покрытия, снега, собственной массы, кранов, давления ветра на продольные стены и др. и обеспечивают жесткость здания в поперечном направлении. В сельском строительстве каркасную схему могут иметь

общественные здания, производственные сельскохозяйственные здания и сооружения, пешеходные и автомобильные мосты и др., в мелиоративном – акведуки, консольные перепады, здания насосных станций и др. Сельскохозяйственные производственные здания обычно выполняются одноэтажными, из сборных элементов и могут быть в поперечном направлении однопролетными, двухпролетными и многопролетными (рис. 48). По профилю кровли каркасные здания могут быть с плоской кровлей (рис. 48 а), со скатной кровлей (рис. 48 б, в, г, д), с перепадом высот покрытий (рис. 48 з). Поперечные рамы одноэтажных каркасных зданий состоят из колонн (стоек), заделанных в фундаменты, ригелей покрытия (балка, ферма), опирающихся на колонны. К конструкциям таких здания также относятся плиты покрытия, подкрановые балки (при наличии мостовых кранов), стеновые панели, фундаментные балки и фундаменты. Колонны соединяются с фундаментами, как правило, жестко, а с ригелями – жестко или шарнирно (рис. 49). Шарнирное соединение чаще применяют для сборных конструкций, в этом случае усилия в элементах оказываются больше, чем при жестком соединении, однако приложенная к одному из элементов нагрузка не вызывает изгибающих моментов в других элементах, что дает возможность рассчитывать их отдельно друг от друга (рис. 49 а, б). Продольная жесткость одноэтажного каркасного здания и восприятие горизонтальных продольных нагрузок (например, давление ветра на торец здания) обеспечиваются продольными рамами, которые включают колонны поперечных рам, фундаменты, плиты покрытия, подкрановые балки (при наличии мостовых кранов), и вертикальные связи (рис. 50).

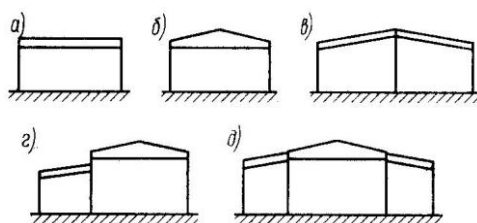


Рис. 48. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий

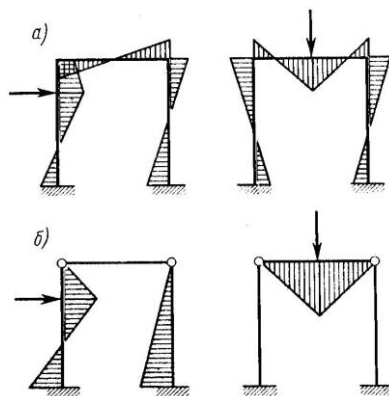


Рис. 49. Эпюры моментов в поперечной раме при жестком (а) и шарнирном (б) соединении ригелей с колоннами

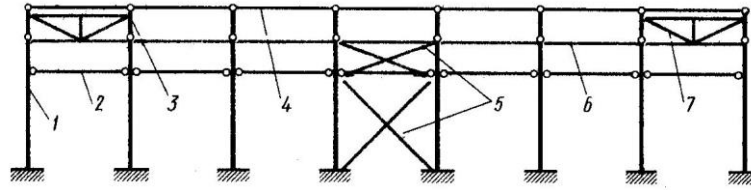


Рис. 50. Продольная рама каркасного здания: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка; 3 – балка покрытия; 4 – плита покрытия; 5 – вертикальные связи по колоннам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи покрытия

12. ФУНДАМЕНТЫ

Фундамент – конструктивный несущий элемент, воспринимающий нагрузки от вышележащих конструкций и другие воздействия и передающий их на грунт основания. По конструкции фундаменты делятся отдельные (столбчатые), ленточные, сплошные, свайные (рис. 51). В зависимости от способа изготовления фундаменты могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

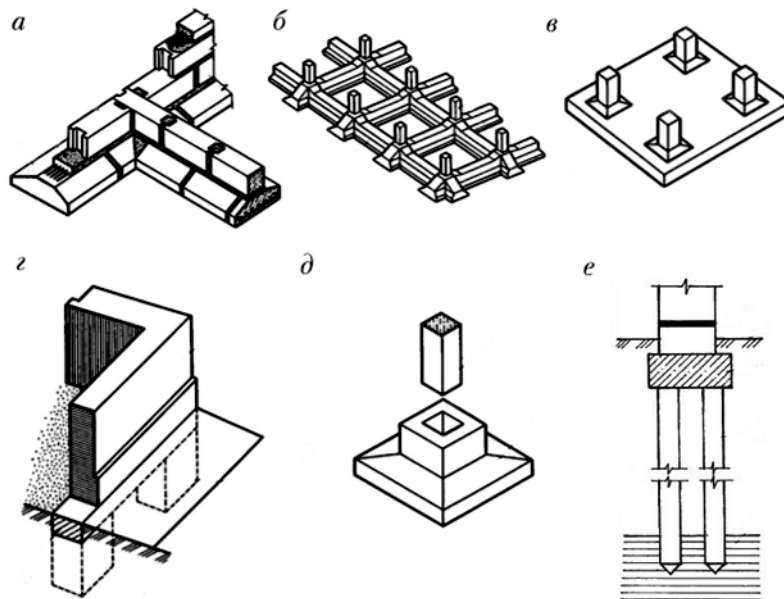


Рис. 51. Виды фундаментов: а – ленточный под стены; б – ленточный под колонны; в – сплошной под колонны; г – столбчатый под стены; д – отдельный под колонну; е – свайный

По характеру работы железобетонные фундаменты могут быть центрально нагруженными или внецентренно нагруженными. Центрально нагруженные отдельные фундаменты под колонны проектируют квадратными в плане, внецентренно нагруженные – квадратными или прямоугольными. Форма поперечного сечения отдельных фундаментов под колонны может быть

пирамидальной или ступенчатой для уменьшения массы и экономии расхода материалов. Соединение колонны с фундаментом производится заделкой ее в специальном гнезде (стакане) фундамента. Таким образом, отдельные фундаменты под колонны состоят из ступенчатой плитной части и подколонника (в сборных конструкциях – с гнездом для колонны). Верхнюю поверхность фундамента называют обрезаем, а нижнюю, которая передает нагрузку на грунт основания, – подошвой. Расстояние между обрезаем и подошвой составляет высоту фундамента. Армируются отдельные железобетонные фундаменты арматурными сетками по подошве фундамента (рис. 52, 53) [12].

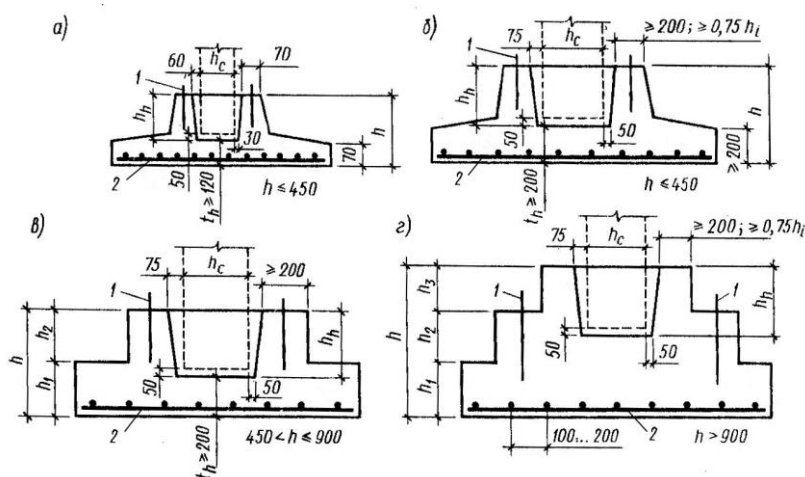


Рис. 52. Поперечный профиль и армирование сборных отдельных фундаментов под колонны: а – пирамидальный фундамент под стойку лоткового канала; б – пирамидальный фундамент под стойку производственного здания; в, г – ступенчатые фундаменты; 1 – монтажные петли; 2 – арматурная сетка

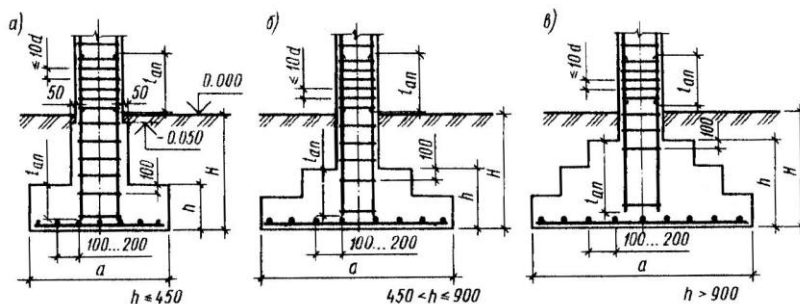


Рис. 53. Поперечный профиль и армирование монолитных отдельных фундаментов под колонны: а – одноступенчатый фундамент с подколонником; б, в – двух- и трехступенчатые фундаменты