

1. СУЩНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА. ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

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.

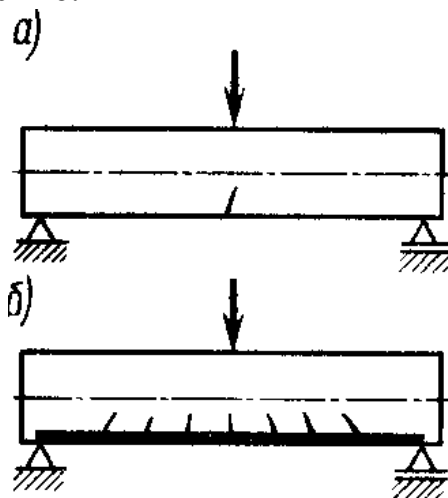


Рис. 1 Бетонная и ж/б балки

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. Исторический очерк развития железобетона

Во второй половине XIX века появляется потребность в новом строительном материале, связанная с необходимостью возведения новых крупных капитальных сооружений промышленного и гражданского назначения. Опыт применения бетона, камня и дерева в строительстве к этому времени насчитывал уже много веков, а в течение последних двух столетий также активно применялся металл. Необходимая промышленность, включающая производство цемента и черную металлургию, для создания железобетона была уже развита в достаточной степени.

Первое изделие из железобетона появилось в середине XIX века. А к концу столетия во Франции было предложено использование монолитных железобетонных перекрытий с ребрами жесткости. В нашей стране железобетон стал применяться с 1886 года. Этот новый материал стали использовать для изготовления конструкции перекрытий, выполняемых по металлическим балкам.

Конец XIX столетия ознаменовался исследованиями железобетона. Новый материал проверялся на прочность и огнестойкость, выяснялось поведение металла в бетоне и сцепление арматуры с бетоном. Тогда стало ясно, что арматура наилучшим образом работает на растяжение и располагать ее в бетоне нужно именно в тех местах, где конструкция испытывает растягивающие усилия. Тогда же появляются первые методы расчета железобетонных конструкций. По сути это был первый этап развития железобетона.

В нашей стране сооружения из железобетона появляются в начале XX столетия, когда был построен маяк высотой 36 метров, а при строительстве склада были применены безбалочные перекрытия.

Спустя два десятилетия развитие железобетона идет по пути применения напряженной арматуры. Это был важный этап, с которого в

строительстве начинают применяться предварительно напряженные железобетонные конструкции.

Наука и практика железобетонных конструкций начинает активно развиваться в СССР в прошлом столетии с начала двадцатых годов. Тогда появляются научно-исследовательские институты и лаборатории. В них ведутся теоретические и экспериментальные исследования свойств железобетона, который начинает все шире применяться в жилищном строительстве и гидротехнических сооружениях. Железобетон благодаря появлению методик расчета начинает применяться для возведения арок и рам, гидроэлектростанций, складов, шатров, куполов и сводов.

Второй этап развития железобетона связан с применением рамных пространственных систем, в основе которых была заложена их монолитность и жесткость.

В начале тридцатых годов создается теория расчета железобетона по разрушающим усилиям. Появляются нормы для расчета конструкций для применения в промышленном и гражданском строительстве.

Наиболее точно все факторы, влияющие на работу железобетонных конструкций под нагрузкой, стал учитывать появившейся метод расчета по предельным состояниям. Это был третий этап развития железобетона, связанный с широкой индустриализацией строительства из железобетона.

В дальнейшем десятки ученых и инженеров продолжали исследования теории и практики железобетона. Разрабатывались вопросы механического сопротивления железобетона, рассматривалось сопротивление железобетонных конструкций при силовом сложном напряженном состоянии, разрабатывались методы оптимального проектирования, методы статического и динамического расчета конструкций, заглубленных в грунт. Издаются журналы и учебники по железобетону, систематизирующие знания и пропагандирующие железобетонные конструкции.

2. МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет и конструирование железобетонных конструкций необходимо производить по методу предельных состояний в соответствии с действующими техническими нормативными правовыми актами, другими документами и методической литературой.

Предельное состояние – это состояние, при превышении которого конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, т. е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения.

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний первой и второй групп.

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

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

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям.

Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций

На все инженерные конструкции действуют нагрузки и воздействия, которые в зависимости от продолжительности действия разделяют на постоянные и временные (переменные). Временные, кроме того, бывают трех видов: длительные, кратковременные и особые. Примером *постоянных нагрузок* являются собственный вес конструкций, давления грунтов, гидростатическое давление в гидротехнических сооружениях при нормальном подпорном уровне и др. К *длительным временным* относятся: вес стационарного оборудования, давления жидкостей и газов в трубопроводах, воздействия влажности, усадки, ползучести и др. *Кратковременными нагрузками и воздействиями* являются нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, снеговые и ветровые нагрузки, вес людей, деталей, переносного оборудования, волновые и ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения и др. К *особым нагрузкам* относят сейсмические и взрывные воздействия, ледовые нагрузки при прорыве заторов, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования, и др.

Также нагрузки и воздействия разделяют на нормативные и расчетные. *Нормативные нагрузки* – это нагрузки, значения которых устанавливаются нормативно-техническими документами из заранее заданной вероятности превышения средних значений (характеристические значения воздействий). *Расчетные нагрузки и воздействия* – это нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности по нагрузке, т. е.

$$g = g_k \cdot \gamma_f,$$

где g – расчетная нагрузка;

g_k – нормативная нагрузка;

γ_f – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

Частный коэффициент безопасности по нагрузке – это коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации. Значения частного коэффициента по нагрузке принимаются по СН 2.01.01-2019.

При расчете конструкций необходимо учитывать и степень ответственности зданий, учитывающую последствия разрушения или повреждения конструкции, путем умножения нагрузки на соответствующий коэффициент надежности по степени ответственности (по надежности) γ_n . Чем выше степень ответственности сооружения, тем больше коэффициент γ_n .

Расчет конструкций выполняется на наиболее неблагоприятное, физически возможное сочетание нагрузок или усилий. В железобетонных конструкциях при расчете по предельным состояниям первой группы при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок:

первое основное сочетание:

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

второе основное сочетание:

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

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

$G_{k,j}$ – нормативные постоянные нагрузки;

$\gamma_{Q,i}$ – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;

$\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент безопасности для доминирующей переменной нагрузки;

$\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок;

$Q_{k,i}$ – нормативные переменные нагрузки;

$Q_{k,1}$ – нормативная доминирующая переменная нагрузка;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

При расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок:

нормативное (редкое, характеристическое) 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:

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

где $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок.

Прочностные характеристики материалов

Основными прочностными характеристиками материалов являются нормативное и расчетное сопротивление.

Например, для бетона *нормативное сопротивление (характеристическая прочность) бетона сжатию* f_{ck} – это значение прочности, определяемое при осевом сжатии цилиндрических бетонных образцов, с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95.

Расчетное сопротивление бетона сжатию f_{cd} – величина, получаемая путем деления нормативных значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c , который учитывает возможность отклонения прочностей бетона ниже нормативных значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c также учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Таким образом, расчетное сопротивление сжатию для бетонов классов не выше С40/50 можно определять по упрощенной формуле (в противном случае – по формуле (6.4) СП 5.03.01-2020)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}.$$

Частный коэффициент безопасности для бетона γ_c принимается равным:

- а) при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы – 1,5;
- б) при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы – 1,0;
- в) в особых расчетных ситуациях – 1,2.

Для арматурных стержней, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие основные прочностные характеристики:

нормативное (характеристическое) сопротивление арматуры растяжению f_{yk} – гарантируемое производителем значение физического или условного предела текучести с обеспеченностью не менее 0,95 согласно нормативным требованиям;

расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} , определяемое путем деления нормативного сопротивления f_{yk} на *частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s* , принимаемый равным: при расчетах по первой группе предельных состояний – 1,15; при расчетах по второй группе предельных состояний – 1,0.

Таким образом, расчетное сопротивление арматуры растяжению следует определять по формуле

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

3. ХАРАКТЕРИСТИКА КОНСТРУКЦИОННЫХ СВОЙСТВ БЕТОНА, АРМАТУРЫ И АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ, ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

3.1. Свойства и характеристики бетона

3.1.1. Классификация бетонов.

По основному назначению:

- конструкционные;
- специальные.

По виду вяжущего: (Что вяжет? – Хурма)

- цементные;
- силикатные;
- гипсовые;
- шлаковые

По виду заполнителей на:

- плотных (бетон);
- пористых (керамзит);
- специальных

По структуре:

Основные виды бетонов по совокупности признаков:

Основные виды бетонов по совокупности признаков:

- тяжелый (с плотным заполнителем) – наиболее распространены;
- легкий (в ограждающих конструкциях) – в несущих конструкциях зданий; мостов при небольших нагрузках;
- мелкозернистый – для заполнения швов сборных конструкций и в армоцементных конструкциях;
- напрягающий – в предварительно-напряженных конструкциях;
- ячеистый – в ограждающих конструкциях.

Тяжелый бетон – это бетон плотной структуры на цементном вяжущем и плотных (крупных и мелких) заполнителях.

3.1.2. Прочность бетона.

Частицы заполнителей и цемента (вяжущих), а также пустоты располагаются хаотично, что приводит существенному разбросу показателей прочности при испытании образцов из одного и того же бетона, поэтому необходимо большое количество экспериментов (не менее 1000 испытаний).

Разрушение бетона при сжатии происходит в поперечном направлении, т.к. сопротивление растяжению значительно меньше, чем сопротивление сжатию (рис. 2). При растяжении необходимо преодолеть усилие цемента, а при сжатии – цемента и камней.

Факторы, влияющие на прочность бетона:

- время и условия твердения;
- вид напряженного состояния (растяжение, сжатие);
- форма и размеры образцов;
- длительность нагружения.

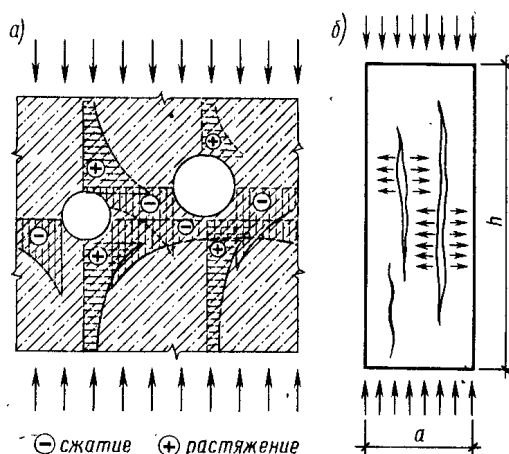


Рис. 2 Схемы напряженного состояния и разрушения бетонного образца

Разберем эти факторы.

1. Бетон твердеет всю жизнь (рис. 3).

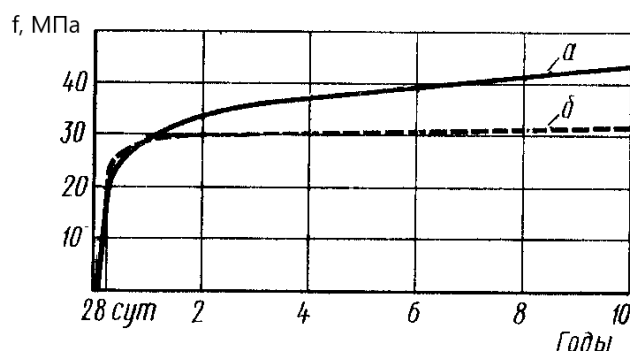


Рис. 3 Нарастание прочности бетона во времени при хранении во влажной (а) и сухой (б) средах

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

3. **Кубиковая прочность** бетона при сжатии ($f_{c.cube}^G$) 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 :

$a=15\text{см}$ $f_{c.cube}^G$;
 $a=10\text{см}$ $1,12 f_{c.cube}^G$;
 $a=20\text{см}$ $0,93 f_{c.cube}^G$;

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.

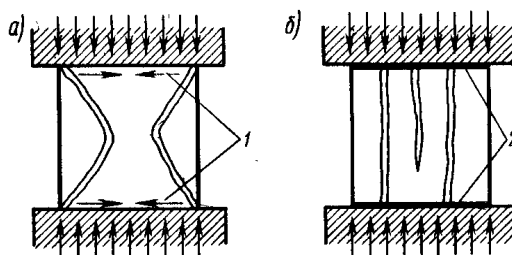


Рис. 4 Характер разрушения бетонных кубов при сжатии: 1 – силы трения; 2 – смазка

Призмная 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».

Призмная 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 $h/a \geq 4$ $f \approx \text{const}$ и $f_c \approx (0,7 \dots 0,8) f_{c.cube}^G$.

Есть и другие прочности.

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) $\rightarrow$ $f_{c.cube}^G$, 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} – сжатие, 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.

3.1.3. Деформативность бетона

Различают 2 вида деформаций:

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

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 $\sigma - \epsilon$ будет ступенчатой (рис. 5). 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 нагружения образца. Пластические деформации с уменьшением скорости нагружения или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой возрастают, а зависимость $\sigma - \epsilon$ 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. 6)

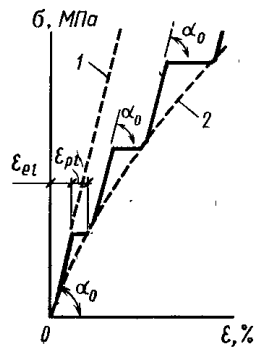


Рис. 5 Диаграмма «напряжения–деформации» при однократном приложении нагрузки

В общем случае диаграмма «напряжения – деформации» для бетона изображена на рис. 6. 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. 6). После полной разгрузки в образце сохраняются остаточные деформации, которые с течением времени частично восстанавливаются (деформации упругого последействия ε_{ep}).

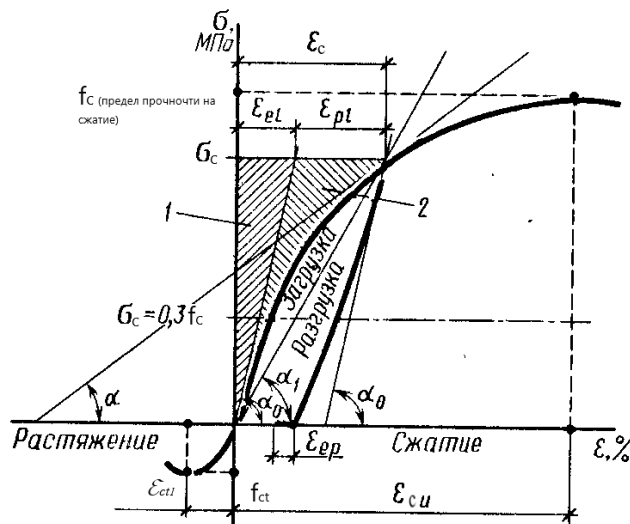


Рис. 6 Общая диаграмма «напряжения–деформации» бетона: 1 и 2 – соответственно области упругих и пластических деформаций

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 $\sigma \leq 0,4 f_{cm}$

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

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. 7, кривая 1)
- нелинейную при $\sigma_c > 0,5 f_{ck}$ (в бетоне появляются микротрещины, начинаются ускоренное нарастание неупругих деформаций и нелинейная ползучесть (рис. 7, кривая 2)).

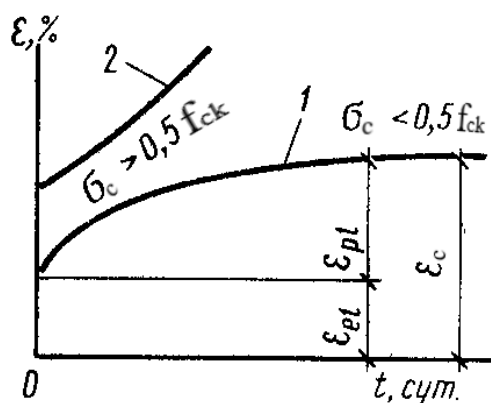


Рис. 7 Деформации ползучести бетона

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.

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.

3.1.4. 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/мм^2 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 самонапряжению (SP0,4...SP2,0) – указывает гарантированное значение предварительного напряжения сжатия в бетоне, создаваемого в результате его расширения в условиях внешнего ограничения эквивалентного армированию $\rho_l=1\%$. (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 C12/15;

- для сильно нагруженных сжатых элементов, например, колонны нижних этажей или с нагрузкой от кранов – не ниже C20/25;

- для предварительно-напряженных конструкций – не ниже C16/20.

3.2. Арматура и арматурные изделия

3.2.1. 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).

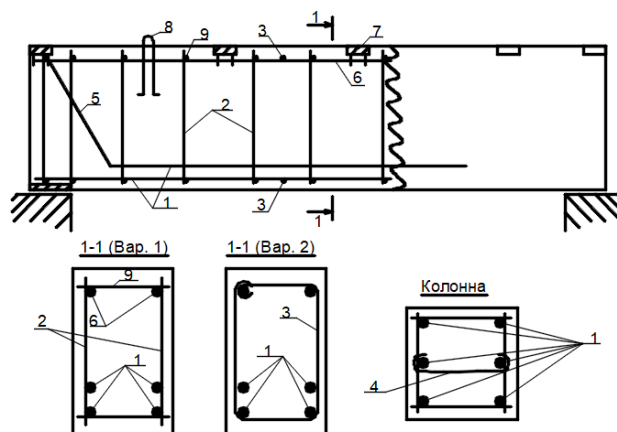


Рис. 8 Арматура ж/б элементов:

1 – продольная рабочая

2 – поперечные

3 – хомут

4 – шпилька

5 – отогнутый стержень

6 – продольный монтажный

7 – закладные детали

8 – монтажная петля

9 – поперечный монтажный

ПОПЕРЕЧНАЯ
АРМАТУРА

МОНТАЖНАЯ
АРМАТУРА

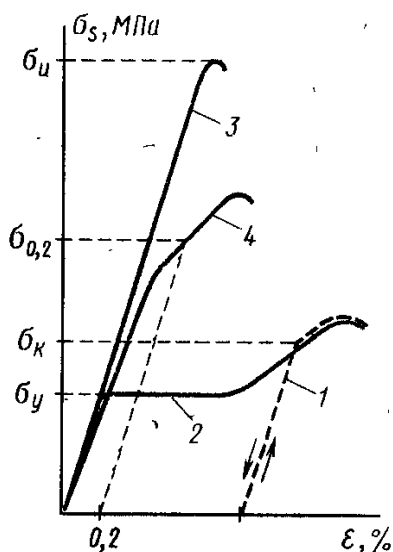


Рис. 9 Диаграмма деформирования арматурной стали

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;
- стекловолоконная.

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, 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;

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

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

где $\gamma_{s1}; \gamma_{s2}$ – коэф-ты условий работы

Средний модуль упругости арматуры при $t, ^\circ\text{C}$ от $-30 ^\circ\text{C}$ до $360 ^\circ\text{C}$
 $E_s = 200 \text{ МПа}$

3.2.2. 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.

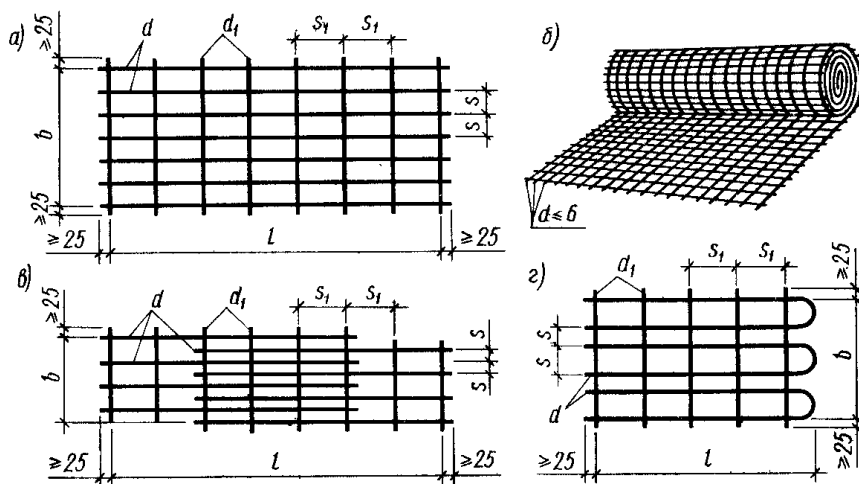


Рис. 10 Арматурные сетки: а) стандартная плоская; б) рулонная; в) нестандартная с рабочими стержнями не достигающими до конца; г) нестандартная с петлями на конце

Сетки делятся на 2 типа:

- плоские – длина плоских сеток до 9 м (рис. 10, а);
- рулонные – наибольший диаметр продольных стержней 5 мм, а их длина зависит от массы рулона (100...500 кг) (рис. 10, б).

Сварные каркасы

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

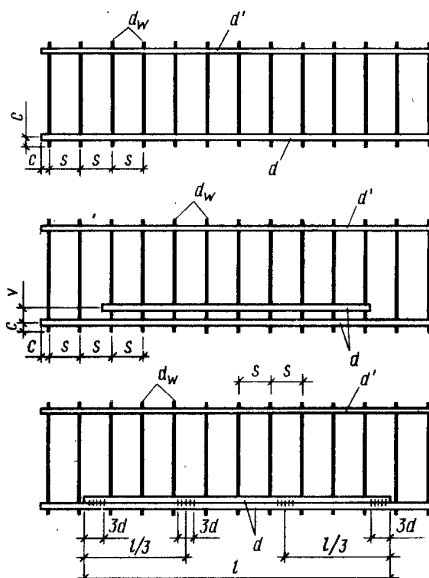


Рис. 11 Плоские сварные каркасы



Рис. 12 Объемный каркас

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

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.

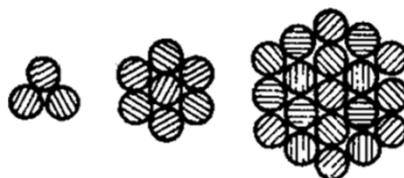


Рис. 13 Арматурные канаты

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)

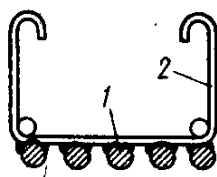


Рис. 14 Конструкция арматурного пакета:

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. 15, а) или канатов К-7 и многорядные из проволок (рис. 15, б).

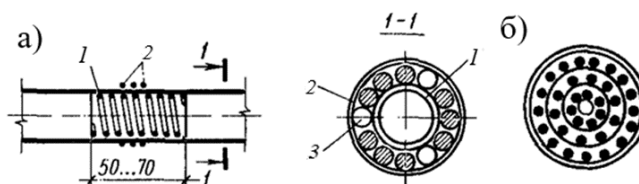


Рис.15 Арматурные пучки: 1 – спираль; 2 – скрутка; 3 – коротыш

3.3. 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. 16 Контактная стыковая сварка

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

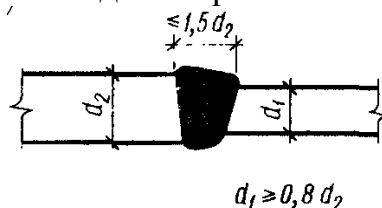


Рис. 17 Дуговая ванная сварка

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

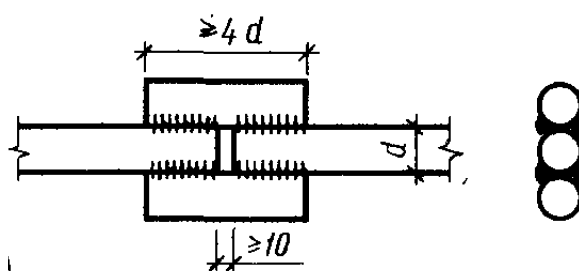


Рис. 18 Дуговая сварка с накладками с четырьмя фланговыми швами

Г) Дуговая сварка двумя удлиненными фланговыми швами

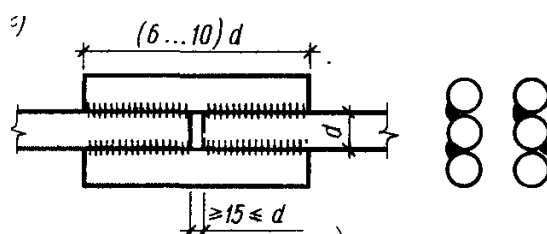


Рис. 19 Дуговая сварка двумя удлиненными фланговыми швами

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 вязанных сеток и каркасов.

3.4. Совместная работа бетона с арматурой

3.4.1. 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, 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.

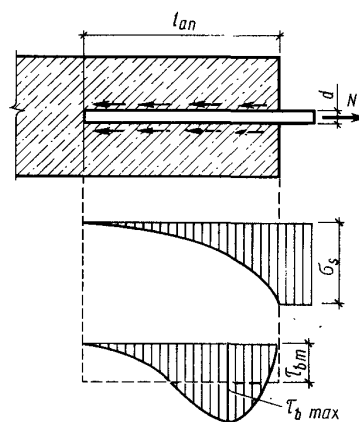


Рис. 20 Анкеровка арматуры

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

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

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

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

Выражаем F

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

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

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

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

где 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.

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

$l_{b,min}$ – 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.

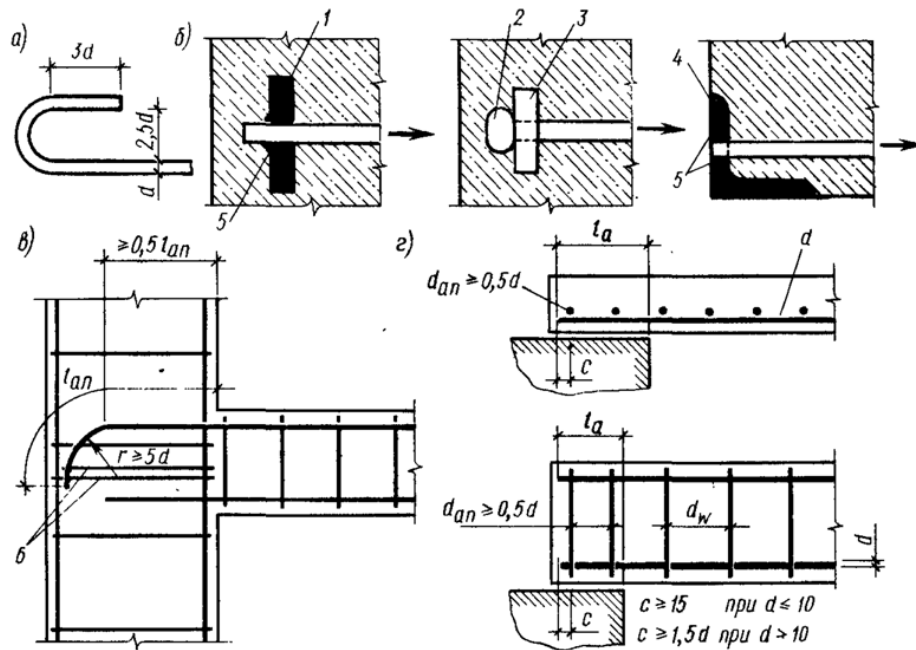


Рис. 21 Анкеровка ненапрягаемой арматуры:

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)

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

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

α_1, α_2 – коэф-ты

α_1 – в формуле по определению l_{pt}

f_{bpd} – напряжения сцепления по контакту арматуры с бетоном

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

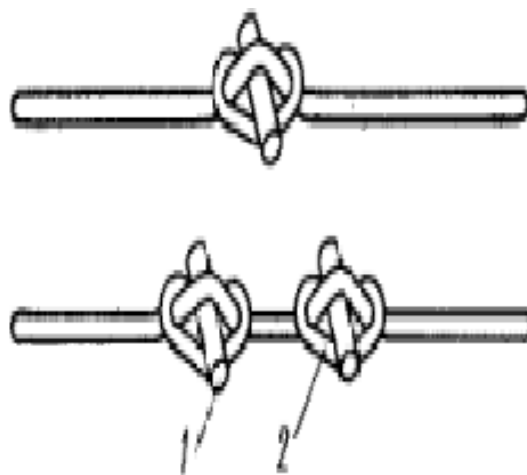


Рис. 22 Анкеровка напрягаемой арматуры: 1 – коротыш; 2 – кольцо

3.4.2. 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.

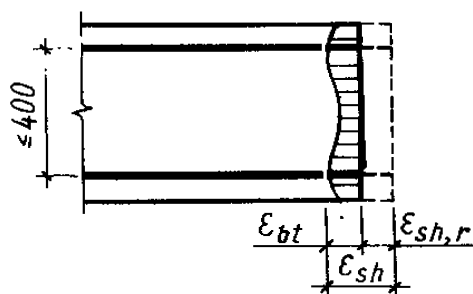


Рис. 23 Деформация усадки ж/б образца

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.

3.4.3. 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. Класа конструкции по условиям эксплуатации (критерий – влажность) XC1, XC2, X0, XF1.
2. Вида арматуры: напрягаемая или ненапрягаемая.

4. РАБОТА И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. 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, а, сжатая зона заштрихована). В случае усиления сжатой зоны элемента продольной арматурой сечение называют с двойным армированием (рис. 26, б). 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.

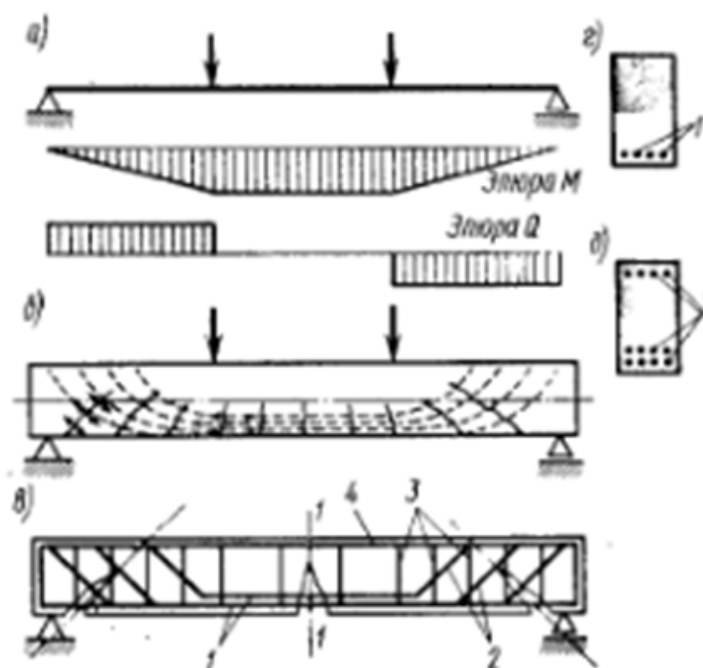


Рис. 24 Напряженное состояние и армирование балки:

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

Рассмотрим работу нормальных сечений 1—1 (рис. 24, 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. 25.1, 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. 25.2, б), будут суммироваться с сжимающими предварительными напряжениями σ_{ct} (рис. 25.2, а). Постепенно возрастающая нагрузка полностью погашает предварительное обжатие растянутой зоны (рис. 25.2, 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. 25.2, г).

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. 25, 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. 25, 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. 25, 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.

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. 25, ж, з).

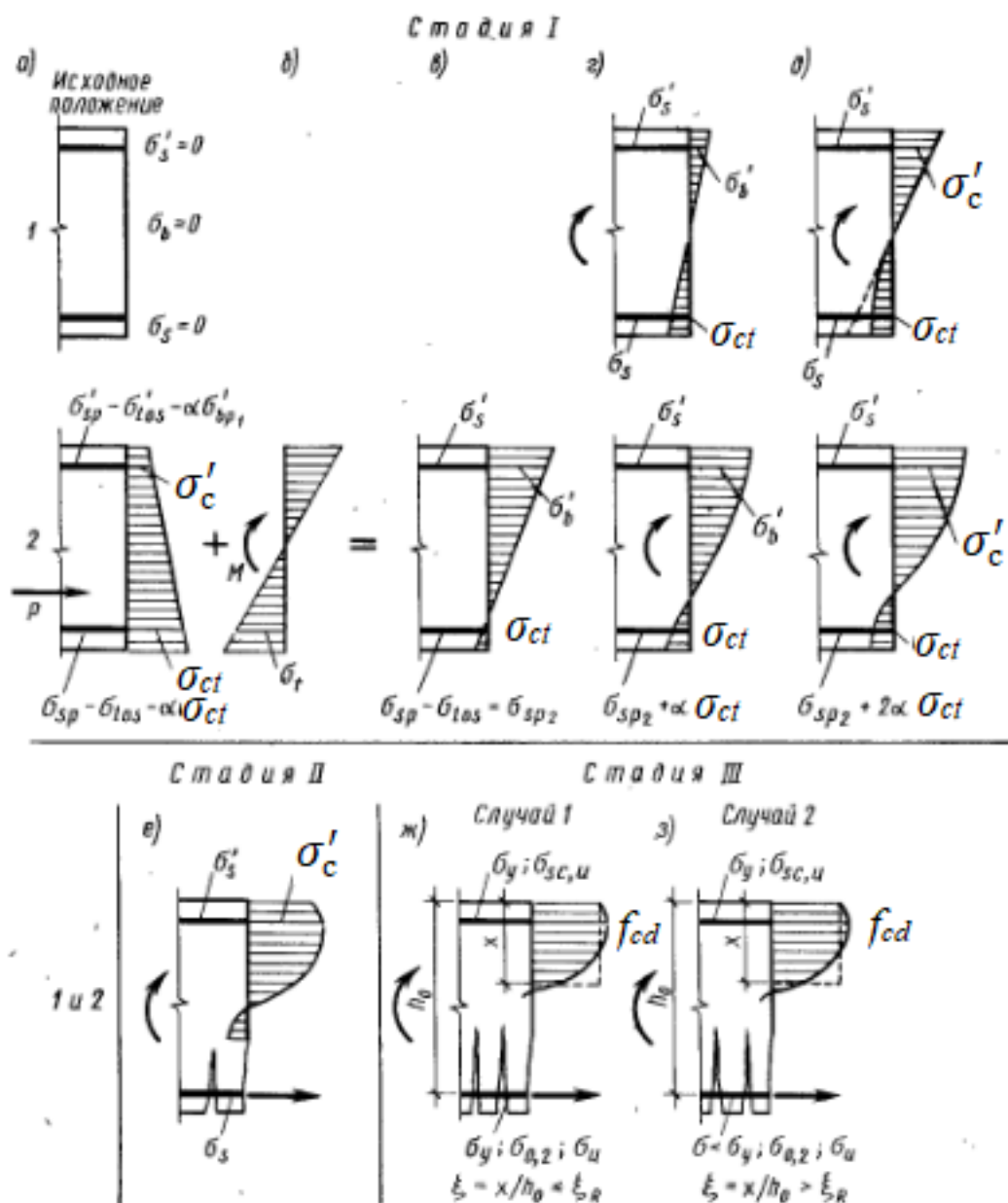


Рис. 25 Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения в изгибаемом элементе с ненапряженной (1) и предварительно напряженной (2) арматурой

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. 25, 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. 25, 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

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

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:

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

В формулах принято: $\sigma_{s,lim} = R_s$ — условные предельные напряжения в арматуре растяжению, принимаемые для арматуры классов S240; S500 равными f_{yd} ;

$\sigma_{sc,ul}$ — максимальные напряжения в сжатой арматуре ($=500\text{МПа}$);

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

4.2. 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

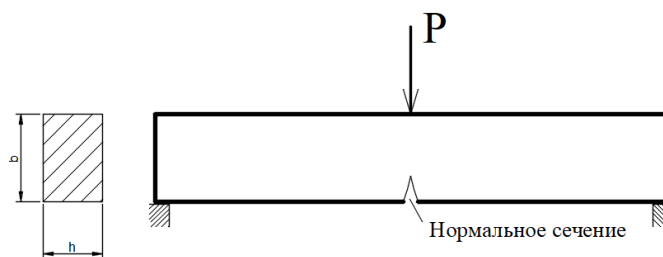


Рис. 26 Бетонный изгибаемый элемент

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

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)

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

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

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

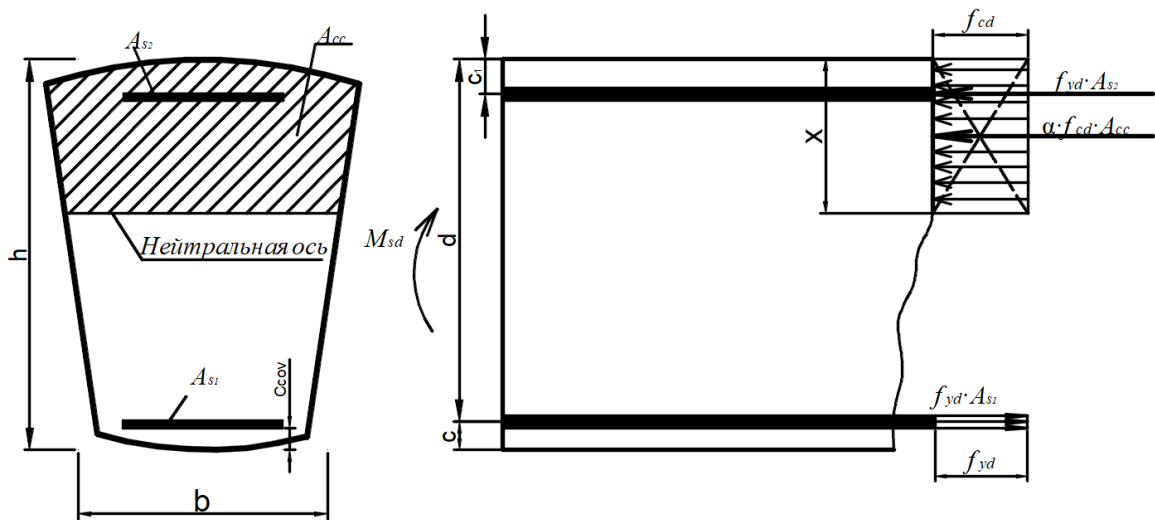


Рис. 27 Расчетное предельное состояние произвольного сечения с двойной арматурой

Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости (рисунок 27), 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.

Для элементов, выполненных из бетона классов по прочности C²⁵/30 и ниже с арматурой классов S240, S500, при $x > \xi_{lim} \cdot d$ допускается производить расчет из условия $x = \xi_{lim} \cdot d$.

4.3. 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).

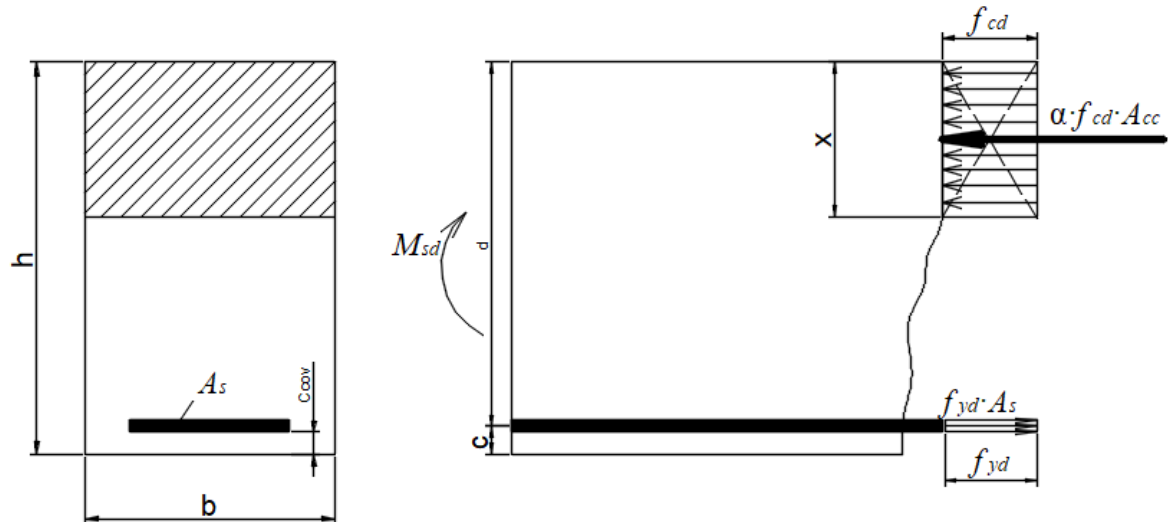


Рис. 28 Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с одиночной арматурой

Запишем уравнения равновесия

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

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

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

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

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

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

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} , α , 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)

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

определяем $\xi = \chi/d$ 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. $\chi = \xi \cdot d$

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

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

После определения M_{Rd} проверяем условие прочности

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

4.4. 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

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w},$$

где s – 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.

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

разделим на d

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

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

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

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.

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.

4.5. 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.

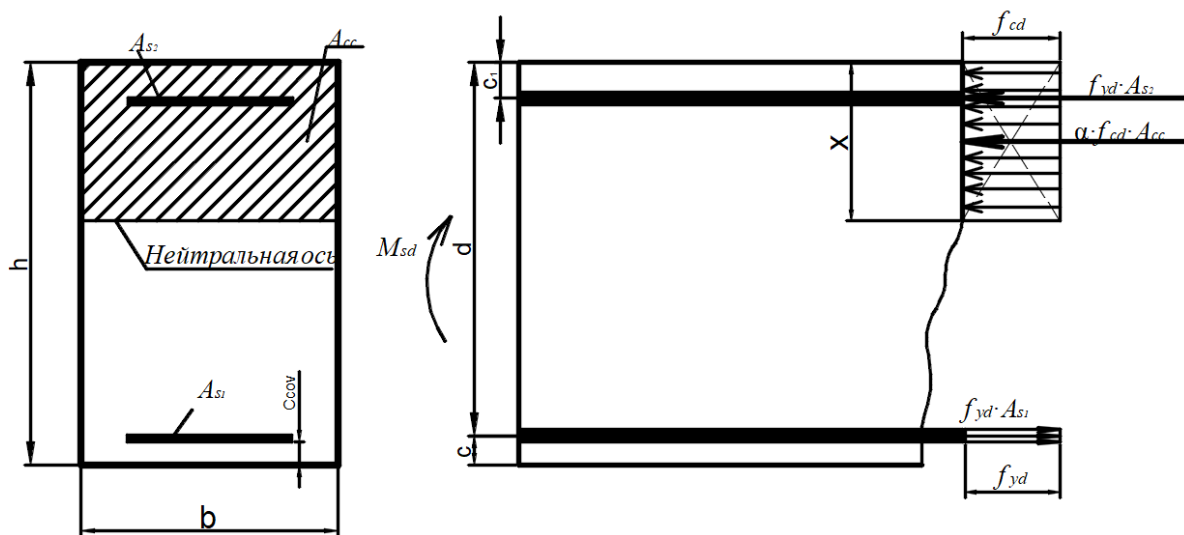


Рис. 29 Расчетное предельное состояние прямоугольного сечения с двойной арматурой

Запишем уравнение равновесия для данного случая

$$\sum F_x = 0$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

4.6. Расчет по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля

4.6.1. 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.

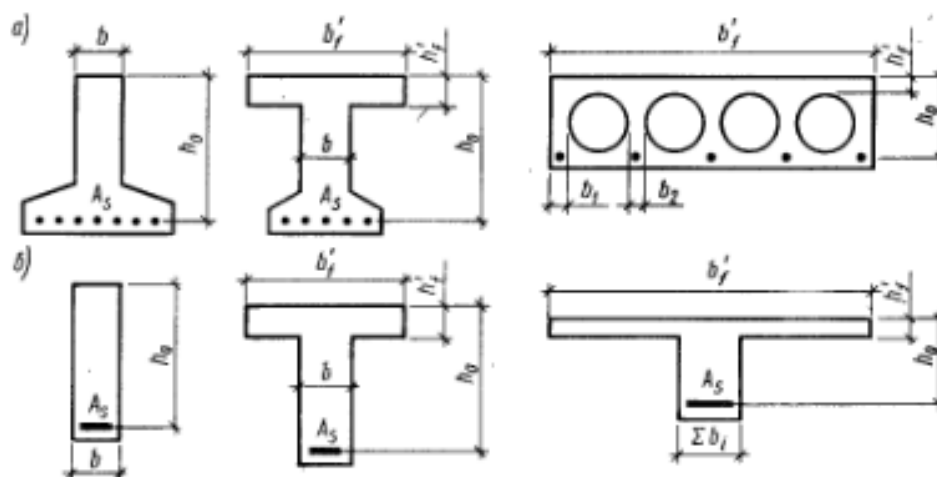


Рис. 30 Фактические (а) и расчетные (б) сечения балок и плит

4.6.2. 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)

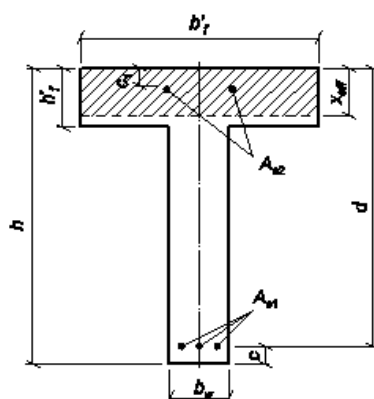


Рис. 31 1-ый расчетный случай расчета таврового сечения

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. $x > h'_f$

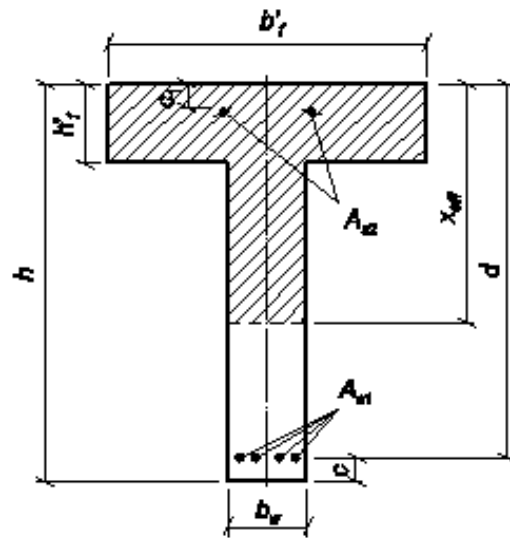


Рис. 32 2-ой расчетный случай расчета таврового сечения

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.

$$\sum F_x = 0$$

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

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

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

Зная, что $\chi = \xi \cdot d$ 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

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

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

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)

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

Из (2) определяем несущую способность

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

Проверяют условие прочности

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

4.7. Сжатые железобетонные элементы

4.7.1. Общие сведения о сжатых железобетонных элементах.

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. 33, а), сжимающей силы, приложенной внецентренно с фиксированным эксцентриситетом e_0 (рис. 33, б), или совместное действие центрально сжимающей силы и изгибающего момента (рис. 33, в)

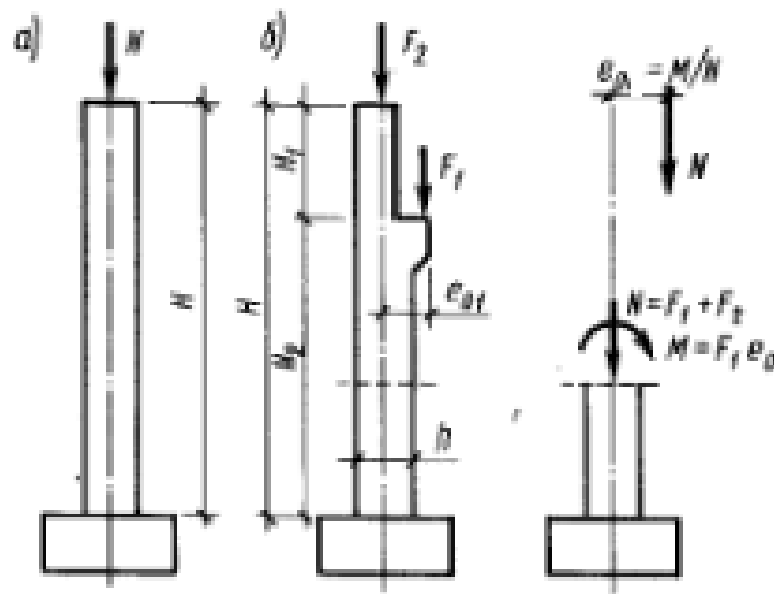


Рис. 33 Сжатые элементы

Сжатые элементы (стойки, колонны) могут иметь призматическую (рис. 34, а, б) или ступенчатую (рис. 34, в) формы.

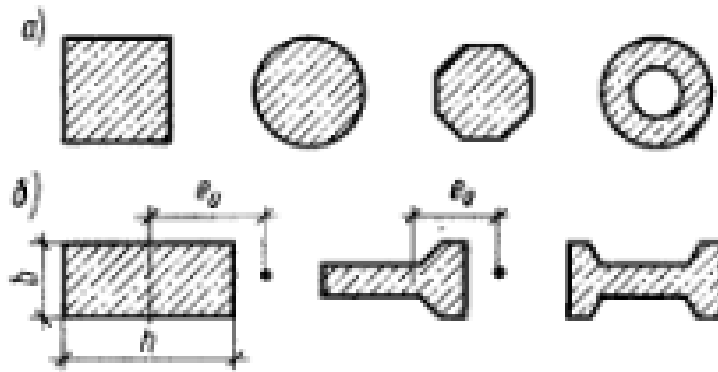


Рис. 34 Поперечные сечения сжатых элементов

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

$$e_0 = e_c + e_a$$

где $e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$ – 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

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

где l_{col} – расстояние между точками закрепления элемента. Для консольных элементов $l_{col} = l_0$;

l_0 – расчетная длина для колон.

4.7.2. Расчет бетонных сжатых элементов

Условие прочности для сжатых бетонных элементов

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

Несущая способность центрально-сжатых бетонных элементов

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

где $A_{c,eff}$ – 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 $\lambda = \frac{l_0}{i} > 14$

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

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

$$\varphi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}\right) - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h} \quad (5)$$

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

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

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

4.7.3. Расчет железобетонных сжатых элементов

Расчет центрально-сжатых железобетонных элементов

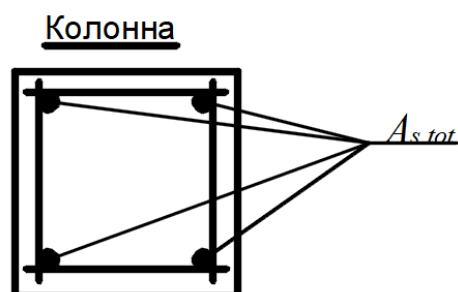


Рис. 35 Поперечное сечение колонны

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;

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

Внецентренно-сжатые ж/б элементы

При расчете внецентренно-сжатых элементов следует различать 2 случая

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

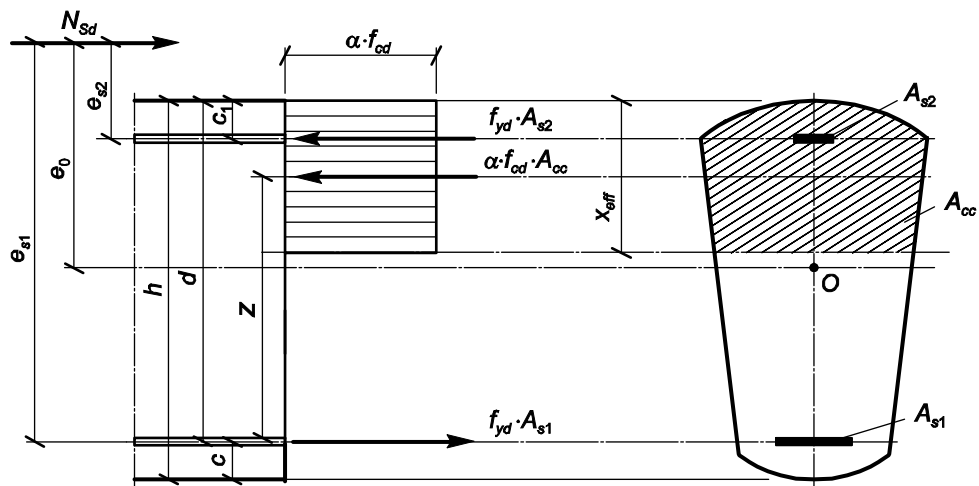


Рис. 36 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай большого эксцентриситета)

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 ($\xi = \frac{x}{d} > \xi_{lim}$)

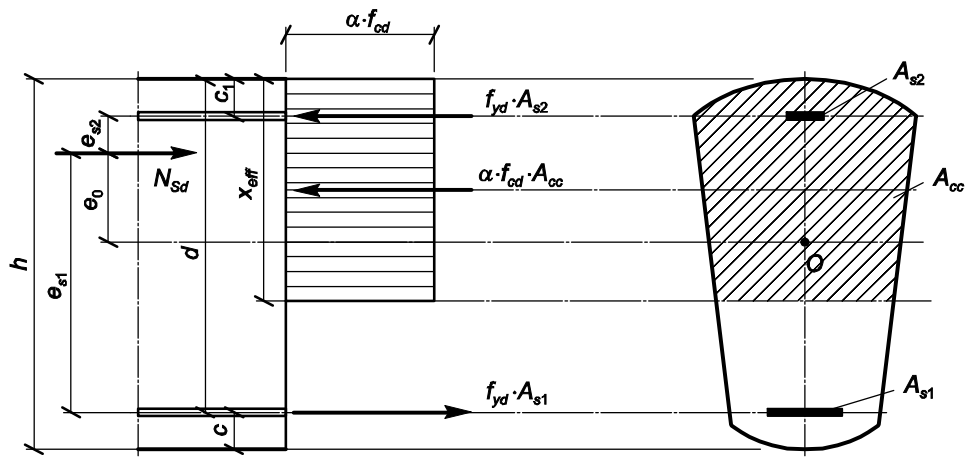


Рис. 37 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай малого эксцентриситета)

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.

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)

4.7.4. 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

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

$$l_0 = \beta \cdot l \quad (9.1)$$

где l_0 – расчетная длина элемента;

i – радиус инерции поперечного сечения;

l – геометрическая длина;

β – коэффициент приведения длины.

Расчет проводится на критическую силу

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

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_{Sdl} и M_{ltl} 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.

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

где β_1 – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона;

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_{Sdl} равным произведению продольной силы N_{Sdl} 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

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

где f_{cd} — расчетное сопротивление 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.

4.8. Растянутые железобетонные элементы

4.8.1. 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. 38, а). Центрально-растянутые элементы армируют отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению.

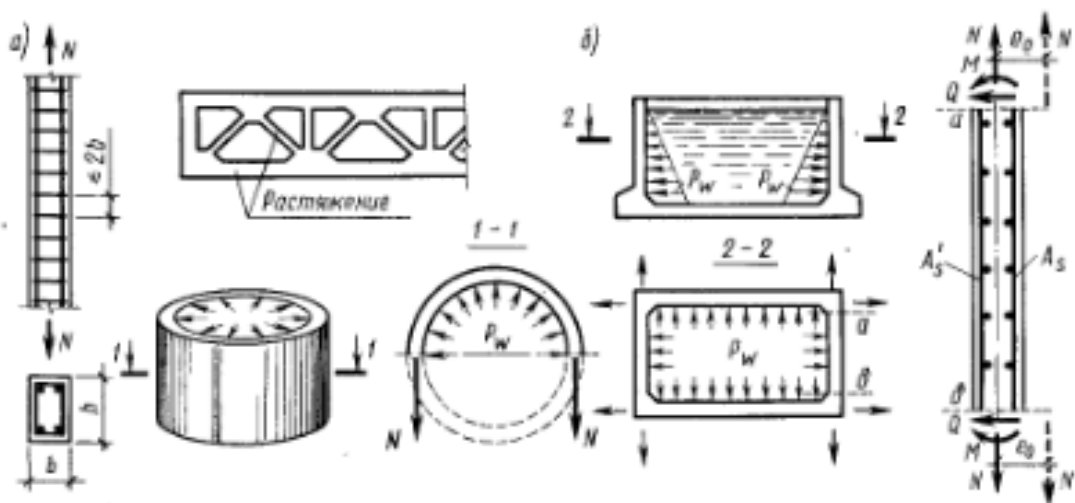


Рис. 38 Армирование центрально- (а) и внецентренно (б) растянутых элементов.

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. 38, б)

4.8.2. 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.

4.8.3. Внецентренно растянутые железобетонные элементы

При расчете внецентренно-сжатых элементов следует различать 2 случая.

Случай А. – Случай большого эксцентриситета (рис. 39, 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

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

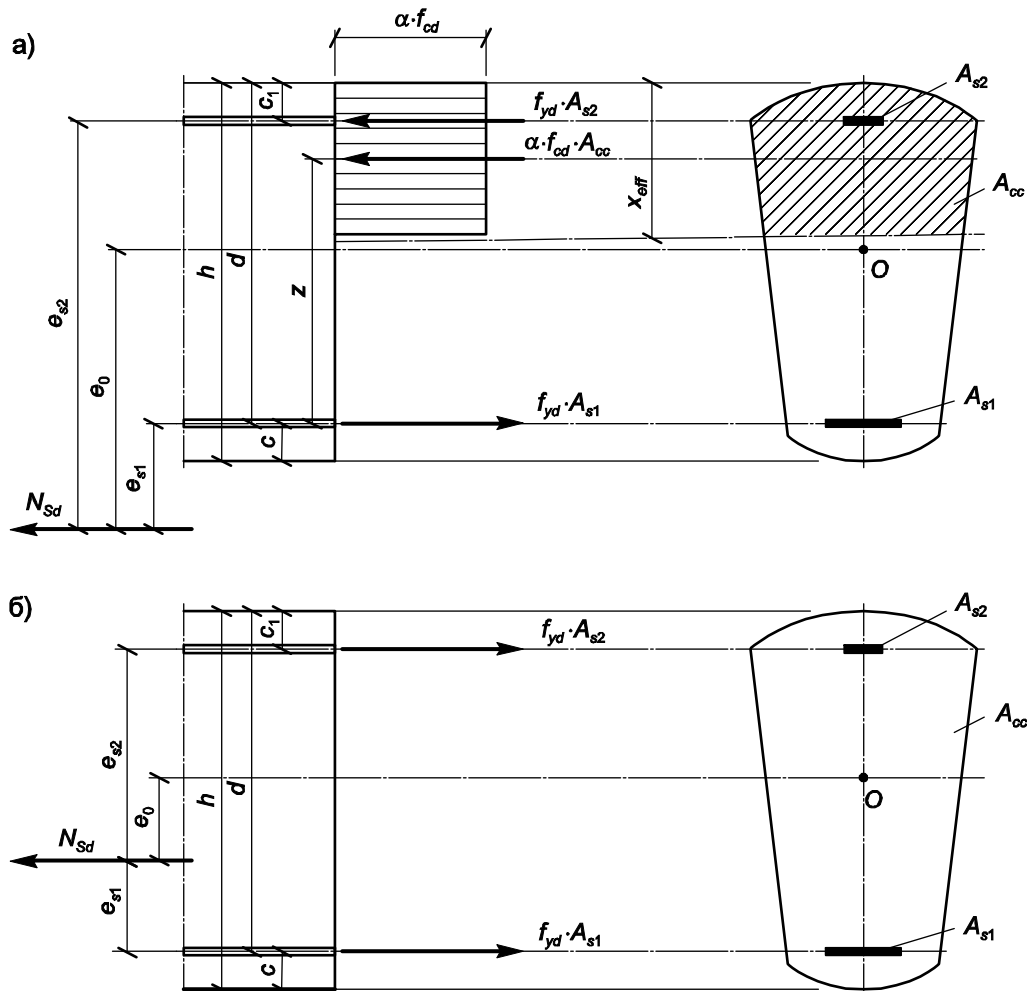


Рис. 39 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности:

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

Если значение, полученное из расчета больше граничной относительной высоты сечения, т.е. $x > \xi_{lim} \cdot d$, 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

$$\sum M_{A_{s2}} = 0$$

$$N_{sd} \cdot (e_{s1} + d - c_1) = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1)$$

Случай Б. – Случай малого эксцентриситета (рис. 39, 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

$$\sum M_{A_{s2}} = 0$$

$$N_{sd} \cdot e_{s2} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1)$$

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

$$N_{sd} \cdot e_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)$$

4.9. Расчет железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний

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. 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, требований анкеровки, защиты стали от коррозии (долговечности), а также соответствующей огнестойкости. Величину 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. Минимальные классы бетона по прочности на сжатие для обеспечения долговечности конструкции принимаются в зависимости от классов экспозиции в соответствии с прил. Г 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. 1.

Т а б л и ц а 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

Минимальную толщину защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры следует принимать на 5 мм меньше значений, приведенных в табл. 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, $\Delta c_{dev} = 5...10$ мм; при использовании для контроля толщины защитного слоя высокоточных измерительных приборов с последующей отбраковкой элементов конструкций, не удовлетворяющих критериям соответствия, $\Delta c_{dev} = 0...10$ мм.

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

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.

Обрываемые в пролете стержни продольной арматуры заводят за точку теоретического обрыва на расстояния:

- в растянутой зоне – не менее $0,5h$; $20\varnothing$ и l_{bd} (где h – высота конструкции в точке теоретического обрыва, $\varnothing$ – диаметр обрываемого стержня, l_{bd} – базовая расчетная длина анкеровки арматуры);
- в сжатой зоне – не менее $20\varnothing$ и не менее 250 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.

Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и быть не менее значений, показанных на рис. 40.

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 равным 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.

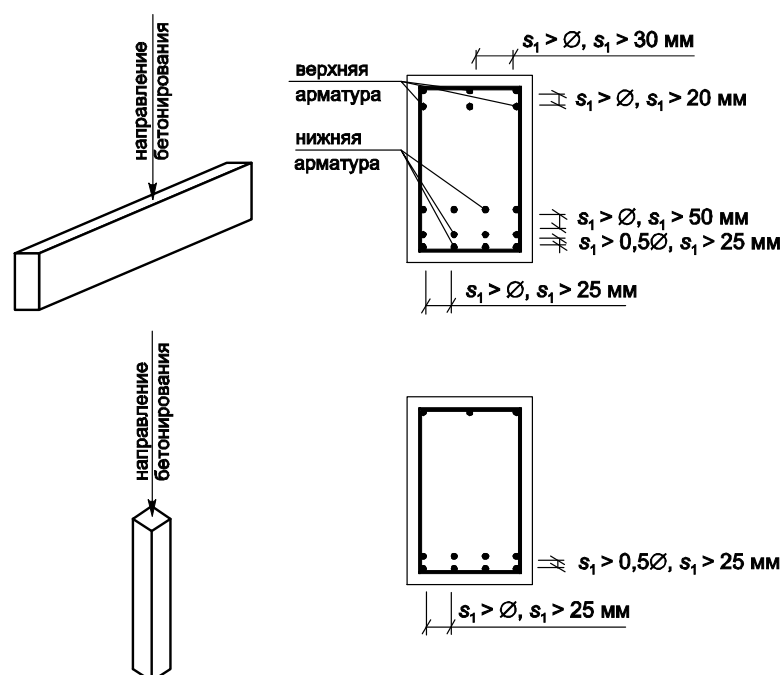


Рис. 40. Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании горизонтальных и вертикальных элементов

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 (табл. 2), 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 (табл. 2), а также в соответствии с требованиями ТНПА по сварке.

Т а б л и ц а 2. Соотношение между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

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

Руководствуясь опытом проектирования, диаметр поперечной арматуры в арматурных каркасах рекомендуется назначать не менее 6 мм.

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).

На участках, где поперечная сила по расчету может быть воспринята только бетоном, при рассмотрении вопроса об установке конструктивной поперечной арматуры необходимо руководствоваться следующим:

- в сплошных плитах, в часторебристых плитах высотой менее 300 мм, а также в балках (ребрах) высотой менее 150 мм поперечную арматуру допускается не устанавливать;

- в часторебристых плитах высотой 300 мм и более следует предусматривать установку конструктивной поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ (где d – рабочая высота сечения) и не более 500 мм;

- в балках (ребрах) высотой 150 мм и более следует предусматривать установку конструктивной поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ и не более 300 мм.

На участках, где поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, устанавливают рабочую поперечную арматуру (по расчету) с выполнением следующих требований, определяющих шаг поперечных стержней:

- для хомутов – не более $s_{l, \max} = 0,75d$ в продольном направлении (по российским нормам шаг поперечной арматуры назначается не более $0,5d$ и не более 300 мм); не более $s_{t, \max} = 0,75d \leq 600$ мм – в поперечном направлении;

- для отгибов – не более $s_{b, \max} = 0,6d(1 + \cos \alpha)$;

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

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:

- на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – не более $10\varnothing$ рабочей арматуры;

- если площадь сечения сжатой продольной арматуры по расчету более 1,5 % – не более $10\varnothing$ рабочей арматуры и не более 300 мм;

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

- 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 $12\varnothing$ и $15\varnothing$ рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 400 мм; при $f_{yd} \leq 400$ Н/мм² – не более $15\varnothing$ и $20\varnothing$ рабочей арматуры 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 $20\varnothing$ рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 500 мм; при $f_{yd} > 400$ Н/мм² – не более $12\varnothing$ и $15\varnothing$ рабочей арматуры 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 расстоянии не менее 5 мм.

6. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В ж/б конструкциях могут образовываться трещины в растянутой зоне

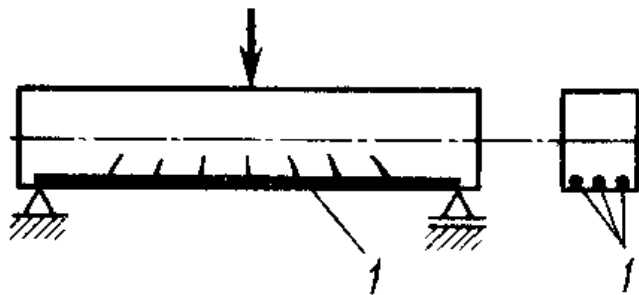


Рис. 41 Образование трещин в изгибаемом элементе под нагрузкой: 1– растянутая арматура

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):

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.

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.

Самонапряжение (см. физико механический способ ниже)

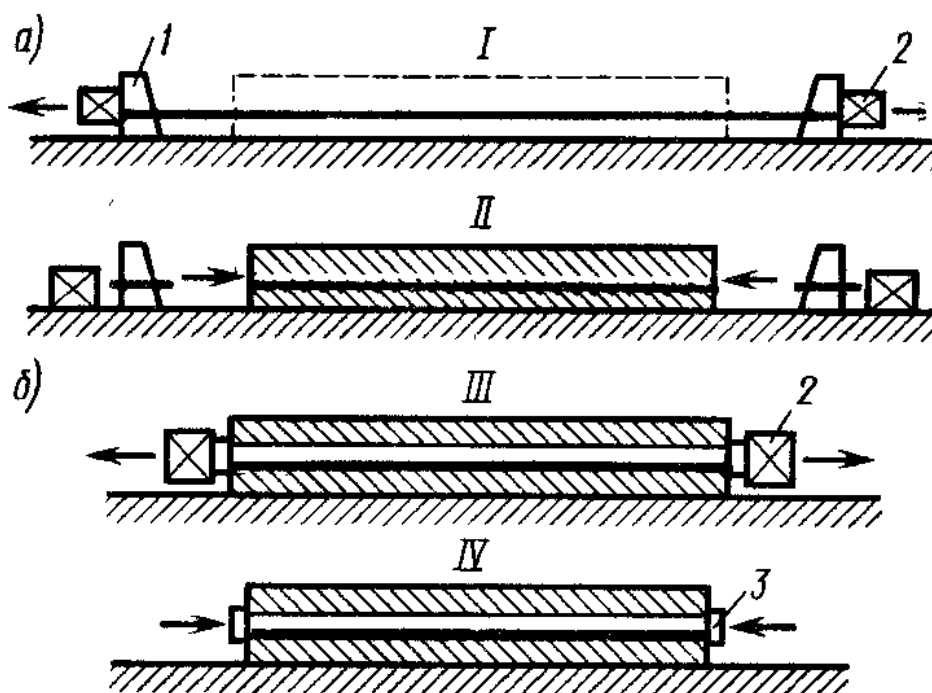


Рис. 42 Создание предварительного напряжения: а – натяжение арматуры на упоры; б – натяжение арматуры на бетон; I – натяжение арматуры и бетонирование элемента; II, IV – готовый элемент; III – элемент во время натяжения арматуры; 1 – упор; 2 – домкрат; 3 – анкер

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.

Недостаток: дороговизна, трудоемкость изготовления, квалифицированные рабочие.

7. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ГРАЖДАНСКИХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

7.1. Каркасные железобетонные здания и сооружения

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. 43). По профилю кровли каркасные здания могут быть с плоской кровлей (рис. 43 а), со скатной кровлей (рис. 43 б, в, г, д), с перепадом высот покрытий (рис. 43 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. 44). 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. 44 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. 45).

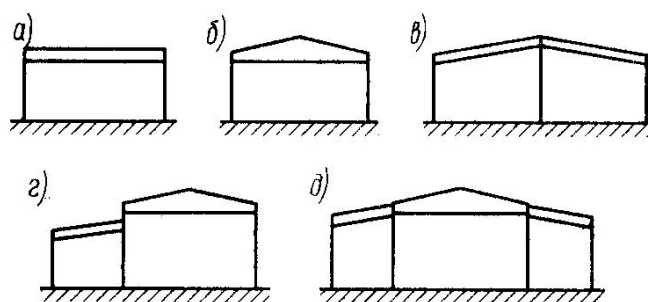


Рис. 43. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий

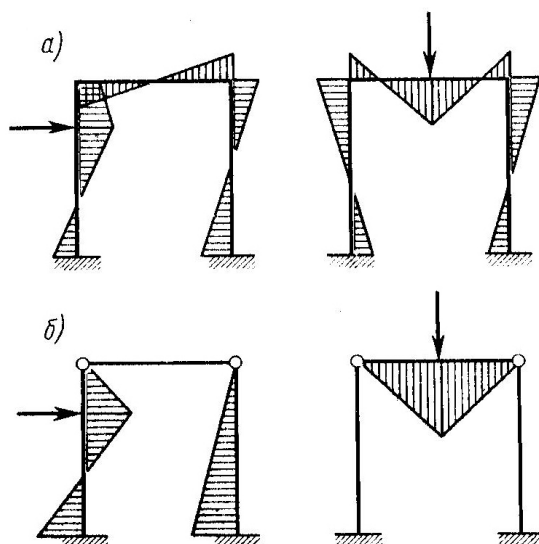


Рис. 44. Эпюры моментов в поперечной раме при жестком (а) и шарнирном (б) соединении ригелей с колоннами

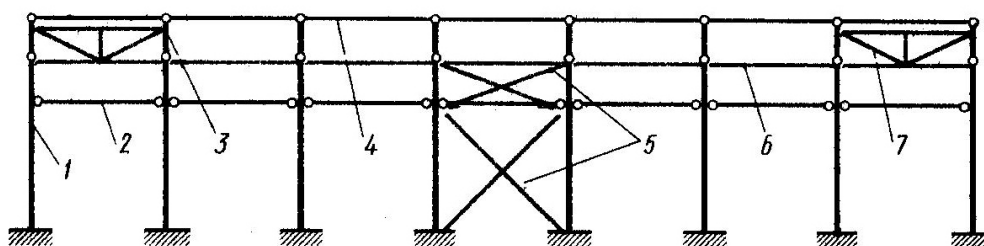


Рис. 45. Продольная рама каркасного здания: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка; 3 – балка покрытия; 4 – плита покрытия; 5 – вертикальные связи по колоннам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи покрытия

7.2. Железобетонные плиты и балки

Плитами называются плоские конструктивные несущие элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины. *Балки* – это линейные горизонтальные конструктивные несущие элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров (рис. 46). Железобетонные плиты и балки работают на изгиб.

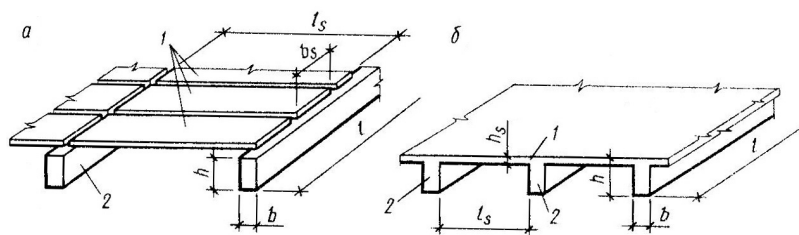


Рис. 46. Изгибаемые железобетонные элементы: *а* – сборное перекрытие; *б* – монолитное перекрытие; *1* – плиты; *2* – балки

Железобетонные плиты перекрытий и покрытий могут быть монолитные, сборные и сборно-монолитные. Сборные, в свою очередь, – сплошные, ребристые и пустотные. Плиты армируются сетками и каркасами, может применяться предварительно напрягаемая рабочая арматура (рис. 47).

Поперечные сечения железобетонных балок могут быть различными: прямоугольные, тавровые, трапециевидные, двутавровые, рельсовидные, П-образные (рис. 48). Армируются балки плоскими и объемными каркасами, может применяться предварительно напрягаемая рабочая арматура.

В нормальных к продольной оси сечениях плит и балок в перекрытиях и покрытиях зданий и сооружений возникают растягивающие и сжимающие напряжения. Растяжению подвергается, как правило, нижняя часть элемента, в которой формируется растянутая зона и устанавливается рабочая продольная растянутая арматура; сжатию подвергается верхняя часть, в которой формируется сжатая зона. Причем сечения, в которых рабочая арматура устанавливается только в растянутой зоне, называются *сечениями с одиночной арматурой* или *сечениями с одиночным армированием*, а сечения, в которых рабочая арматура устанавливается по расчету и в растянутой, и в сжатой зонах, – *сечениями с двойной арматурой* или *сечениями с двойным армированием*.

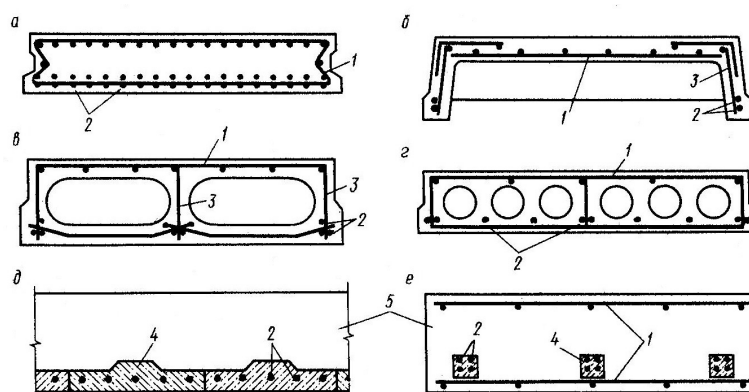


Рис. 47. Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит: *а* – сплошная плита; *б* – ребристая плита; *в, г* – пустотные плиты; *д, е* – сборно-монолитные плиты; *1* – сварные сетки; *2* – рабочая арматура; *3* – плоские каркасы; *4* – сборные элементы (армоэлементы); *5* – монолитный бетон

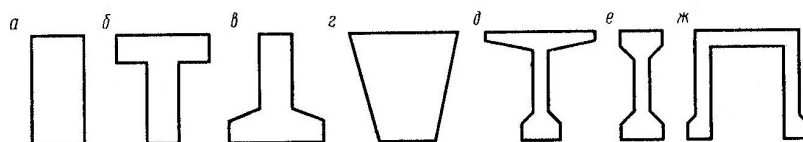


Рис. 48. Поперечные сечения балок: *а* – прямоугольное; *б, в* – тавровые; *г* – трапецевидное; *д* – двутавровое; *е* – рельсовидное; *ж* – П-образное

7.3. Железобетонные фермы

Фермы – геометрически неизменяемые решетчатые несущие конструкции, работающие преимущественно на изгиб. Их применяют вместо балок при пролетах 18 м и более. Выделяют несколько основных типов ферм: сегментные с верхним поясом ломаного очертания, арочные раскосные с редкой решеткой, арочные безраскосные, прямоугольного очертания с параллельными поясами и трапецевидного очертания с уклонами верхнего пояса, полигональные с ломаным нижним поясом (рис. 49). Наиболее рациональную форму имеют сегментные и арочные фермы, так как очертания их контуров приближаются к форме эпюры изгибающих моментов. Фермы состоят из элементов (*стержней*): верхнего и нижнего пояса (это длинные верхние и нижние элементы), стоек (вертикальные элементы решетки), раскосов (наклонные элементы решетки). Места, где сходятся два и более стержня, называются *узлами* фермы.

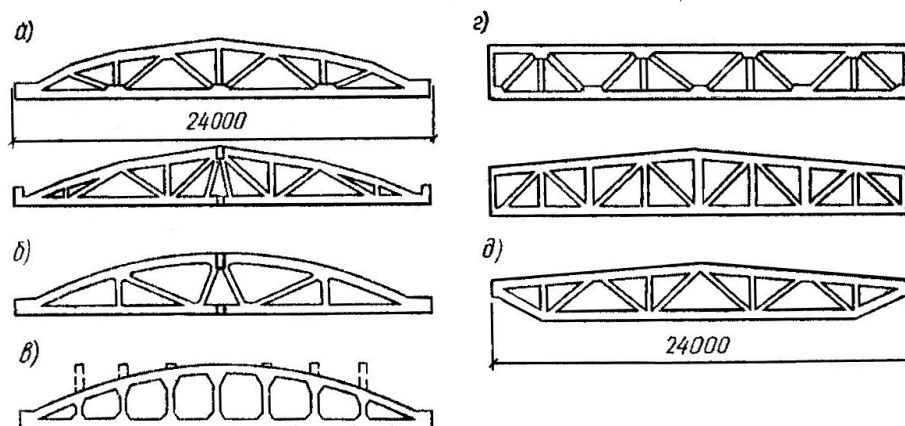


Рис. 49. Конструктивные схемы железобетонных ферм: *а* – сегментная с верхним поясом ломаного очертания; *б* – арочная раскосная с редкой решеткой; *в* – арочная безраскосная; *г* – прямоугольного очертания с параллельными поясами и трапецевидного очертания с уклонами верхнего пояса; *д* – полигональная с ломаным нижним поясом

При расчетах, пренебрегая жесткостью узлов ферм, узлы условно заменяются шарнирами, а раскосные фермы рассматриваются как шарнирно-стержневые системы с узловой передачей нагрузки. Поэтому, несмотря на то, что в целом фермы работают на изгиб, отдельные их элементы рассчитываются на центральное растяжение (как правило,

нижний пояс и стойки) или центральное сжатие (верхний пояс). Раскосы могут работать как на растяжение, так и на сжатие. При центральном сжатии в нормальных к продольной оси сечениях стержней ферм не возникает растянутой зоны и все сечение (включая бетон и продольную арматуру) работает на сжатие. При центральном растяжении, наоборот, в нормальных к продольной оси сечениях стержней фермы не возникает сжатой зоны и все сечение работает только на растяжение, в этом случае в предельном состоянии по прочности бетон, имея низкую несущую способность при растяжении, может выключаться из работы и все растягивающие усилия будут восприниматься только продольной арматурой по всему сечению. В некоторых случаях, например при воздействии на ферму внеузловой нагрузки, в стержнях одновременно с растяжением или сжатием могут возникать изгибающие моменты, и тогда они рассчитываются как сжато-изгибаемые или растянуто-изгибаемые элементы.

Армируются фермы пространственными каркасами в стержнях и сетками в узлах, в растянутых элементах (например, нижнем поясе) при значительных усилиях может устанавливаться предварительно напрягаемая арматура (рис. 50).

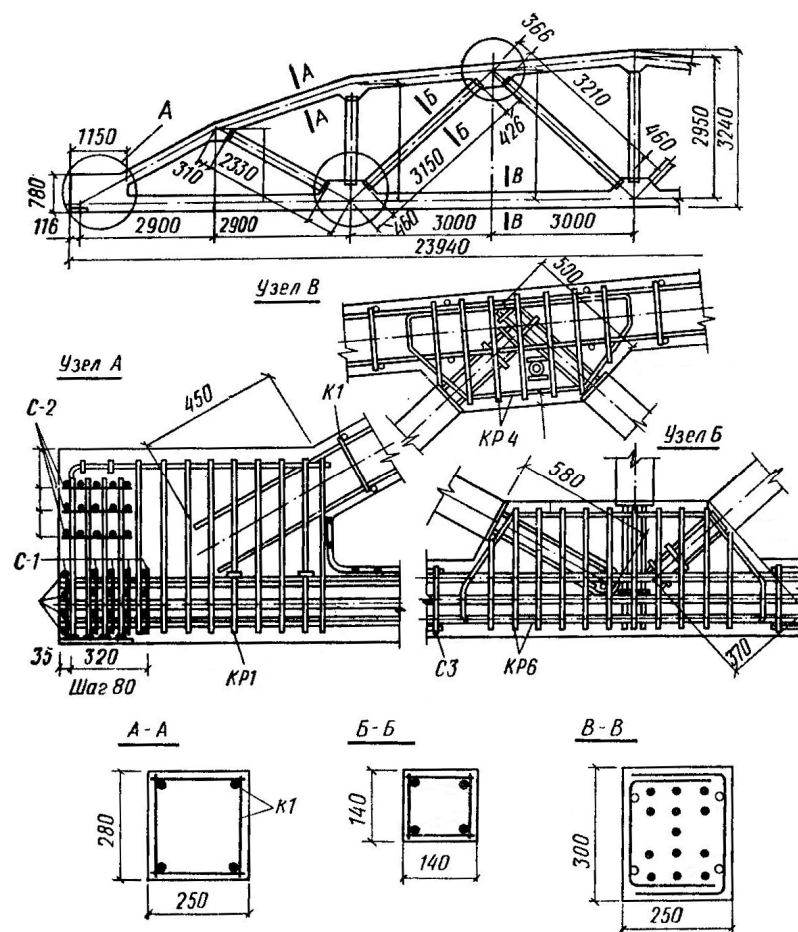


Рис. 50. Армирование железобетонной сегментной фермы

7.4. Железобетонные колонны

Колонна – вертикальный конструктивный несущий элемент, высота которого значительно превышает поперечные размеры. Железобетонные колонны рассчитываются на центральное или внецентренное сжатие. При центральном сжатии в нормальных к продольной оси сечениях колонн на всю площадь распространяется сжатая зона, т. е. весь бетон и вся продольная арматура работают на сжатие, а растянутой зоны в сечении не возникает. При внецентренном сжатии в нормальном сечении колонны будет возникать как сжатая зона, так и растянутая.

Колонны одноэтажных каркасных производственных зданий делят на две группы: для бескрановых зданий, имеющие постоянное по высоте сечение (рис. 51, *а*), и для зданий с мостовыми кранами, имеющие консоли для крепления подкрановых балок и переменное по высоте сечение (рис. 51, *б*, *в*). Наиболее распространенные формы поперечного сечения железобетонных колонн – квадрат, прямоугольник, круг, двутавр.

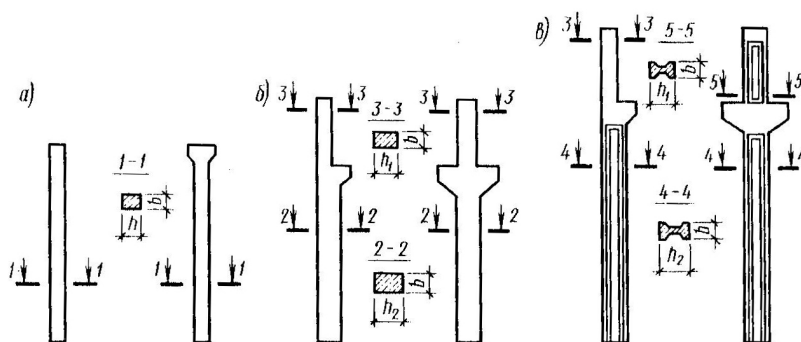


Рис. 51. Железобетонные колонны одноэтажных каркасных производственных зданий

Колонны армируют продольной арматурой и поперечной (стержнями, хомутами, шпильками), объединяя их в сварные и вязанные каркасы (рис. 52, 53). Из плоских каркасов, расположенных у противоположных граней элемента, с помощью поперечных соединительных стержней образуют сварные пространственные каркасы. Вязанные же объемные каркасы образуют охватом продольных стержней замкнутыми хомутами.

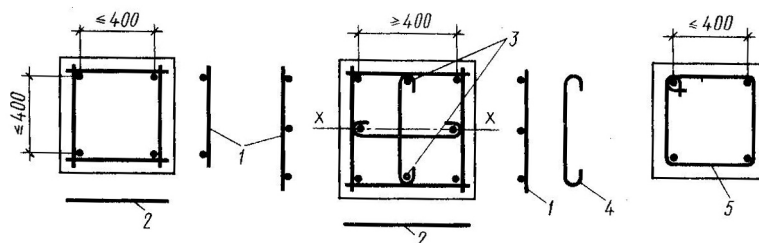


Рис. 52. Армирование центрально-сжатых колонн квадратного сечения:
1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – промежуточные стержни;
4 – шпильки; 5 – хомуты

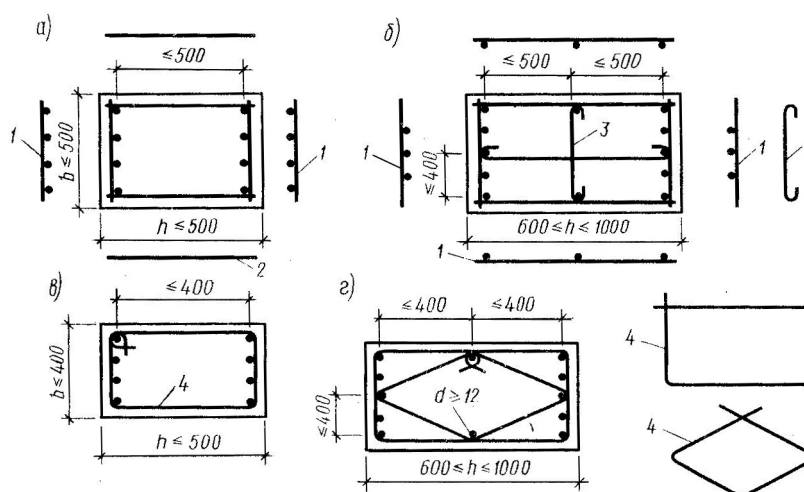


Рис. 53. Армирование внецентренно-сжатых колонн прямоугольного сечения:
 а, в – армирование колонн при h не более 500 мм; б, г – армирование колонн при h более 500 мм (с дополнительными продольными промежуточными конструктивными стержнями); 1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – шпильки; 4 – хомуты

7.5. 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. 54). В зависимости от способа изготовления фундаменты могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

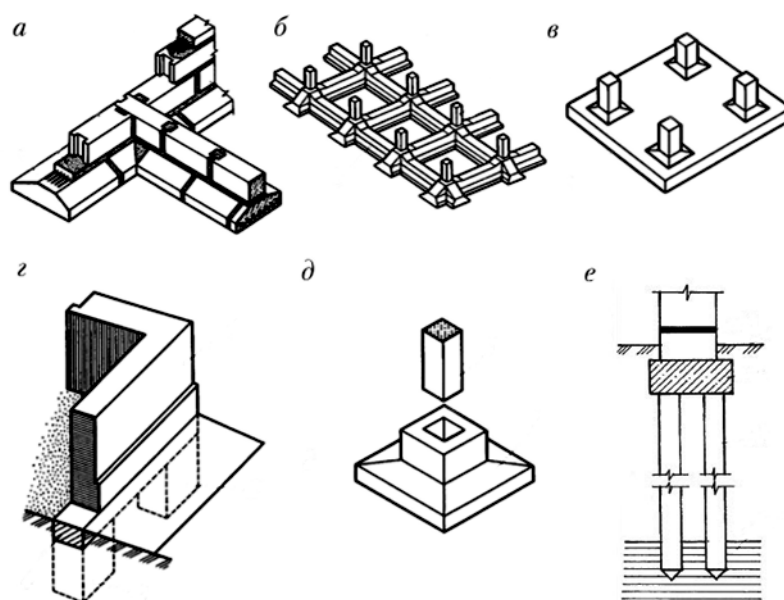


Рис. 54. Виды фундаментов: а – ленточный под стены; б – ленточный под колонны; в – сплошной под колонны; г – столбчатый под стены; д – отдельный под колонну; е – свайный

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. 55, 56).

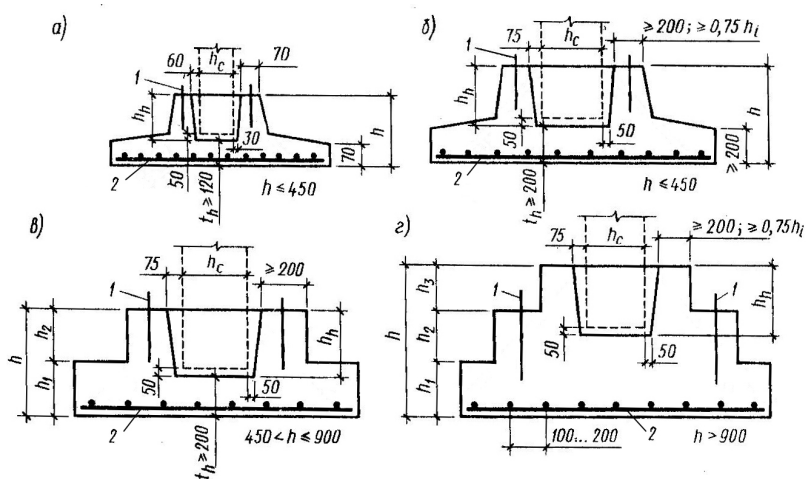


Рис. 55. Поперечный профиль и армирование сборных отдельных фундаментов под колонны: а – пирамидальный фундамент под стойку лоткового канала; б – пирамидальный фундамент под стойку производственного здания; в, г – ступенчатые фундаменты; 1 – монтажные петли; 2 – арматурная сетка

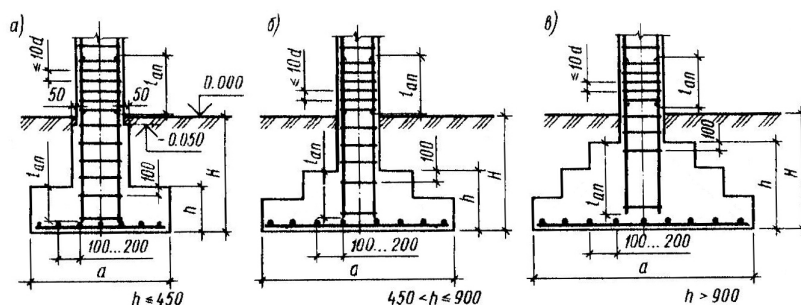


Рис. 56. Поперечный профиль и армирование монолитных отдельных фундаментов под колонны: а – одноступенчатый фундамент с подколонником; б, в – двух- и трехступенчатые фундаменты

8. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

8.1. Материалы и изделия каменных конструкций. Конструктивные схемы зданий и стен

Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы, облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

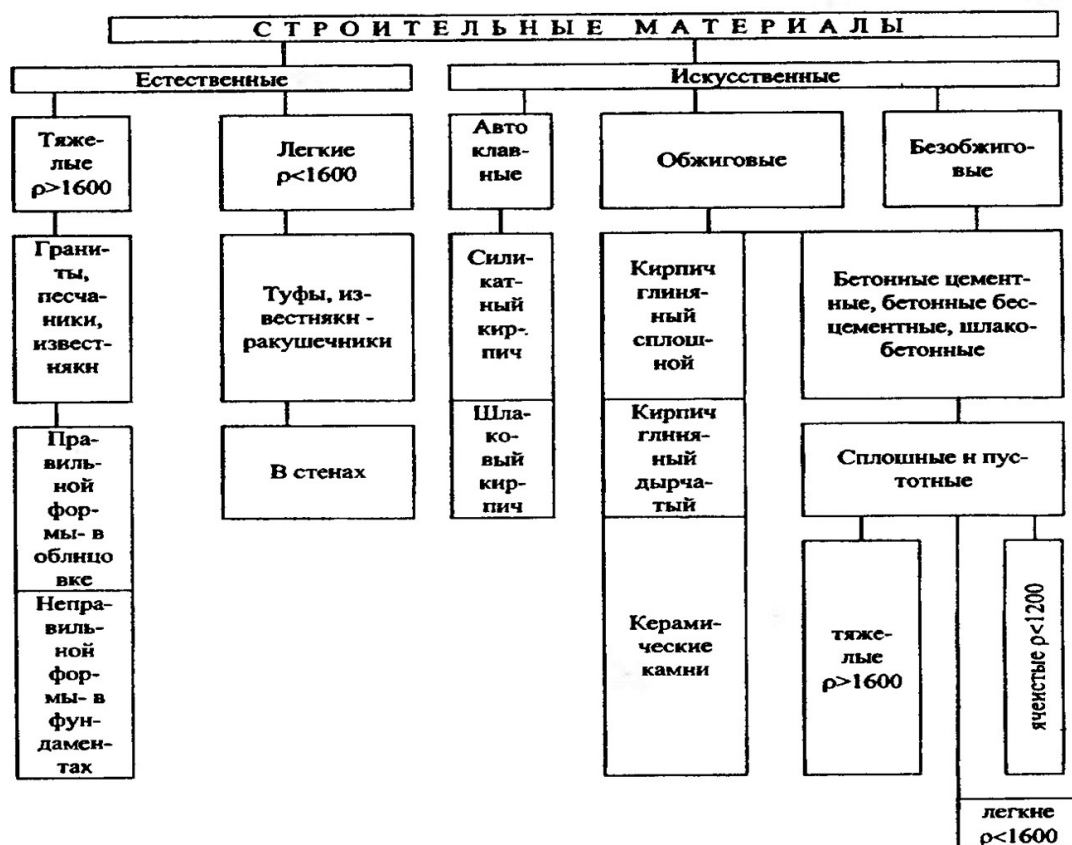


Рис. 57. Основные виды кладочных изделий.

Силикатный и керамический кирпич толщиной 65 мм изготавливают полнотелым, а утолщенный кирпич – пустотелым или полнотелым с пористыми заполнителями толщиной 88 мм.

Крупные пустотные керамические блоки и панели изготавливаются методом экструзии, что позволяет получать разнообразную форму изделий. Исходная смесь этих изделий состоит из глины и кварцевого песка.

Кирпич и камни лицевые, применяемые для облицовки наружных стен, изготавливают с гладкой или рельефной поверхностью как естественного цвета, так и окрашенными путем ввода добавок.

Каменная кладка, выполняемая на строительной площадке из мелкоштучного камня и кирпича, не вполне отвечает требованиям индустриального строительства. Поэтому для стен и фундаментов широко применяют крупные стеновые бетонные блоки и панели,

изготавливаемые из тяжелого и легкого на пористых заполнителях бетона, силикатного и автоклавного ячеистого бетонов.

По геометрическим размерам (величине кладочных изделий) делятся на: панели и крупные блоки, обыкновенные (мелкие) камни и кирпич. Стандартные размеры кирпича 250 x 120 x 65 мм, утолщенного кирпича 250 x 120 x 88 мм, керамических пустотелых камней 250 x 120 x 138 мм, бетонных камней 390 x 190 x 188 и 390 x 90 x 188 мм. Бетонные блоки изготавливают длиной $l = 880, 1180$ и 2380 мм, шириной $b = 300, 400, 500$ и 600 мм, высотой $h = 290$ и 580 мм. Блоки могут быть сплошными (ФБС), сплошными с вырезами для пропуска коммуникаций (ФБВ) и с пустотами, открытыми вниз (ФБП).

По структуре и строительным материалам (величине кладочных изделий) делятся на: сплошные, пустотелые, с повышенной пористостью и пористо-пустотелые.

8.1.1. Прочностные характеристики материалов

Каменные материалы, применяемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозо- и водостойкостью.

Основной характеристикой каменных материалов и бетонов является их прочность, определяемая классами. Класс камня устанавливается по значению временного сопротивления (предел прочности) сжатию в МПа, а для кирпича также и по прочности на растяжение при изгибе. Класс бетона по прочности представляет собой предельное сопротивление на сжатие образца в МПа с обеспеченностью 0,95. Размеры и форму испытываемых для установления класса прочности материалов, а также методику их испытания устанавливают государственные стандарты. Если камни имеют различное строение в разных направлениях, то класс обозначает временное сопротивление в том направлении, в котором камень работает в кладке. Временное сопротивление пустотелых камней подсчитывается по площади брутто.

Морозостойкость камней также, как и бетонов, в значительной степени определяет их долговечность. Она характеризуется марками, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое камни выдерживают без видимых повреждений и снижения прочности. По морозостойкости имеются следующие марки камней и бетонов: F 10, 15, 25, 35, 60, 100, 150, 200 и 300.

Камни, доставляемые на строительство, должны иметь заводской паспорт, содержащий сведения о пределе прочности (марке), морозостойкости, плотности, содержании радионуклидов и т.п. При его отсутствии характеристики камней могут быть определены в лабораторных условиях.

Требования к кладочным изделиям Систематизация кладочных изделий выполняется

- По виду материала;

- По геометрическим параметрам (разделение на группы);
- По способу установления прочности при сжатии (категории I или II); *По виду материала, из которого выполнены кладочные элементы, они*

подразделяются на:

- Керамические в соответствии с требованиями стандартов; – Силикатные, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из бетона на плотных и пористых заполнителях, в соответствии с требованиями стандартов ;
- Из автоклавного ячеистого бетона, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из плотного бетона в соответствии с требованиями стандартов;
- Из естественного (природного) камня в соответствии с требованиями стандарта.

Например, производят такие виды керамических кладочных изделий:

- кирпич LD: керамический кирпич с низкой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке.

Следует отметить, что из всего многообразия кладочных изделий наиболее известными и широко применяемыми в нашей стране являются следующие (с использованием терминологии, принятой в ранее действующей нормативной литературе):

- Кирпич обыкновенный (одинарный) с размерами 65х125х250 мм (толщина х ширина х длина);
- Кирпич утолщенный с размерами 88х120х250 мм;
- Мелкоштучные камни (с наиболее употребляемой толщиной 138 и 188 мм).

Кирпич производится керамический и силикатный, полнотелый и пустотелый. Камни, как правило, выполняются пустотелыми. Пустоты в кладочных изделиях выполняются для снижения собственной массы и повышения тепло-и звукоизоляции изделия.

Керамические изделия изготавливаются с использованием глины и технологии обжига. Силикатные изделия изготавливаются с использованием извести в качестве вяжущего и твердением в автоклавах при повышенных давлении и температуре.

По геометрическим параметрам кладочные элементы делятся на две группы. Критериями деления кладочных элементов на группы являются такие геометрические параметры, как:

- % общий объем пустот к объему камня или блока,
- % объем отдельной пустоты к объему камня или блока, • толщина внутренних и внешних стенок,
- направление пустот относительно положения кладочного элемента.

По способу установления прочности при сжатии кладочные элементы делятся на две категории I и II.

Согласно стандартам, к кладочным элементам категории I относятся

кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95%).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50%).

В соответствии с нормами различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

- средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;
- характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5 % квантилю прочности (с обеспеченностью 95%);
- нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.

8.1.2. Растворы

Качество каменной кладки в большой степени зависит от свойств раствора. Раствор для кладки – правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (в необходимых случаях).

Требования к кладочным растворам Раствор в кладке используется для:

1. создания единого монолита из отдельных кладочных изделий (камней);
2. равномерной загрузки отдельных камней, имеющих неровности;
3. уменьшения воздухо- и влагопроницаемости.

Кладочный раствор получают из смеси неорганического вяжущего заполнителя, воды и, при необходимости, добавок и наполнителей. В качестве вяжущего используют цемент, известь, гипс, глину, иные вяжущие.

Кладочные растворы подразделяются по:

- виду;
- способу установления состава;
- месту изготовления.

По виду растворы подразделяются на:

- растворы общего назначения (стандартные растворы);
- легкие растворы плотностью в воздушно сухом состоянии не выше 1300 кг/м³;
- растворы для тонких швов (растворы с максимальным размером зерен заполнителя 2 мм).

Растворы общего назначения (стандартные растворы) и легкие растворы применяются для швов толщиной не менее 6мм и не более 15 мм, а растворы для тонких швов - для швов толщиной не менее 0.5 мм и не более 3 мм.

По способу установления состава кладочные растворы подразделяются на:

- кладочные растворы, предписанные по рецептуре (заданного состава), прочность на сжатие которых определяется по заданным пропорциям составляющих;
- кладочные растворы заданного качества, состав и технологии изготовления которых изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались установленные свойства раствора (класс прочности раствора).

К растворам заданного качества относятся растворы общего назначения легкие растворы и растворы для тонких швов.

По месту приготовления растворы подразделяются на:

- кладочные растворы заводского изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава и кладочные растворы заданного качества, приготовленные на заводе.
- кладочные растворы построечного изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава, приготовленные в условиях строительной площадки.

Для затвердевшего раствора устанавливаются требования к следующим свойствам:

- прочности при сжатии; - прочности сцепления; - водопоглощению;
- паропроницаемости;
- плотности в сухом состоянии; - теплопроводности;
- горючести (для раствора с содержанием органических веществ >1%); - долговечности.

Стандартный кладочный раствор представляет собой раствор заданного состава или раствор заданного качества.

Тонкослойные и легкие кладочные растворы должны представлять со-бой растворы заданного качества.

Прочность при сжатии кладочного раствора f_m определяют по результатам испытаний на сжатие половинок балочек размерами 40x40x160 мм, полученным после их испытаний на изгиб.

8.1.3. Арматура для каменной кладки

Требования к арматуре

Армирование каменных конструкций может осуществляться следующими вариантами:

1. в виде отдельных стержней, устанавливаемых горизонтально или вертикально в швах и штрабах каменной кладки;
2. в виде арматурных изделий (сеток), устанавливаемых в горизонтальных швах кладки;

3. в виде железобетонных вставок в сечении каменной кладки (комплексные конструкции).

На практике, наибольшее распространение получил 2-ой вариант.

В качестве арматуры может применяться свариваемая гладкая арматура класса S240 и арматура периодического профиля класса S500. При проектировании конструкций из армированной каменной кладки показатели арматуры принимают в соответствии с нормами и стандартами по железобетонным конструкциям.

Растворы классифицируют по прочности при сжатии и обозначают буквой М, за которой следует указание прочности при сжатии, в ньютонах на миллиметр квадратный, например, М5. Растворы заданного состава классифицируют по соотношению компонентов смеси, например:

цемент: известь, песок = 1:1:5 в соотношении по объему.

Прочностные и деформативные свойства каменной кладки

Каменная кладка является монолитным неоднородным упругопластическим материалом. Даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента камень и раствор находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвержены внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию.

Основными причинами сложного напряженного состояния являются:

1. Неоднородность растворной постели камня. Это обусловлено тем, что даже при особо тщательном перемешивании раствора возможно неравномерное распределение вяжущего, заполнителя, добавок и воды; всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора по плоскости их соприкосновения неодинакова, вследствие чего увеличивается неоднородность растворного шва; в процессе твердения раствора происходит его неравномерная усадка, проявляются усадочные напряжения, которые при неблагоприятных условиях могут вызвать отрыв раствора от камня и камень окажется опертым на отдельные участки раствора; в процессе возведения кладки в большинстве случаев поверхность раствора не выравнивается так, чтобы полностью соответствовать нижней поверхности камня и чтобы камень был одинаково прижат к растворной постели, что также создает участки шва с раствором разным по плотности, прочности и жесткости. Образование таких участков раствора приводит к концентрации напряжений на участках с большей прочностью и жесткостью.

Схематично работу кирпича или камня в кладке можно сравнить с пластинкой, опирающейся на беспорядочно расположенные и обладающие различной жесткостью опоры, нагруженные беспорядочно распределенными нагрузками, вызывающими в камне изгибающие моменты и поперечные силы (рис. 58).

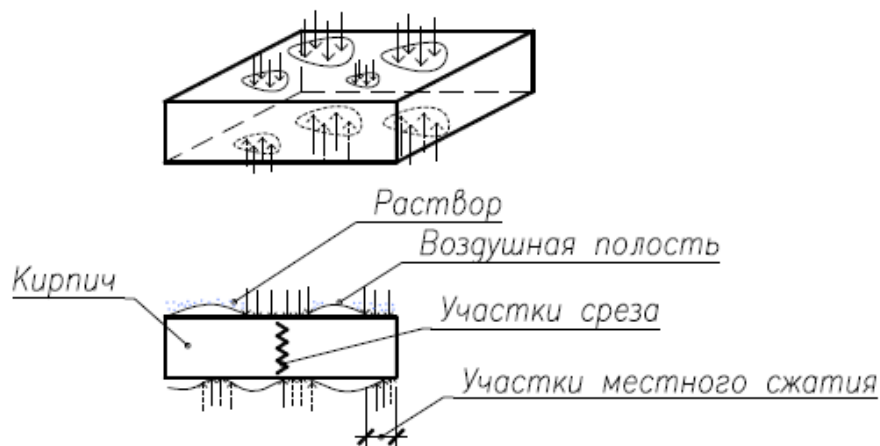


Рис. 58. Работа кирпича или камня в кладке под нагрузкой

2. Различие деформативных свойств камня и раствора. При сжатии кладки на соприкасающихся горизонтальных плоскостях камня и раствора из-за трения и сцепления невозможны независимые поперечные деформации камня и раствора. На этих плоскостях появляются касательные усилия – более жесткие материалы сдерживают деформации менее жестких. Если жесткость раствора меньше жесткости камня, в последнем возникают растягивающие напряжения, суммирующиеся с растягивающими напряжениями, возникающими при изгибе, что уменьшает прочность кладки.

Растягивающие усилия особенно велики для кладок на растворах низкой прочности (рис. 59).

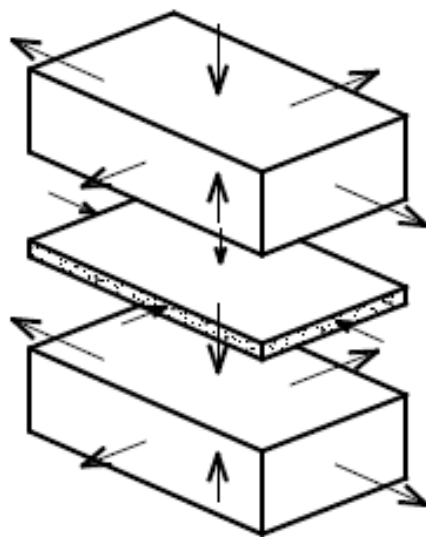


Рис. 59. Усилия в кирпиче и растворе

3. Наличие вертикальных швов в кладке и отверстий в пустотелых камнях, способствующих концентрации вблизи них напряжений;

4. Неоднородность камней и связанное с этим различие

деформативных свойств самих камней, уложенных в кладку.

5. Неправильная форма камня в бутовой кладке, обуславливающее концентрацию напряжений на выступающих частях камней (рис. 60)

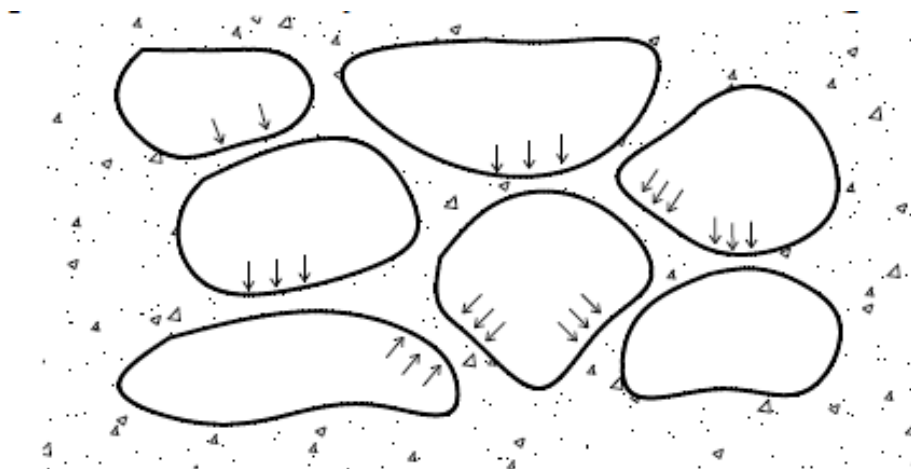


Рис. 60. Усилия в бутовой кладке

На прочность кладки оказывают влияние размеры и форма камней, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем и т. п.

В работе кирпичной (каменной) кладки на сжатие различают четыре стадии. Первая стадия (рис. 61, а) соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рис 61, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (значение ее составляет 60– 80 % от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается. Но при увеличении нагрузки происходит возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении. Это третья стадия (рисунок 61, в). При длительном действии нагрузки, соответствующей этой стадии, даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую – стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки (рисунок 61, г).

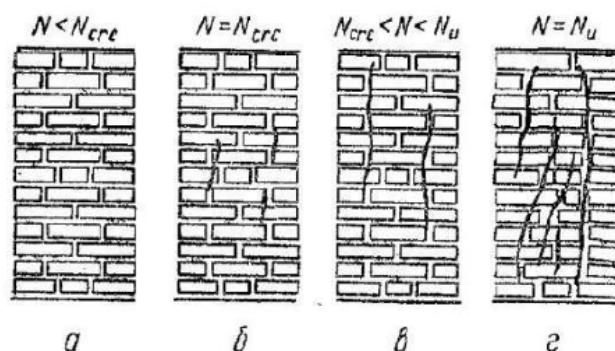


Рис 61. Стадии работы кладки при сжатии
 а – первая; б – вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности $f_m = \infty$ называется конструктивной прочностью кладки. Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие f_b , умноженному на конструктивный коэффициент $A < 1$. Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме класса прочности кирпича f_b , на значение прочности кладки оказывают влияние прочность раствора f_m и вид кладки.

Рост прочности кладки с увеличением прочности раствора затухает. Даже при $f_m = \infty$ прочность кладки меньше f_b . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких классов (более 7,5) неэкономично.

Разрушение растянутой кладки может произойти по неперевязанному и перевязанному (рис. 62) сечению. При неперевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах. При растяжении по перевязанному сечению кладка разрушается либо по раствору, либо по камням и раствору. Если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, кладка разрушается по раствору.

Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению встречается в круглых резервуарах, силосах и других сооружениях, а растяжение непере-вязанному сечению – во внецентренно сжатых стенах и столбах.

В некоторых конструкциях каменная кладка подвергается срезу. Срез может произойти как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

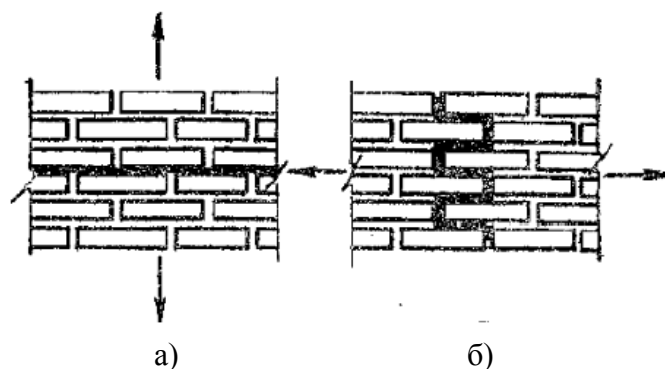


Рис. 62. Схема разрушения кладки при растяжении а – разрушение по неперевязанному сечению; б – разрушение по перевязанному сечению

8.1.4. Характеристическое значение прочности кладки при сжатии

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки без продольного шва определяют следующим образом:

– для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

– для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона авто-клавного твердения на тонкослойном кладочном растворе – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7}$$

где K – коэффициент в диапазоне 0,25...0,7 зависит от вида изделия;

f_b – приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия в направлении нагрузки, МПа;

f_m – прочность при сжатии кладочного раствора, МПа. Характеристические значения прочности каменной кладки при сжатии, определяются как по формулам, так и по таблицам. Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом

кратковременном сжатии, как правило, нелинейная (рис. 63). При определении расчетных параметров каменной кладки допускается принимать параболическую, параболически-линейную или упрощенную прямоугольную диаграмму.

Кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии со стандартом. Таким образом, модуль упругости кладки – тангенс угла наклона касательной к кривой деформаций в начале координат.

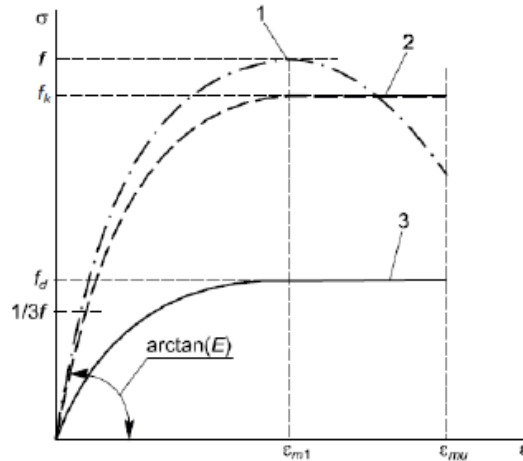


Рис. 63 Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии. 1 – фактическая диаграмма (параболическая); 2 – идеализированная диаграмма (параболически-линейная); 3 – расчетная диаграмма (параболически-линейная)

8.1.4. Виды конструкций стен зданий

Продольные и поперечные стены, столбы, рамы каркаса вместе с перекрытиями и покрытиями образуют пространственную систему, элементы которой воспринимают все действующие нагрузки и обеспечивают требуемую устойчивость здания и его пространственную жесткость.

Распределение усилий между элементами зданий зависит: от жесткости перекрытий, от толщины и высоты стен, наличия в них проемов; от типа соединений между конструктивными элементами здания. В зависимости от конструктивной схемы здания каменные стены делятся на:

- несущие, воспринимающие все нагрузки;
- самонесущие, воспринимающие собственный вес всех стен по высоте здания и ветровую нагрузку;
- ненесущие, воспринимающие нагрузку от собственного веса стены и ветра в пределах одного этажа.

По системам пространственной жесткости различают здания с жесткой и упругой конструктивными схемами. Конструктивная схема определяется расстоянием между поперечными вертикальными устойчивыми конструкциями и жесткостью горизонтальных опор.

К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся в большинстве случаев гражданские здания, в которых при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное растяжение и центральное сжатие несущие каменные стены и столбы рассчитываются как вертикальные балки, опирающиеся на жесткие опоры, которыми являются диски покрытия и междуэтажные перекрытия.

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся в основном

одноэтажные промышленные здания, у которых отсутствуют жесткие горизонтальные связи.

8.1.5. Расчет стен зданий с жесткой конструктивной схемой

Расчет на вертикальные и горизонтальные ветровые нагрузки с учетом их возможного сочетания выполняется как для вертикальных неразрезных многопролетных балок, опертых на неподвижные опоры – перекрытия (рис. 64).

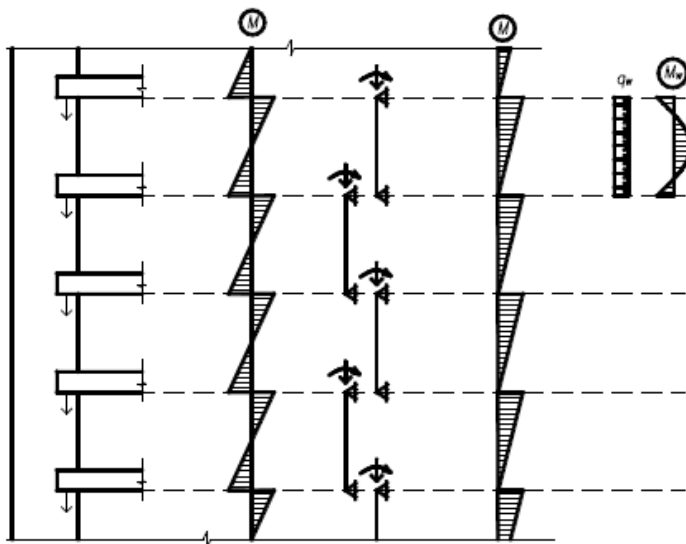


Рис. 64. Расчетная схема стены здания с жесткой конструктивной схемой

Для упрощения расчета допускается рассматривать стены или столбы многоэтажного здания рассеченными по высоте на однопролетные балки, шарнирно опирающиеся в горизонтальном направлении на перекрытия с пролетом $l = H_{эт}$. При этом принимают, что нагрузка от верхних этажей приложена в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа. Нагрузка в пределах рассматриваемого этажа считается приложенной с эксцентриситетом относительно центра тяжести, рассматриваемого сечения (рис. 65).

Для сплошных стен (не имеющих проемов) за расчетное сечение принимается участок стены длиной 1м. Для стены с проемами расчетным сечением является сечение наиболее нагруженного простенка.

Изгибающие моменты в сечении наружной стены от горизонтальной ветровой нагрузки определяются в пределах каждого этажа как для балок с защемленными концами.

$$M_w = \frac{\pm q_w \cdot H_{эт}^2}{12}$$

Расчет стен начинается с верхнего этажа.

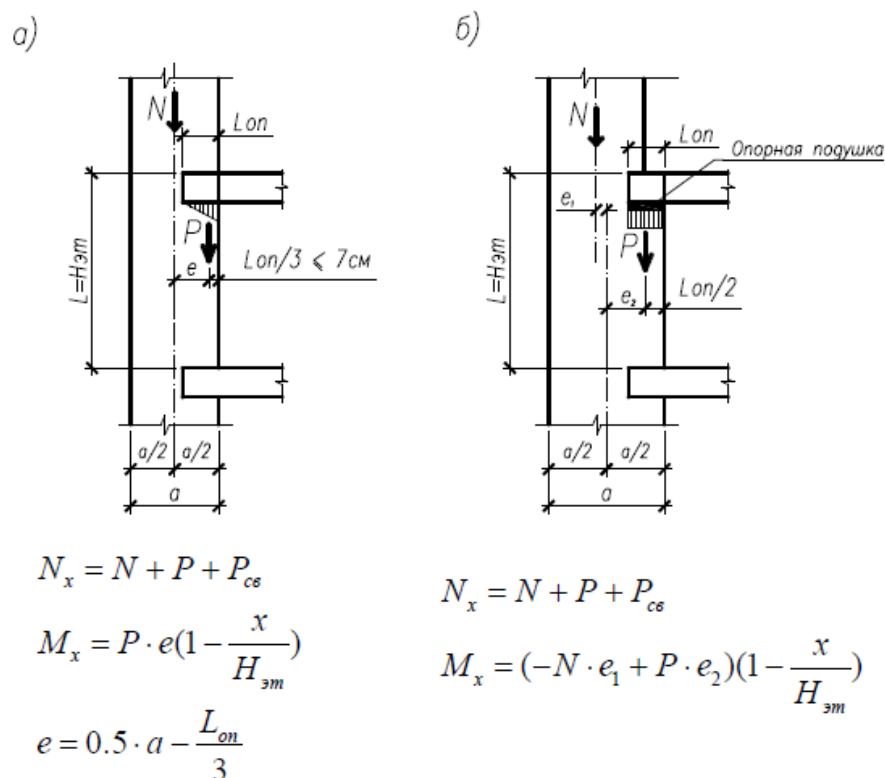


Рис. 65. Схема приложения нагрузок на стену

8.1.6. Расчет стен зданий с упругой конструктивной схемой

При статическом расчете каменных стен и столбов зданий с упругой конструктивной схемой выделяют один ряд поперечных конструкций между средними осями пролетов здания и рассматривают рамную систему. Стойками рамы являются стены и столбы, которые принимаются заделанными в грунт в уровне пола здания, а конструкции покрытия – ригеля, считаются абсолютно жесткими, шарнирно связанными со стойками (рис. 66).

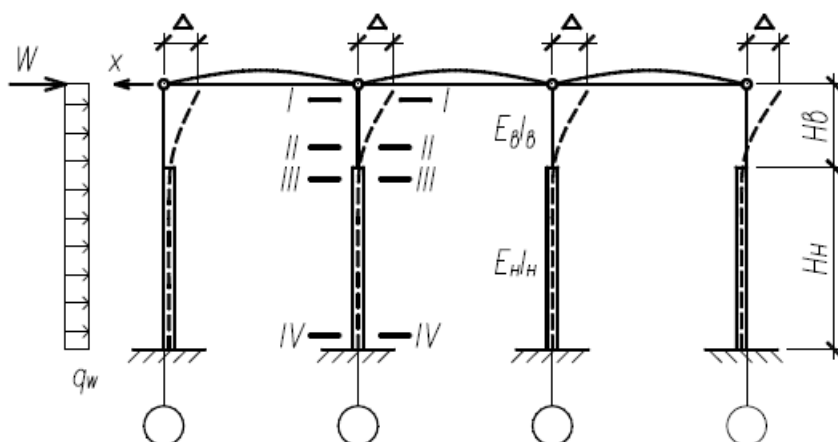


Рис. 66. Поперечная рама цеха

Изгибающие моменты и продольные сил в различных характерных

сечениях стоек рамы определяются по общим правилам строительной механики методом перемещений.

Составляются сочетания усилий:

1) $M_{\max} - N_{\text{соотв}}$

2) $M_{\min} - N_{\text{соотв}}$

3) $N_{\max} - M_{\text{соотв}}$

По полученным усилиям проверяют несущую способность стен и столбов как работающих на внецентренное сжатие.

Кроме расчета на эксплуатационные нагрузки стены и столбы зданий с упругой конструктивной схемой необходимо также рассчитывать и на нагрузки в стадии производства работ, когда покрытия еще не смонтировано. В этой стадии стены и столбы рассматриваются как консоли, заделанные в грунт и нагруженные собственным весом и ветром. Если несущая способность стен и столбов в стадии монтажа не обеспечена, размеры сечения не увеличивают, а предусматривают специальные временные крепления.

8.2. Каменные кладки. Классификация и виды кладок

В зависимости от формы камня различают кладки из камня правильной формы и из камней неправильной формы.

Кладки из камней неправильной формы делятся на бутовые и бутобетонные.

В зависимости от конструкции кладки могут быть сплошными и пустотелыми.

Сплошные кладки, в свою очередь, подразделяются на однослойные, состоящие из одного вида каменного материала и многослойные, состоящие из двух или более слоев, выполненных из различных материалов.

В пустотелых (облегченных) кладках часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, легким или ячеистым бетоном, теплоизоляционными плитами или минеральными засыпками с объемной насыпной массой не более 1000 кг/м³.

Кладки должны обладать монолитностью, которое обеспечивается сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах. Некачественная и недостаточная перевязка кладки существенно ускоряет момент образования первых трещин, ведет к преждевременному расслоению кладки на ряд тонких отдельных вертикальных тонких столбиков, что значительно снижает прочность кладки и она разрушается. Это наиболее опасно при нагрузках, вызывающих внецентренное сжатие, изгиб, срез, растяжение и местное сжатие.

Толщина горизонтальных швов кладки из кирпича, керамических, бетонных и природных камней должна быть в пределах 8-15мм (в среднем 12мм), вертикальных швов 8-12мм (в среднем 10мм).

В зависимости от веса камней кладки подразделяют на ручные и механизированные.

Сплошную ручную каменную кладку можно выполнять из кирпича всех видов, керамических, бетонных и природных камней. Для уменьшения толщины и массы стен рекомендуется применять пустотелые кирпичи и камни, особенно в наружных стенах отапливаемых зданий.

Для обеспечения монолитности стены кладку ведут с перекрытием вертикальных швов в каждом ряду. Вдоль стены кладку перевязывают в каждом ряду, а поперек – через несколько рядов.

Сплошная кирпичная кладка может выполняться по однорядной цепной или многорядной системе перевязки.

Однорядная выполняется как правило при устройстве межкомнатных перегородок т.е. ненесущих конструкций, толщиной 120мм, двух и многорядная при возведении несущих и самонесущих стен толщиной 250, 380 и 510мм. (рис. 67)

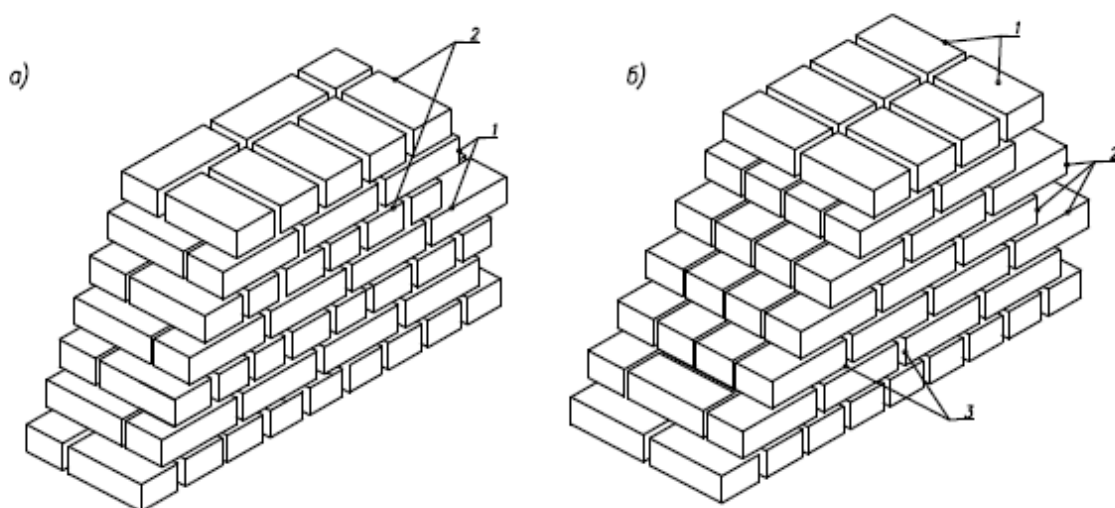


Рис. 67. Сплошные кирпичные кладки:
а) двухрядная (цепная); б) шестирядная (ложковая); 1 – тычковый ряд; 2 – ложковый ряд;
3 – шов.

При любой системе перевязки швов обязательна укладка тычковых рядов в нижнем (первом) и верхнем (последнем) рядах кладки конструкций, а также в выступающих рядах кладки (карнизах, поясах и т.д.) При многорядной системе перевязки швов обязательна укладка тычковых рядов под мауэрлаты и опорные части конструкций (балки, прогоны и т.д.).

Все швы кирпичной кладки, кроме кладки «впустошовку» должны тщательно быть заполнены раствором. В кладке «впустошовку» швы на поверхности стен не заполняются на глубину до 15мм, а в столбах и узких простенках – до 10мм. Затем эти конструкции оштукатуриваются или облицовываются.

Кладку из керамических камней ($h=138\text{мм}$) с поперечными щелевидными пустотами следует выполнять по однорядной системе перевязки, обеспечивающей наиболее высокое сопротивление стен теплопередаче, а из камней с продольными пустотами – по многорядной системе перевязки. В кладке стен, столбов, простенков и перемычек из керамических камней швы должны быть полностью заполнены раствором.

Кладка из бетонных и природных камней высотой ряда до 200мм должна иметь не менее одного тычкового ряда на каждые 3 ряда кладки. Горизонтальные и вертикальные швы полностью заполняются раствором.

Продольная перевязка фундаментных блоков должны быть не менее $\frac{1}{2}$ длины блока и не менее 30 см, поперечная перевязка не требуется, так как толщина крупных блоков равна толщине стены. Толщина горизонтальных и вертикальных швов должна быть 20мм, но в отдельных случаях может изменяться от 15 до 30мм.

Облегченные многослойные ручные кладки состоят из конструктивных, облицовочных и теплоизоляционных слоев, соединенных жесткими или гибкими связями.

В целом существует 11 типов облегченных кладок из кирпича, керамических или бетонных камней продольные и поперечные стенки которых образуют колодцы, которые для утепления стен заполняются теплоизоляционными материалами в виде плит, блоков, легких бетонов или засыпаются минеральными материалами. Перевязка стенок конструкций может быть однорядной и многорядной (рис. 68). Швы в наружной стенке должны быть полностью заполнены раствором.

Облегченные кладки применяют для несущих стен зданий высотой до 5 этажей, для самонесущих стен зданий до 9 этажей, а для не несущих стен в зданиях любой высоты с сухими помещениями или имеющими нормальную влажность воздуха. Кладка с засыпкой допускается в зданиях не выше двух этажей и при отсутствии динамических нагрузок. Для помещений с мокрым режимом работы облегченные кладки применять нельзя.

Если в колодцах предусматривается воздушная прослойка, то теплоизоляционные жесткие или полужесткие плиты устанавливаются вплотную к поверхностям внутренней стенке и закрепляются стальными скобами, защищенными от коррозии.

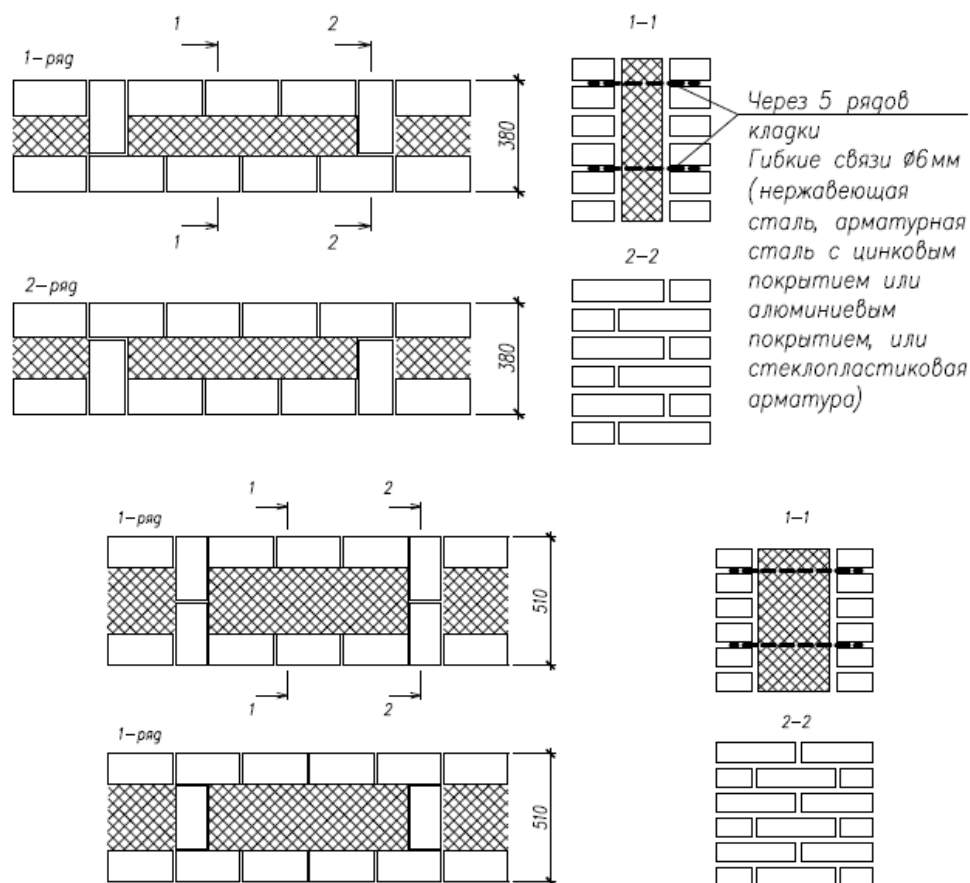


Рис. 68. Перевязка стенок в многослойных кладках

8.3. Расчет каменных и армокаменных конструкций зданий

8.3.1. Общие положения

При проверке предельных состояний несущей способности в постоянной и особой расчетных ситуациях применяют соответствующие значения частного коэффициента для характеристических свойств материала « γ_m », учитывающего погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров.

Для случаев, касающихся упрощенных требований, предъявляемых к предельному состоянию эксплуатационной пригодности, дополнительные расчеты для сочетаний воздействий не требуются. Для характеристик свойств материалов в предельном состоянии эксплуатационной пригодности применяют частный коэффициент $\gamma_m = 1$.

Проверку предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности элементов каменных конструкций выполняют на расчетные сочетания усилий, полученные как результирующие (суммарные) из расчетов на отдельные виды воздействий.

Расчет конструкций по несущей способности выполняют всегда, во всех случаях, на установленные нормами сочетания нагрузок.

Для неармированной каменной кладки проверку предельного

состояния эксплуатационной пригодности не производят, если расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности.

Повреждения, вызванные напряжениями, возникающими в местах закрепления стен, следует исключить путем соблюдения соответствующих требований и конструктивных решений при проектировании.

Деформации стен из каменной кладки, вызванные ветровым воздействием, особыми воздействиями толпы или удара, не должны оказывать влияние на пригодность стен к нормальной эксплуатации.

Стену, на которую действует нагрузка, перпендикулярная к ее поверхности и для которой расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, допускается рассматривать как соответствующую требованиям пригодности к нормальной эксплуатации, если размеры стены ограничены.

При эксплуатации элементов конструкций из армированной каменной кладки не допускается появление трещин, размеры которых превышают допустимые, а также чрезмерных прогибов.

При ограничении размеров элементов конструкции из армированной каменной кладки считают, что прогиб стены под нагрузкой, перпендикулярной ее поверхности, или вертикальный прогиб балки из каменной кладки соответствует допустимому значению.

Если размеры элементов конструкции из армированной каменной кладки ограничены и при проектировании соблюдены конструктивные требования, считают, что при действии изгибающего момента ширина раскрытия трещин в каменной кладке соответствует требованиям пригодности к нормальной эксплуатации.

Кладочные изделия должны быть пригодными для соответствующего вида каменной кладки, их локального расположения и соответствовать предъявляемым к каменной кладке требованиям по долговечности. Кладочный раствор, бетон заполнения и арматура должны соответствовать виду кладочных изделий и требованиям к долговечности.

Прочность при сжатии кладочных растворов f_m , применяемых в армированной каменной кладке, должна составлять не менее 5 МПа.

Арматуру размещают таким образом, чтобы была обеспечена ее совместная работа с каменной кладкой.

Если в расчете принимается свободное опирание конструкции, необходимо предусматривать соответствующую анкеровку арматуры в каменной кладке.

Для получения прочного сцепления кладочного раствора с арматурой в горизонтальных швах, должны быть выполнены следующие требования:

- минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора (расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки (стены) должно составлять не менее 15 мм;

- толщина защитного слоя кладочного раствора в

горизонтальных швах, расположенных выше ли ниже арматуры, для стандартного и легкого кладочного растворов должна быть такой, чтобы толщина швов превышала диаметр арматуры не менее чем на 5 мм.

В элементах конструкций из армированной каменной кладки, в которых арматуру учитывают при расчете сопротивления элемента, площадь поперечного сечения основной арматуры должна составлять не менее 0,05 % расчетной (эффективной) площади сечения каменной кладки. В этом случае площадь сечения каменной кладки определяется как произведение расчетной ширины и высоты поперечного сечения элемента конструкции.

Горизонтальные, железобетонные пояса, для кладок должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения 150 мм². Стыки арматуры выполняют согласно нормам и по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру допускается учитывать с полным поперечным сечением при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более 0,5 м от середины стены и перекрытия. Площадь поперечного сечения железобетонных поясов должна составлять не менее 0,025 м².

Температурно-усадочные швы в стенах следует устраивать в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных элементов, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами устанавливают расчетом.

Для усиления (увеличения несущей способности) каменных конструкций используют их армирование. Такие конструкции называют армокаменными. Армирование может быть двух видов:

- поперечное, в горизонтальных швах кладки;
- продольное (вертикальное).

Применение одного или другого вида армирования зависит от условия эксплуатации конструкции. Так, если схема приложения внешнего воздействия на конструкцию будет вызывать растягивающие напряжения в его нормальном сечении эффективным будет использование продольного армирования. Если же все сечение сжато, т.е. эксцентриситет приложения внешнего усилия находится в пределах ядра сечения ($e \leq 0.17h$) эффективным является

поперечное армирование в горизонтальных швах.

При расчете сопротивления сжатию стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки допускается применять следующие условия:

- сохранение плоскости поперечных сечений;
- прочность на растяжение каменной кладки перпендикулярно

горизонтальным швам не учитывают.

8.3.2. Расчет неармированной каменной кладки при сжатии

Вертикально нагруженные стены

При проектировании вертикально нагруженных стен учитывают:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты II порядка;

– эксцентриситеты, возникающие из-за смещения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкций узлов опирания и схем передачи усилий от перекрытий на стены, взаимодействия с элементами жесткости (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);

– эксцентриситеты в связи с неточностями при производстве работ и различии показателей материалов отдельных частей конструкции.

Для учета отклонений при производстве работ применяют начальный (случайный) эксцентриситет e_{init} по всей высоте стены.

Допускается принимать $e_{init} = h_{ef} / 450$, где h_{ef} – расчетная (эффективная) высота стены.

Расчетная (эффективная) высота стены из каменной кладки

При определении расчетной (эффективной) высоты стены следует учитывать относительную жесткость элементов конструкции, соединенных со стеной, и вид соединений.

Жесткость стены может быть увеличена опирающимися на нее перекрытиями или покрытием, поперечными стенами или любым другим жестким элементом конструкции, с которым соединена рассматриваемая стена (диафрагма жесткости).

За расчетную (эффективную) толщину t_{ef} однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, двухслойных стен с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов принимают фактическую толщину стен.

Проверка предельного состояния несущей способности стены из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки (базовый метод)

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение продольного усилия N_{Ed} , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rd} .

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины N_{Rd} при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки (Φ_i – в верхнем или нижнем сечении стены,

Φ_m – в среднем сечении по высоте стены);

t – толщина стены;

f_d – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки.

Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки.

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки N_{Edc} не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rdc} при действии вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки.

Стены из каменной кладки при действии нагрузки, перпендикулярной их поверхности.

При расчете стен из каменной кладки на изгиб от нагрузки, приложенной перпендикулярно их поверхности, необходимо учитывать:

– влияние гидроизоляционных слоев;

– условия опирания, неразрезность над промежуточными опорами (поперечными стенами, контрфорсами).

Однослойные стены с облицовочным слоем рассчитывают, как однослойные стены, полностью выполненные из изделий для каменной кладки с меньшей прочностью на растяжение при изгибе.

Вертикальный деформационный шов в стене рассматривают как край стены, на котором не происходит передача изгибающих моментов и поперечных усилий.

Для стен, опирающихся по краям, опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать как равномерно распределенные. Опорные закрепления могут создавать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатого сечения стены Φ , учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента по выражению:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

где: e_i – эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_i = \frac{M_i}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t = e_i^{\min}$$

где M_i и N_{id} – расчетные значения изгибающего момента от горизонтальных нагрузок (при их наличии, например – ветровой);

e_{init} – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, при котором абсолютное значение e_i увеличивается;

t – толщина стены.

8.3.3. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по несущей способности при центральном и внецентренном сжатии.

Расчет таких элементов конструкций производят с учетом условий: – сохранение плоскости поперечных сечений;

– значение относительных деформаций арматуры аналогичны значениям относительных деформаций каменной кладки;

– прочность каменной кладки при растяжении не учитывается;

– максимальные относительные деформации каменной кладки при сжатии принимаются соответственно для каменной кладки;

– максимальные относительные деформации стали при растягивающей нагрузке принимаются соответственно для арматурной стали;

– диаграмму деформирования каменной кладки принимают как параболическую, параболически-линейную или прямоугольную;

– предельные значения относительной деформации каменной кладки при сжатии наиболее сжатой грани сечения ε_{mi} не превышают - 0,0035 для изделий для каменной кладки группы 1 и -0,002 – для изделий каменной кладки группы 2.

Армирование горизонтальных швов кладки столбов, простенков и стен допускается применять только в случаях, если повышение прочности кладочных изделий и кладочных растворов не обеспечивают требуемое сопротивление кладки сжатию. И площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Столбы и простенки, армированные в горизонтальных швах кладки выполняют из кладочных изделий группы 1 на кладочных растворах прочностью $f_m \geq 5 \text{ МПа}$ при высоте ряда кладки не более 150мм. При этом должно соблюдаться условие $0,5 \leq b/t \leq 2$, где: b и t – размеры поперечного сечения столба или простенка в плане.

Проверку предельного состояния несущей способности производят при

условии, что расчетные значения усилия, возникающего в элементе конструкции из армированной каменной кладки, E_d не превышает расчетное значение соответствующего сопротивления сечения элемента каменной конструкции.

$$E_d \leq R_d$$

Проверку предельного состояния несущей способности столба или простенка,. Армированного в горизонтальных швах кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют при расчетных значениях прочности при сжатии армированной каменной кладки f_{dr} :

$$R_d = \Phi \cdot t \cdot f_{dr}$$

где: t – площадь стены на 1 м.п. ее длины (в м²) или площадь поперечного сечения столба или простенка.

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} (1 - 2 e/y) \leq 2f_d$$

где: f_d – расчетное значение прочности при сжатии неармированной каменной кладки;

ρ_m – коэффициент армирования каменной кладки;

f_{yd} – расчетное значение прочности на растяжение арматурной стали, является характеристическим значением прочности арматуры, установленным по пределу текучести для требуемой конструкции;

e – эксцентриситет приложения нагрузки;

y – расстояние от центра тяжести сечения кладки для наиболее сжатой грани.

$$\rho_m = A_{sa}(a_1+a_2)/(a_1a_2s) \rho_{m,min}$$

где: A_{sa} – площадь поперечного сечения одного стержня;

a_1 и a_2 – расстояние между стержнем арматурной сетки, принимаемое не более 120 мм и не менее 30 мм;

s – расстояние между сетками по высоте, принимаемое не более 450мм.