

Бетон. Общие сведения

Для обеспечения долговечной и нормальной эксплуатации бетон для железобетонных конструкций должен иметь необходимые для этого физико-механические свойства:

- прочность;
- хорошее сцепление с арматурой;
- непроницаемость для защиты арматуры от коррозии;
- специальные требования: морозостойкость, жаростойкость, коррозионная стойкость и др.

Классификация бетонов

• По структуре:

1. плотные;
2. крупнопористые;
3. поризованные;
4. ячеистые.

• По плотности:

1. особо тяжелые ($\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$);
2. тяжелые ($\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - облегченные (чаще мелкозернистые) ($\rho = 1800 \div 2200 \text{ кг/м}^3$);
1. легкие ($\rho = 800 \div 1800 \text{ кг/м}^3$).

• По виду заполнителей:

1. на плотных заполнителях (щебень, песок, гравий);
2. на пористых заполнителях (естественных – пемза, перлит, ракушечник; искусственных – керамзит, шлак);
 - на специальных заполнителях.

По зерновому составу:

1. крупнозернистые;
2. мелкозернистые.

По условиям твердения:

1. бетоны естественного твердения;
2. бетоны, подвергнутые тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
3. бетоны, подвергнутые автоклавной обработке при высоком давлении и температуре.

Структура бетона

Структура бетона представляет собой пространственную решетку из цементного камня, заполненную зернами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанную большим числом микропор и капилляров, которые содержат химически несвязанную воду, водяные пары и воздух.

- .Механические свойства цементного камня и заполнителей существенно отличаются друг от друга.
- .Структура бетона изобилует дефектами, которыми помимо пор являются пустоты под зернами заполнителя.
- .Цементный камень неоднороден, состоит из кристаллических сростков и вязкой гелевой составляющей.

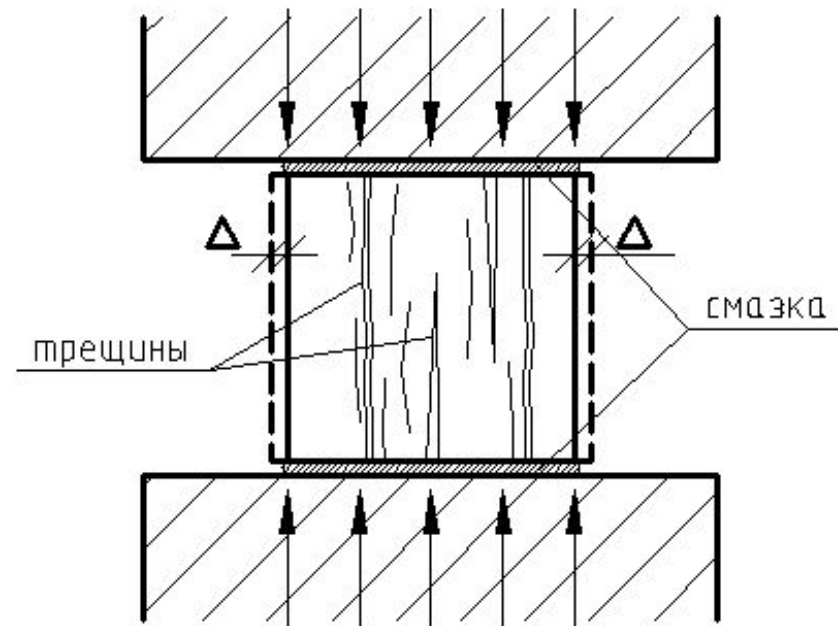
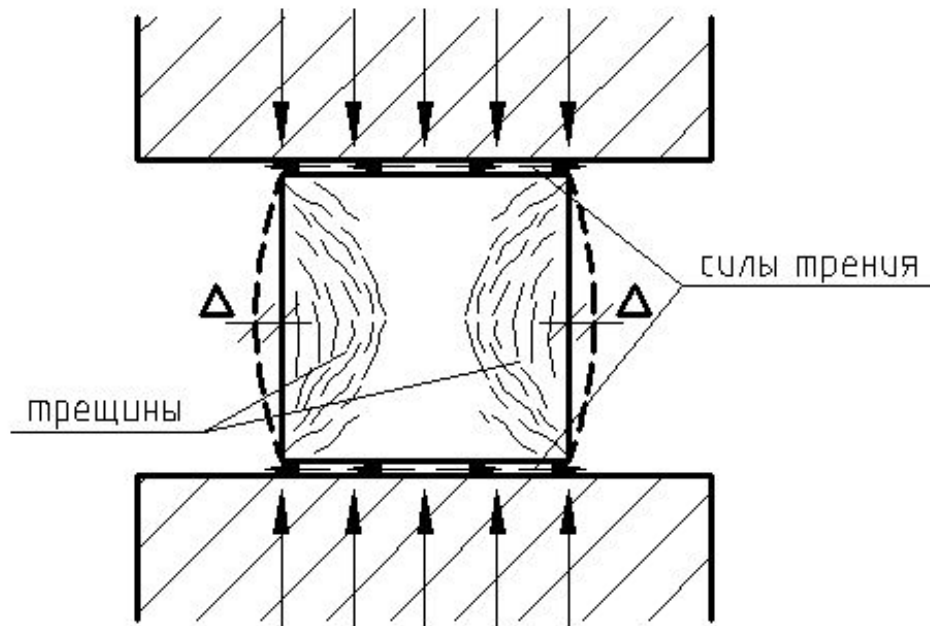
Прочность бетона

Прочность бетона зависит от многих факторов, как-то:

- структура бетона;
- марка цемента;
- водоцементное отношение В/Ц;
- вид мелкого и крупного заполнителя;
- условия твердения;
- вид напряженного состояния;
- форма и размеры сечения;
- длительность действия нагрузки.

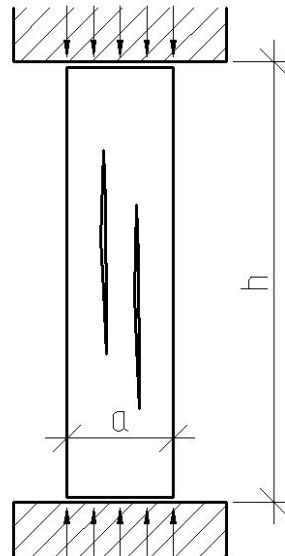
Кубиковая прочность

Для определения прочности бетона на осевое сжатие обычно испытывают в прессе бетонные кубы с размером ребра 150 мм, характер разрушения которых обусловлен наличием или отсутствием сил трения, возникающих на контактных поверхностях между подушками пресса и гранями куба.



Призменная прочность

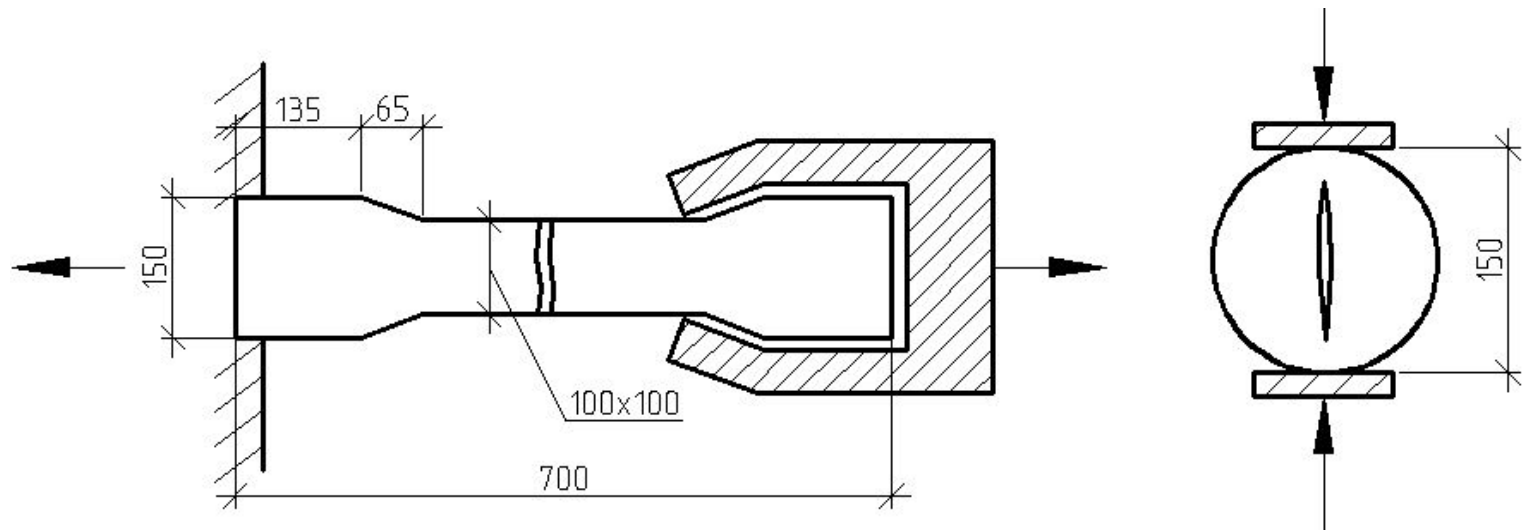
Так как железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная прочность R_b – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Призменная прочность меньше кубиковой, и она уменьшается с увеличением отношения h/a . Влияние сил трения на среднюю часть призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при $h/a=4$ значение R_b становится стабильным и равно приблизительно $0,75R$.



Прочность бетона на осевое растяжение

Прочность бетона на растяжение в 15...20 раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением В/Ц, применением щебня с шероховатой поверхностью. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} определяют испытаниями:

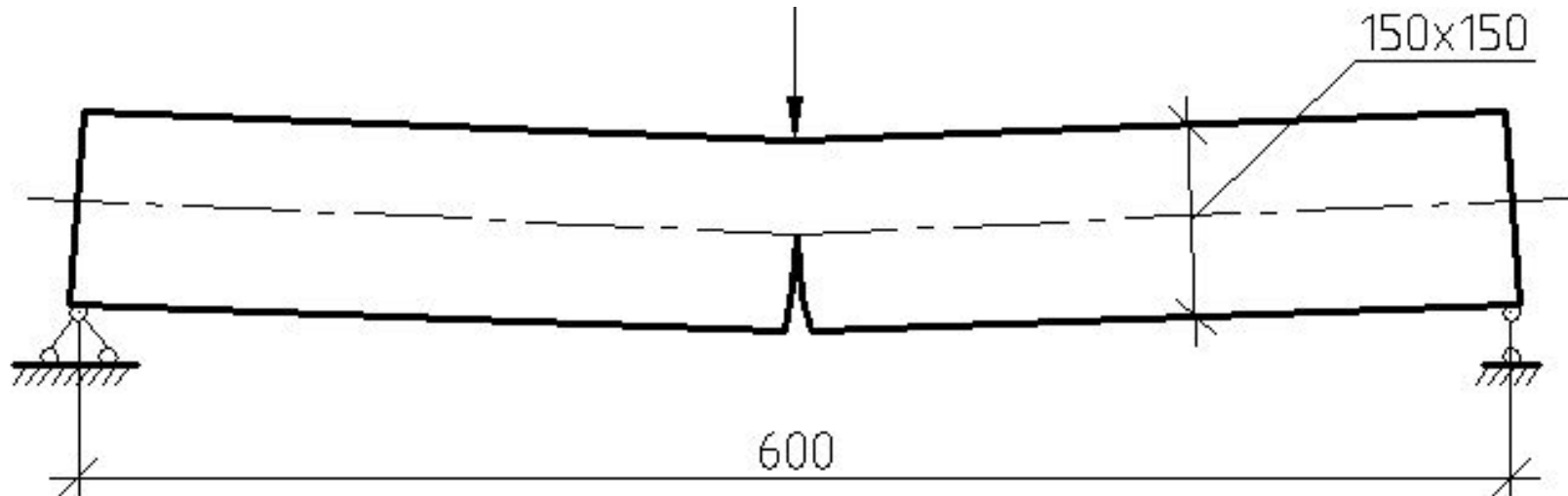
- на разрыв – образцов в виде восьмерки;
- на раскалывание – образцов в виде цилиндров;



•на изгиб – бетонных балок:

$$R_{bt} = \frac{M}{\chi W} = \frac{M}{1,7 \cdot \frac{bh^2}{6}} = \frac{3,5M}{bh^2}$$

где χ – учитывает криволинейный характер эпюры напряжений в бетоне растянутой зоны.



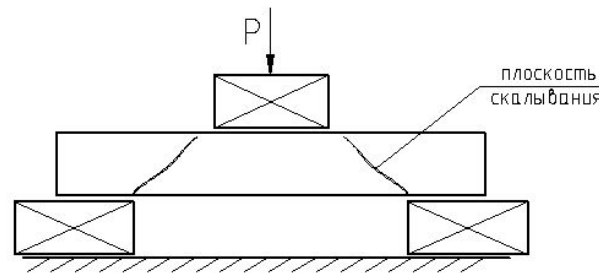
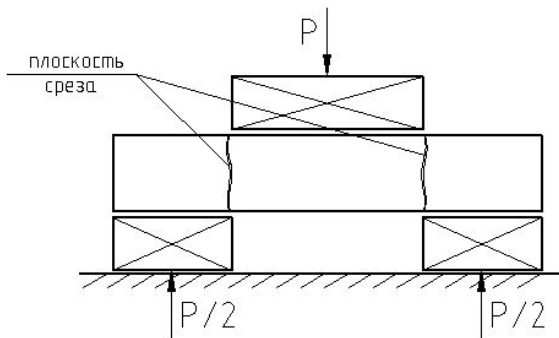
Прочность бетона на срез и скалывание

Срез – разделение элемента на 2 части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. Временное сопротивление бетона на срез:

$$R_{sh} = 2R_{bt}$$

Сопротивление бетона скалыванию возникает при изгибе балок до появления в них наклонных трещин:

$$R_s \approx 1,5...2R_{bt}$$



Прочность бетона при длительном действии нагрузки

Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию составляет $R_{bl} \approx 0,9R_b$, т.к. при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем R_b .

Прочность бетона при многократно повторяемых нагрузках

При действии многократно повторяемых нагрузок прочность бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона (*предел выносливости*) R_f зависит от числа циклов нагрузки – разгрузки n и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$$

Классы и марки бетона

Качество конструкционного бетона характеризуется классами и марками в зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации.

Строительные нормы устанавливают следующие *показатели качества бетона*:

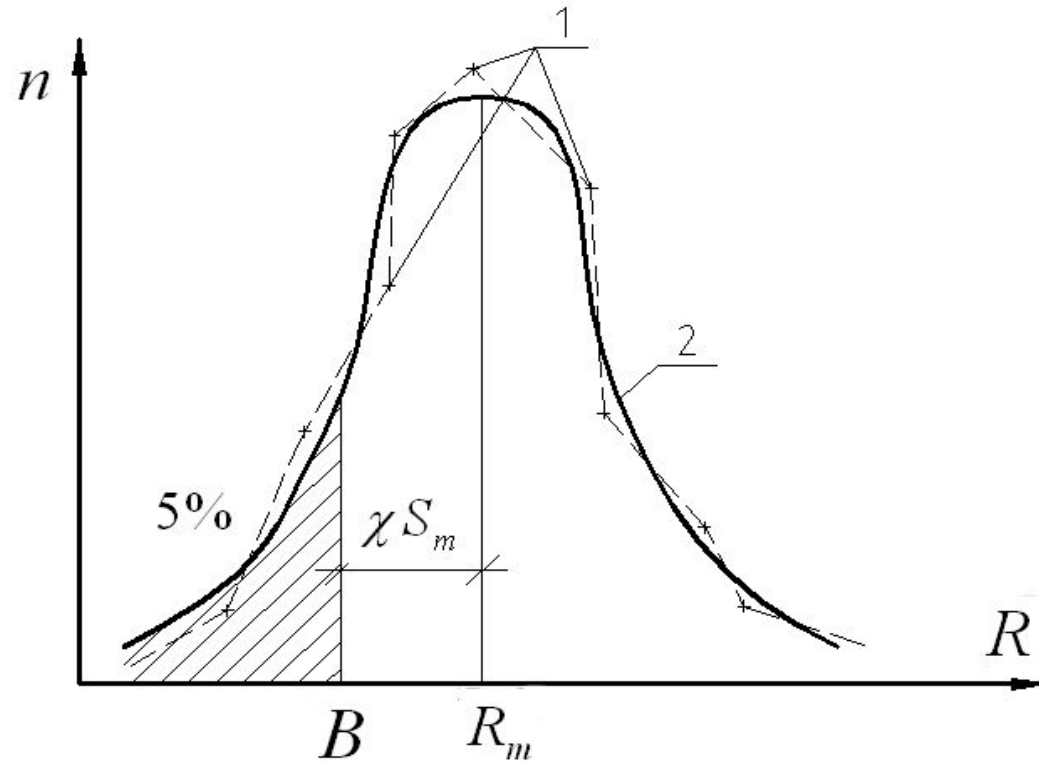
Классы:

- класс бетона по прочности на осевое сжатие B ;
- класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t

Марки:

- марка по морозостойкости F ;
- марка по водонепроницаемости W ;
- марка по средней плотности D ;
- марка по самонапряжению S_p .

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 суток хранения при температуре $20\pm 2^\circ\text{C}$ с учетом статистической изменчивости прочности.



Кривые распределения прочности, как случайной величины:

n и R – соответственно количество кубов, имеющих одинаковую прочность, и величина прочности; 1 – опытные значения n и R ; 2 – теоретическая кривая, характеризующая разброс прочности с учетом статистической изменчивости (кривая Гаусса)

Среднее значение временного сопротивления бетона сжатию, установленное при испытании партии стандартных кубов:

$$R_m = (n_1 \cdot R_1 + n_2 \cdot R_2 + \dots + n_k \cdot R_k) / n$$

где n_1, n_2, \dots, n_k – число случаев, в которых было установлено временное сопротивление соответственно R_1, R_2, \dots, R_k , n – общее число испытаний.

Среднее квадратичное отклонение прочности бетона в партии, характеризующее изменчивость прочности:

$$S_m = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n - 1}}$$

где $\Delta_1 = R_1 - R_m$; $\Delta_2 = R_2 - R_m$; \dots ; $\Delta_k = R_k - R_m$ – отклонения.

Коэффициент вариации прочности бетона в партии:

$$V_m = S_m / R_m$$

Наименьшее контролируемое значение – временное сопротивление B – расположено на расстоянии χS_m влево от значения R_m , т.е.:

$$B = R_m - \chi S_m = R_m (1 - \chi V_m)$$

где χ – число, показатель надежности.

Исходя из значения χV_m оценивают обеспеченность гарантируемых значений прочности бетона не менее B . В нормах на проектирование установлена обеспеченность (доверительная вероятность) 0,95. Это имеет место при $\chi=1,64$.

$$R_m = B / (1 - 1,64 V_m)$$

СНиП устанавливает следующие классы для тяжелого бетона:

Класс прочности на сжатие $B=7,5 - 60$ Мпа

Класс прочности на растяжение $B_t = 0,8 - 3,2$ МПа

Марка бетона по морозостойкости – характеризуется числом выдерживаемых бетоном циклов попеременных замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. После определенного числа циклов производят испытания бетонных кубов на сжатие. Снижение прочности на 15 % при таком количестве циклов определяет марку бетона по морозостойкости. $F 50 \div F 500$.

Марку бетона по морозостойкости устанавливают для конструкций, подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию (градирни, стены, фундаменты).

Марка бетона по водонепроницаемости – характеризуется предельным давлением воды (кг/см^2), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый стандартный образец. $W 2 \div W 12$. Марку бетона по водонепроницаемости назначают для конструкций, к которым предъявляются требования непроницаемости (резервуары, напорные трубы).

Марка бетона по средней плотности – гарантированная собственная масса бетона (кг/м^3): тяжелый бетон $D 2200 \div D 2500$.
Марка бетона по средней плотности назначают для бетонов, к которым предъявляются требования теплоизоляции.

Марка бетона по самонапряжению - значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования $\mu = 0,01$, и контролируется на образцах-призмах размером $10 \times 10 \times 40$ см.

$S_p 0,6 \div S_p 4$.

Назначается для конструкций: железобетонные трубы, покрытия дорог, аэродромов.

Прочность бетона при длительном действии нагрузки

Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию составляет $R_{bl} \approx 0,9R_b$, т.к. при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем R_b .

Прочность бетона при многократно повторяемых нагрузках

При действии многократно повторяемых нагрузок прочность бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона (*предел выносливости*) R_f зависит от числа циклов нагрузки – разгрузки n и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$$

При $n \sim 10^7$ $R_f \approx 0,5 \div 0,7 R_b$.

Динамическая прочность бетона

При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, имеет место увеличенное временное сопротивление бетона – *динамическая прочность*. Это явление объясняется энергопоглощающей способностью бетона, работающего только упруго в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой. Чем меньше время t нагружения, тем больше коэффициент динамической прочности бетона

$$k_d = \frac{R_d}{R_b}$$

. При $t=0,1$ сек $R_d \approx 1,2R_b$.

Деформативность бетона

Виды деформаций бетона:

.Объемные – во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности.

.Силовые – от действия внешних сил.

Бетону свойственно нелинейное деформирование, поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия делят на 3 вида:

-деформации при однократном загрузении кратковременной нагрузкой,

- деформации при длительном действии нагрузки,

-деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

Собственные деформации бетона

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде – *усадка бетона*. Она связана с физико-механическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения и гидратации с непрореагировавшими частицами цемента.

Усадке бетона препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения.

Неравномерное высыхание бетона, снаружи больше, а внутри меньше, приводит к неравномерной усадке, что ведет к возникновению *начальных усадочных напряжений*. Открытые, быстро высыхающие слои бетона испытывают растяжение; внутренние более влажные оказываются сжатыми. В бетоне появляются *усадочные трещины*.

Уменьшить начальные усадочные напряжения можно:

- конструктивными мерами (армирование, устройство усадочных швов);
- технологическими мерами (подбор состава, увлажнение среды, увлажнение поверхности бетона).

Собственные деформации бетона

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде – *усадка бетона*. Она связана с физико-механическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения и гидратации с непрореагировавшими частицами цемента.

Усадке бетона препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения.

Неравномерное высыхание бетона, снаружи больше, а внутри меньше, приводит к неравномерной усадке, что ведет к возникновению *начальных усадочных напряжений*. Открытые, быстро высыхающие слои бетона испытывают растяжение; внутренние более влажные оказываются сжатыми. В бетоне появляются *усадочные трещины*.

Уменьшить начальные усадочные напряжения можно:

- конструктивными мерами (армирование, устройство усадочных швов);
- технологическими мерами (подбор состава, увлажнение среды, увлажнение поверхности бетона).

Деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой

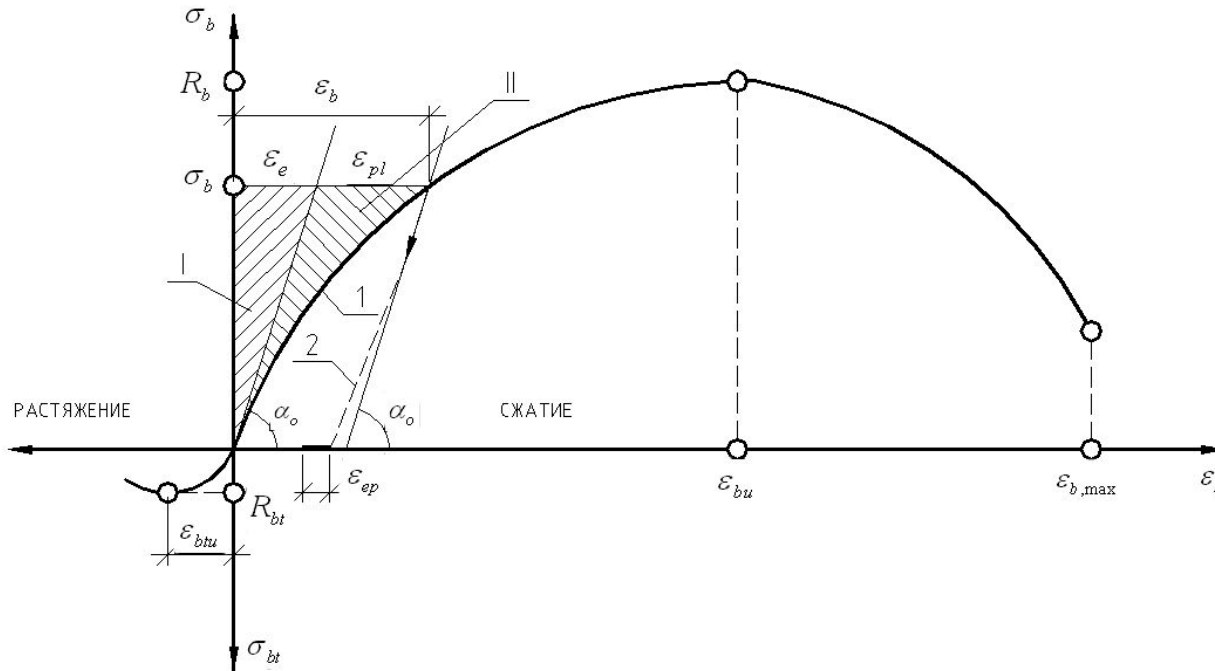


Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне

при сжатии и растяжении:

I – область упругих деформаций; II – область пластических деформаций;

1 – загрузка; 2 – разгрузка; ε_{bu} – предельная сжимаемость; ε_{btu} – предельная растяжимость;

ε_{ep} – доля неупругих деформаций, восстанавливающихся после разгрузки.

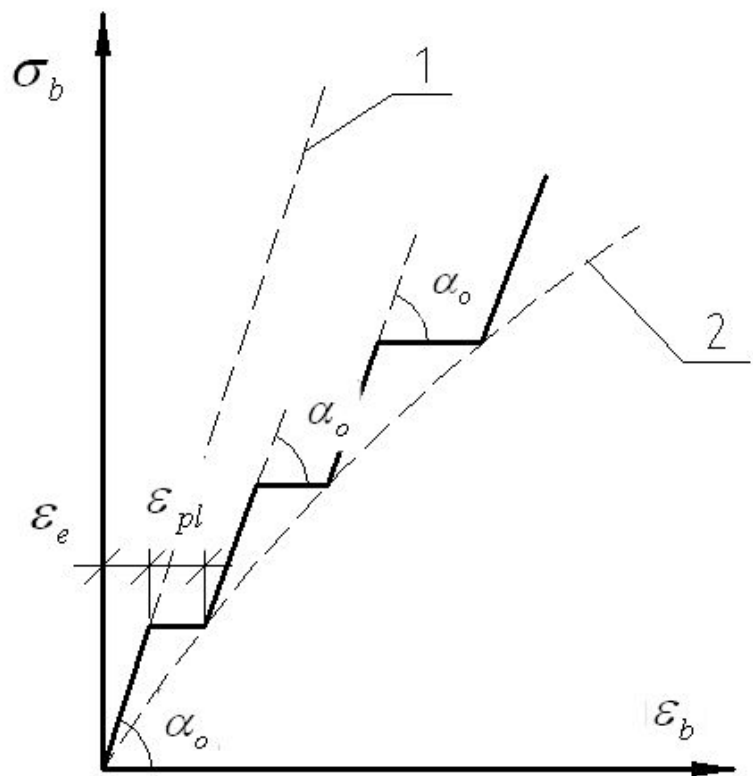


Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различном числе этапов нагружения

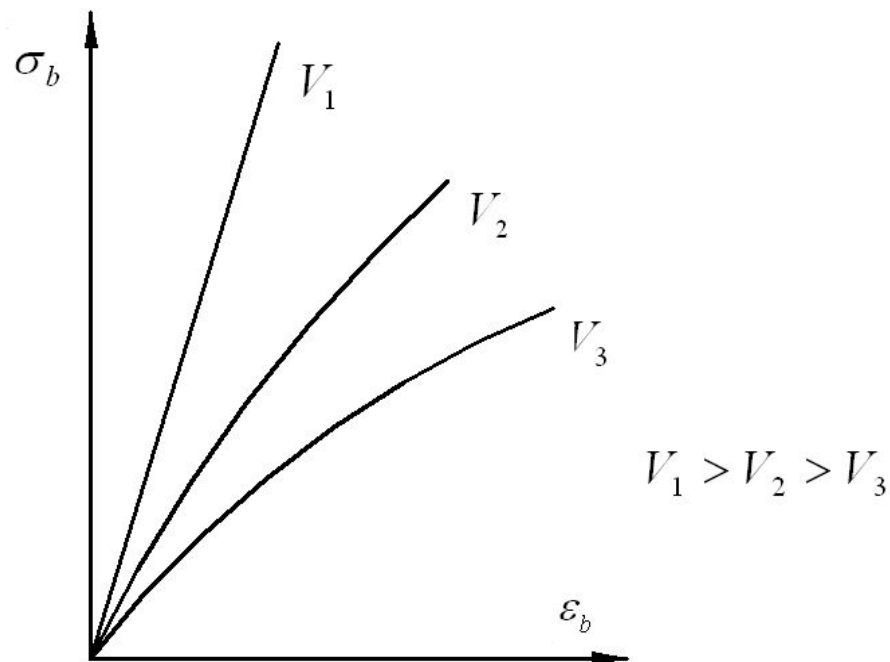


Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различной скорости нагружения

Свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций с течением времени при постоянных напряжениях, называют *ползучестью бетона*

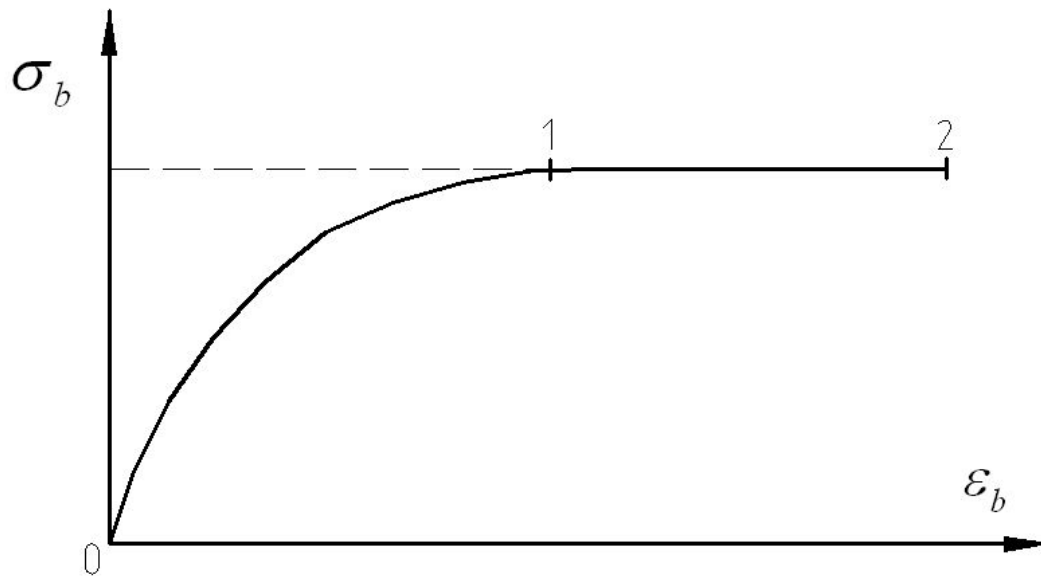


Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различной длительности загрузки.

Деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

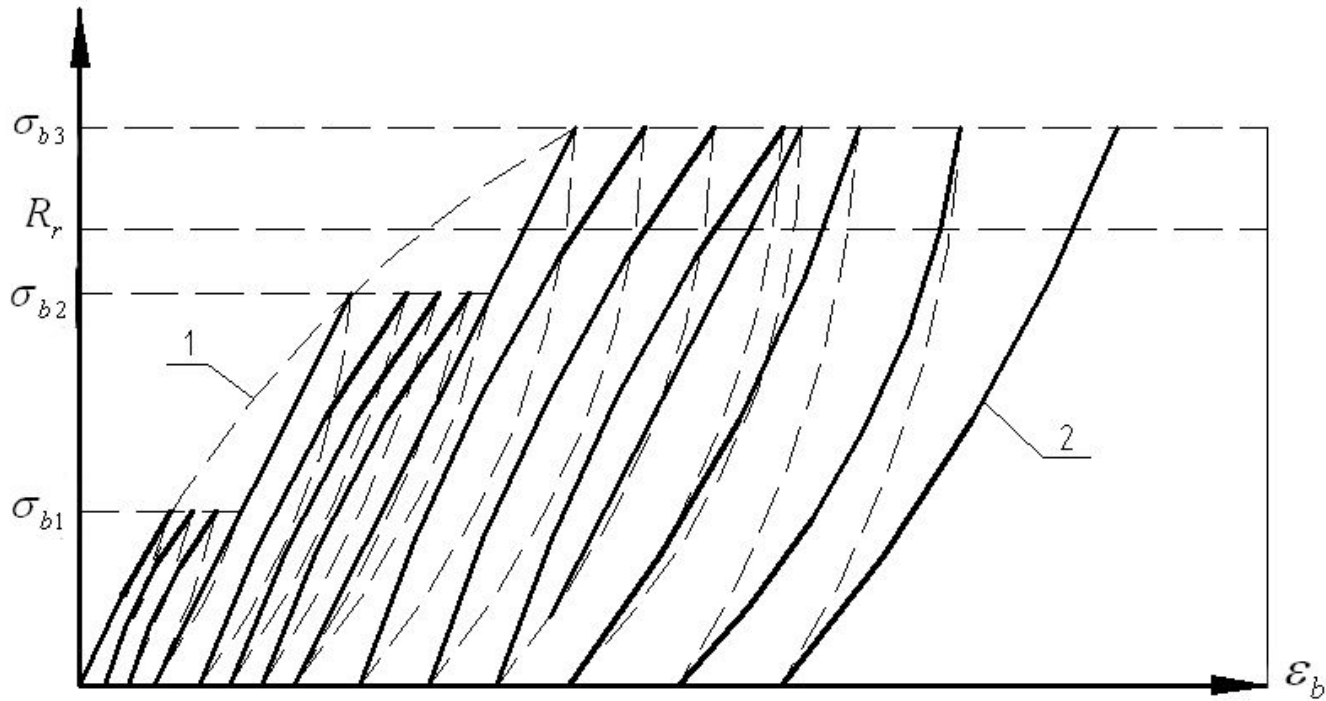


Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при многократном повторном загрузении бетонного образца:
1 – первичная кривая; 2 – конечная кривая.

Предельные деформации бетона перед разрушением

Это предельная сжимаемость и предельная растяжимость. Зависят от:

прочности бетона;
класса бетона;
состава бетона;
длительности приложения нагрузки.

При сжатии в среднем .

При растяжении в среднем .

При изгибе в крайнем сжатом волокне в среднем .

Предельные деформации бетона перед разрушением

Это предельная сжимаемость ε_{bu} и предельная растяжимость ε_{btu} .

Зависят от:

- прочности бетона;
- класса бетона;
- состава бетона;
- длительности приложения нагрузки.

При сжатии в среднем $\varepsilon_{bu} \approx 2,5 \cdot 10^{-3}$.

При растяжении в среднем $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$.

При изгибе в крайнем сжатом волокне в среднем $\varepsilon_{bu} \approx 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Модуль деформации

Начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении:

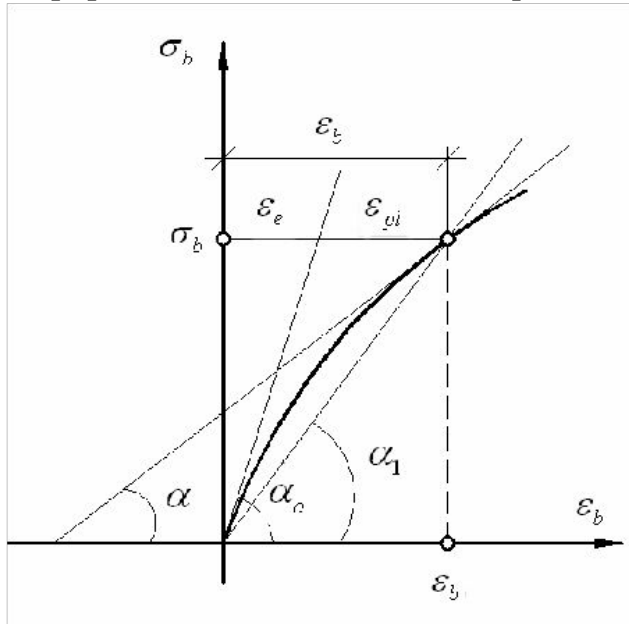


Схема для определения модуля деформации бетона.

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha_0.$$

Модуль полных деформаций бетона при сжатии E'_b соответствует полным деформациям; является величиной переменной:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha,$$

где α — угол наклона касательной к кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ в точке с заданным напряжением.

Для расчета железобетонных конструкций пользуются **средним модулем** или **модулем упругопластичности бетона**, представляющим собой тангенс угла наклона секущей в точке на кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ с заданным напряжением (рис. 12):

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1.$$

Зависимость между начальным модулем упругости бетона и модулем упругопластичности:

$$\sigma_b = \epsilon_e E_b = \epsilon_b E'_b \Rightarrow E'_b = \nu E_b,$$

где $\nu = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_b}$ — коэффициент упругопластичных деформаций бетона; ν изменяется от 1 до 0,15.

Арматура

Виды арматуры

•По материалу:

- 1.стальная;
- 2.стеклопластиковая;
- 3.углепластиковая.

•По назначению:

- 1.рабочая – это арматура, которая определяется расчетом и обеспечивает прочность конструкции;
- конструктивная – это арматура, которая также обеспечивает прочность конструктивных элементов и узлов, но расчетом не определяется, а устанавливается из практики проектирования и эксплуатации конструкций;
- арматура косвенного армирования – это арматура, устанавливаемая в сжатых элементах в основном в местах больших локальных напряжений, для сдерживания поперечных деформаций;
- монтажная – арматура, служащая для обеспечения проектного положения рабочей и равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры.

•По *способу изготовления:*

- стержневая, горячекатаная ($d = 6...40$ мм);
- термомеханически упрочненная ($d = 6...40$ мм);
- механически упрочненная в холодном состоянии (холоднодеформированная) ($d = 3...12$ мм);
- арматурные канаты ($d = 6...15$ мм).

•По *виду поверхности:*

- гладкая;
- периодического профиля (рифленая).

•По *способу применения:*

- напрягаемая, подвергнутая предварительному натяжению до эксплуатации;
- ненапрягаемая.

•По *изгибной жесткости:*

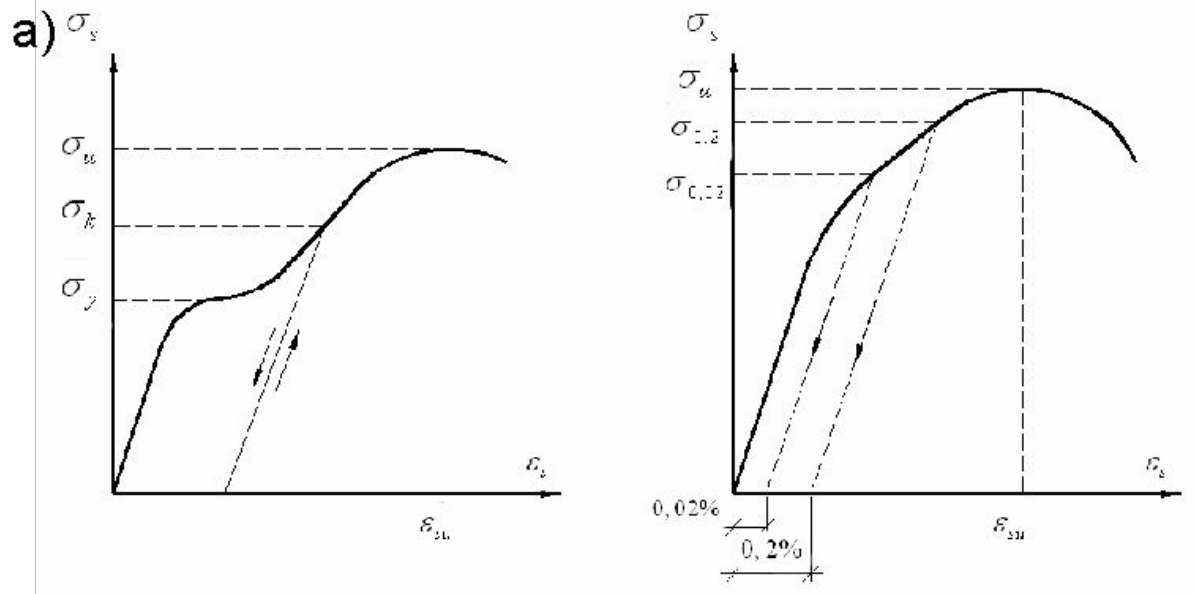
- гибкая (стержневая и проволоочная);
- жесткая (из прокатных профилей).

•По *способу упрочнения:*

- термически упрочненная, т.е. подвергнутая термической обработке;
- С повышенным содержанием углерода и легирующих добавок;
- упрочненная в холодном состоянии – вытяжкой или волочением.

Физико-механические свойства сталей

Горячекатаная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением до разрыва (мягкая сталь) (рис. а). Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется *физическим пределом текучести* арматурной стали σ_y .



Диаграммы $\sigma_s - \epsilon_s$ при растяжении арматурной стали:

а – мягкая малоуглеродистая сталь с площадкой текучести;

б – высокопрочная, легированная сталь с условным пределом текучести.

Повышение прочности сталей достигают следующими методами:

- путем введения углерода и легирующих добавок (марганец, хром, кремний, титан и др.);
- термическим упрочнением - закаливание стали (нагрев до 800...900°C и быстрое охлаждение), затем частичный отпуск (нагрев до 300...400°C и постепенное охлаждение);
- холодным деформированием – при вытяжке в холодном состоянии до напряжения $\sigma_k > \sigma_y$ сталь упрочняется; при повторной вытяжке пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым искусственно поднятым пределом текучести σ_y ;
- холодным волочением - волочение через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий в холодном состоянии для получения высокопрочной проволоки.

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую стадию постепенно без ярко выраженной площадки текучести (рис. б). Для таких сталей устанавливают *условный предел текучести* $\sigma_{0,2}$, при котором относительные остаточные деформации составляют 0,2% и условный предел упругости $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации составляют 0,02%.

К *физическим свойствам сталей* относятся:

- пластические свойства – характеризуются относительным удлинением при испытании на разрыв. Снижение пластических свойств приводит к хрупкому (внезапному) разрыву арматуры;
- свариваемость – характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах. Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали. **Нельзя сваривать термически упрочненные и упрочненные вытяжкой стали, т.к. теряется эффект упрочнения;**
- хладноломкость - склонность к хрупкому разрушению при отрицательных температурах (ниже -30°C);
- реологические свойства – характеризуются ползучестью и релаксацией;
- усталостное разрушение – наблюдается при действии многократно повторяющейся знакопеременной нагрузке и имеет характер хрупкого разрушения;
- динамическая прочность – наблюдается при кратковременных нагрузках большой интенсивности.

Классификация арматуры

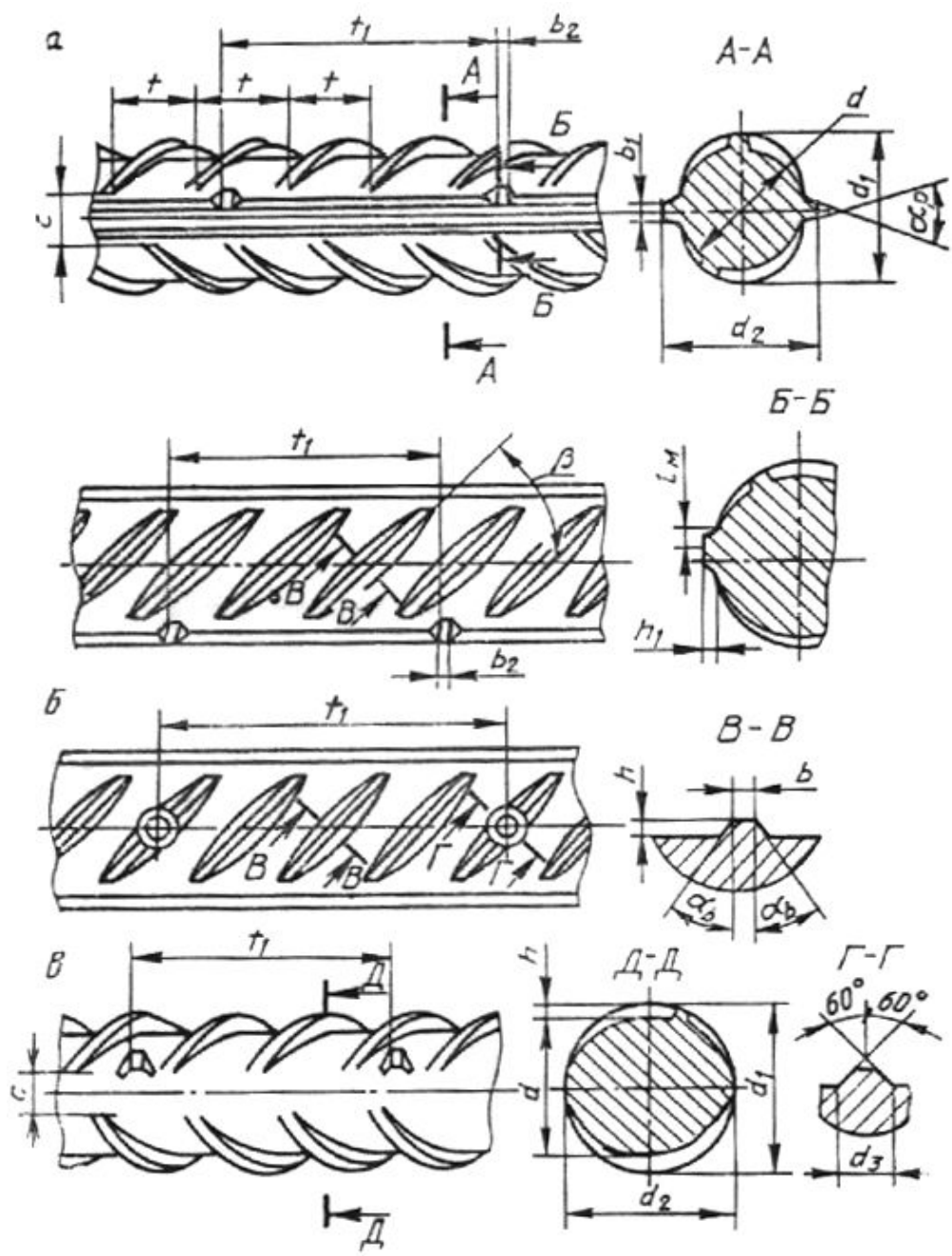
Основным нормируемым и контролируемым показателем качества стальной арматуры является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А — для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В — для холоднодеформированной арматуры;

К — для арматурных канатов.

Класс арматуры соответствует гарантированному значению предела текучести (физического или условного) в МПа, устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов и технических условий, и принимается в пределах от А 240 до А 1500, от В500 до В2000 и от К1400 до К2500.



Термически упрочненную арматурную сталь подразделяют в зависимости:

- от эксплуатационных характеристик - на свариваемую (индекс С), стойкую против коррозионного растрескивания (индекс К).

Арматурную сталь изготавливают классов Ат400С, Ат500С, Ат600, Ат600С, Ат600К, Ат800, Ат800К, Ат1000, Ат1000К и Ат1200.

Применение арматуры в конструкциях

Арматуру класса **A240 (A-I)** предусмотрено использовать для монтажных петель, а также как распределительную и для устанавливаемых без расчета хомутов (поперечных стержней каркасов).

Арматуру класса **A300 (A-II)** иногда используют в качестве рабочей арматуры (от использования этой арматуры можно отказаться).

Арматура класса **A400 (A-III)** является основной при обычном армировании. Рекомендации новых норм проектирования о замене в обычном армировании класса **A400** классом **A600 (A-IV)** не получила широкого распространения.

Арматуру класса **B500 (Bp-I, B500C)** рекомендуется применять в сварных сетках и каркасах.

В качестве напрягаемой арматуры применяют: **A 800 (A-V)**, **A1000 (A-VI)**, **Bp-1400**.....

Хорошо свариваются: **A-I – A-VI, Ат – IIIс, Ат – IVс, Bp – I.**

Нельзя сваривать: Ат – V, Ат – VI, B – II, Bp – II, т.к. теряется эффект упрочнения.

Арматурные сварные изделия

1. Сварные сетки (В500 $d = 3 \dots 12$ мм; А 240(А–I), А400 (А–III) $d = 6 \dots 10$ мм):

а) рулонные ($d_{\max} = 5$ мм);

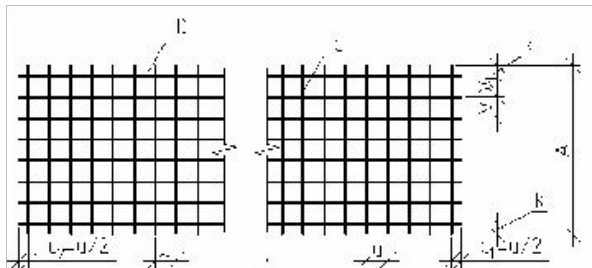
б) плоские.

Максимальная ширина сетки – 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900...1300 кг и не более 9000 мм.

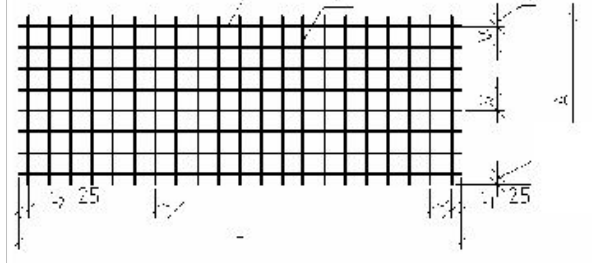
Основные параметры сеток в соответствии с ГОСТ 8478-81:

$$\frac{\frac{D-V}{d-u} AL \frac{c_1-c_2}{k}}{\frac{\text{диам. прод. стерж} - \text{шаг прод. стерж}}{\text{диам. попер. стерж} - \text{шаг попер. стерж}}} \times \frac{\text{длина своб. концов прод. стерж}}{\text{длина своб. концов попер. стерж}}$$

а)



б)



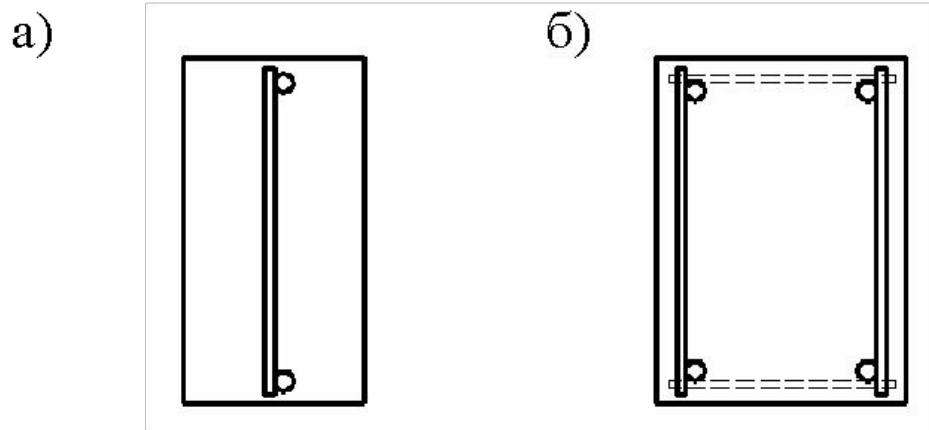
Сварные сетки:

а – рулонная после развертки; б – плоская.

2. Сварные каркасы:

- а) плоские;
- б) пространственные.
- в)

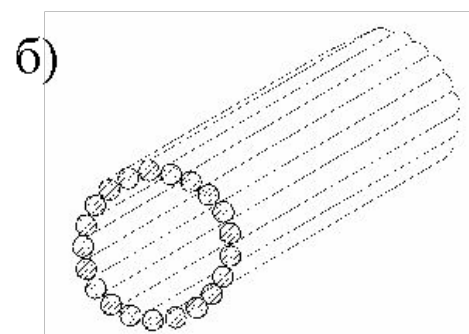
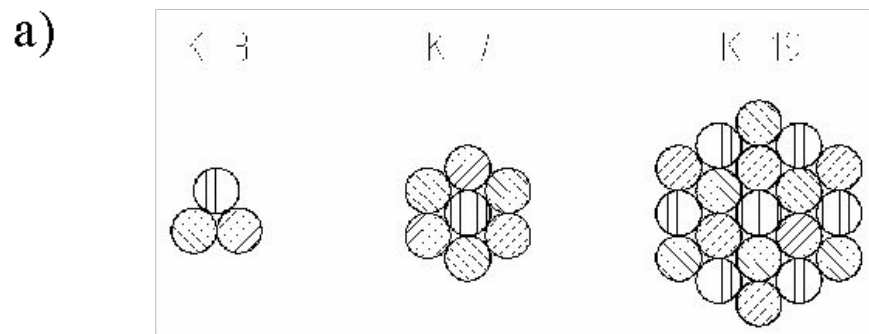
Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее $1/3 \dots 1/4$.



Сварные каркасы:
а – плоский; б – пространственный.

Арматурные проволочные изделия

Наиболее эффективная напрягаемая арматура – *канат*. Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.



Арматурные проволочные изделия:

а – арматурные канаты; б – арматурный пучок.

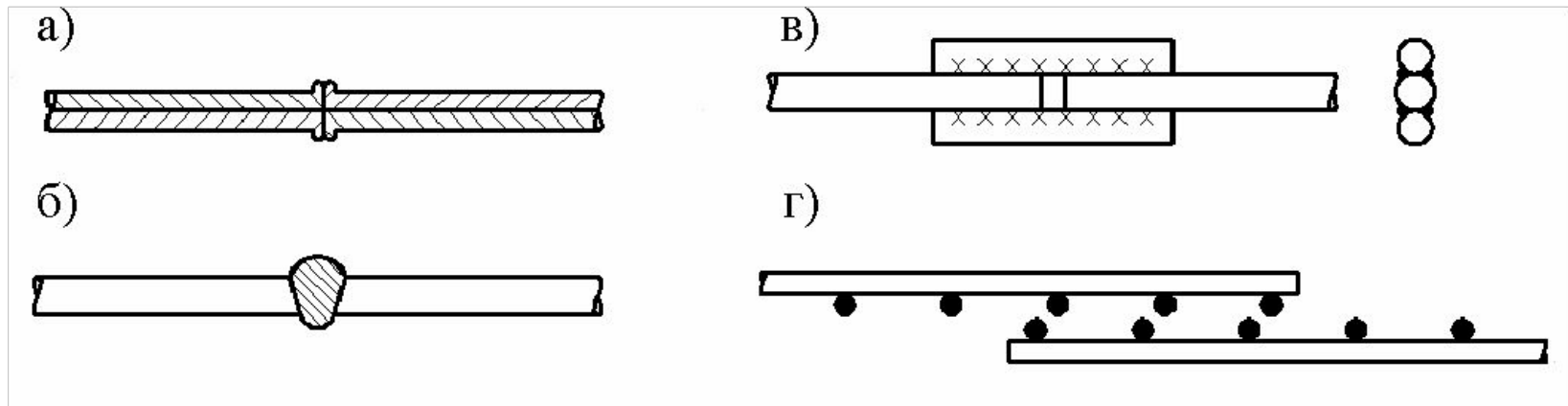
Арматурные пучки состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

Соединения арматуры

1. Сварные стыки

2. Стыки арматуры внахлестку без сварки

Перепуск концов стержней на $20...50d$. Допускается применять в местах, где прочность арматуры используется не полностью.



Соединения арматуры:

а – контактная сварка «встык»; *б* – дуговая ванная сварка;
в – сварка с накладками; *г* – «внахлестку» без сварки.

Железобетон. Свойства

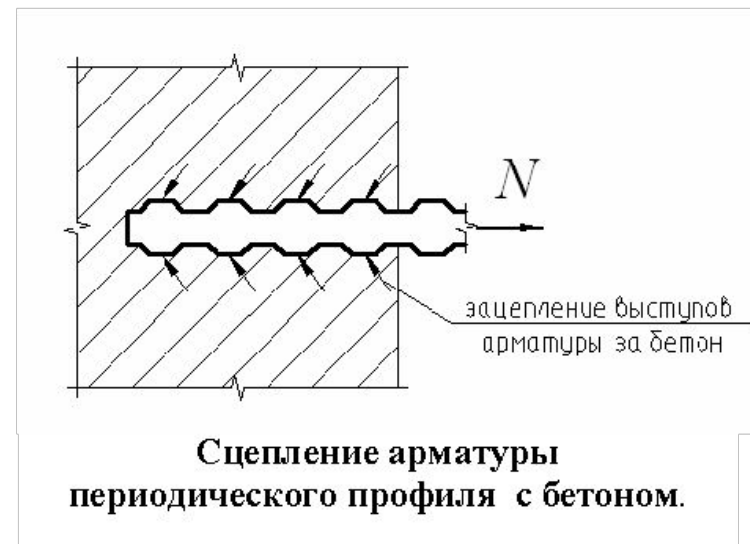
Сцепление арматуры с бетоном

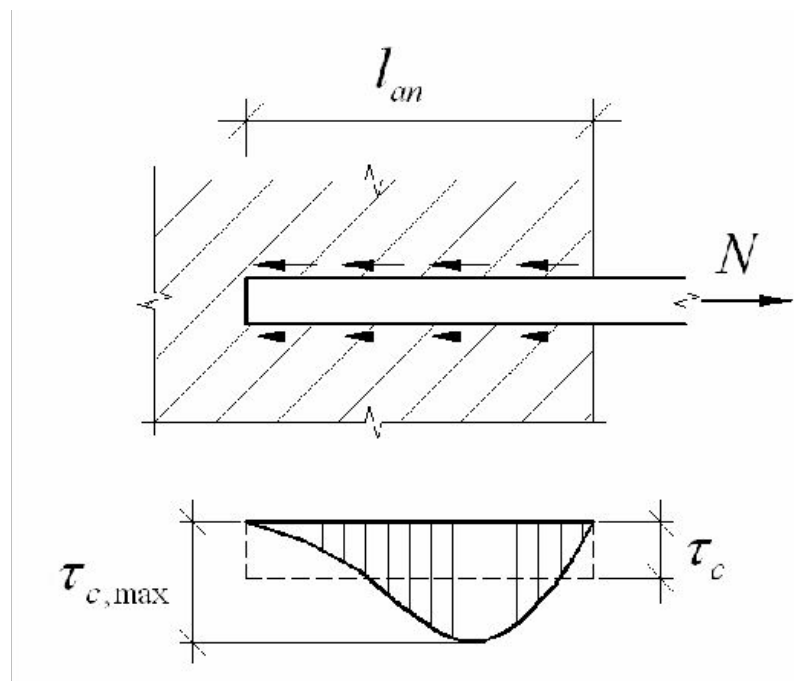
Надежное сцепление арматуры с бетоном, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне, создается *тремя основными факторами*:

1) сопротивление бетона усилиям смятия и среза, обусловленное выступами на поверхности арматуры, т.е. механическое зацепление арматуры за бетон (75% от общей величины сцепления). Сцепление рифленой арматуры в 2...3 раза выше, чем гладкой арматуры. Надежно самоанкеруются витые канаты;

2) за счет сил трения, возникающих на поверхности арматуры благодаря обжатию стержней бетоном при его усадке;

3) склеивание (адгезия) поверхности арматуры с бетоном.





Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно. Наибольшие напряжения $\tau_{c,max}$ действуют вблизи заделки и не зависят от длины анкеровки стержня l_{an} . В расчетах используют среднее напряжение сцепления, равное отношению усилия в стержне N к площади заделки:

Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном.

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

где u – периметр сечения стержня.

Длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности и диаметра.

Условия совместной работы бетона и арматуры

- 1) сцепление арматуры с бетоном, исключающее продергивание арматуры в бетоне;
- 2) примерное равенство коэффициентов температурного удлинения (укорочения) бетона и арматуры, так как в материалах с разными коэффициентами линейных температурных деформаций при перепадах температуры возникают собственные напряжения, что снижает сцепление между материалами.

$$\alpha_{bt} = (0,7 \div 1,0) \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}; \quad \alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}.$$

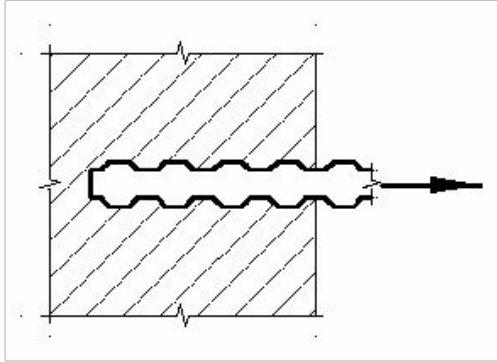
- 3) способность бетона надежно предохранять арматуру от коррозии и действия огня.

Анкеровка арматуры в бетоне

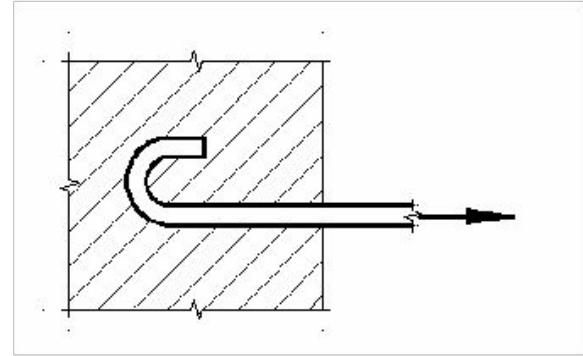
Анкеровка – это закрепление концов арматуры в бетоне.

Анкеровка обеспечивается:

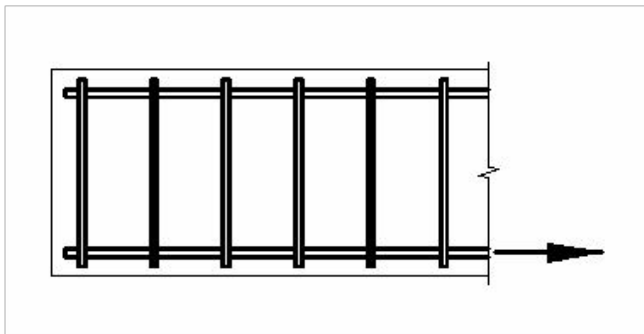
а) выступами периодического профиля арматуры



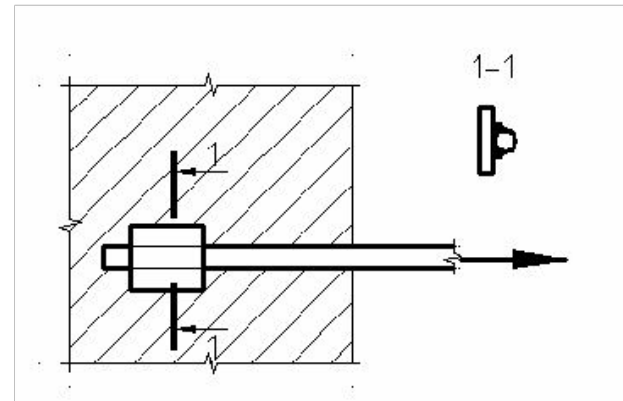
б) загибами арматуры (класс А240)



в) стержнями поперечного направления



г) при помощи специальных анкеров на концах стержней



Защитный слой бетона в железобетонных элементах

Арматура, расположенная внутри сечения конструкции, должна иметь защитный слой бетона (расстояние от поверхности арматуры до соответствующей грани конструкций) чтобы обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
 - анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
 - сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
 - огнестойкость и огнесохранность.
-

Толщину защитного слоя бетона назначают с учетом типа конструкций, роли арматуры в конструкциях (продольная рабочая, поперечная, распределительная, конструктивная арматура), условий окружающей среды и диаметра арматуры в соответствии с таблицей.

Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в табл., уменьшают на 5 мм.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры.

№ п/ п	Условия эксплуатации конструкции здания	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1.	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2.	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3.	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4.	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40
5.	В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки	70

Собственные напряжения в железобетоне

- 1) при значительном перепаде температур возникают внутренние напряжения, происходит снижение прочности бетона, прочности сцепления арматуры с бетоном.
- 2) т.к. арматура обладает модулем упругости, в 10...20 раз превышающем модуль деформации бетона, то когда бетон испытывает пластические деформации, арматура – только упругие, соответственно арматура воспринимает часть нагрузки и разгружает бетон, сдерживая в нем развитие деформаций ползучести, т.е. происходит перераспределение усилий;
- 3) усадка и ползучесть действуют одновременно и совместно влияют на работу конструкции под нагрузкой;
- 4) релаксация напряжений арматуры и бетона;
- 5) напряжение от ползучести бетона при быстром разгрузении тяжело и длительно нагруженных конструкций. В момент снятия нагрузки обратимые (упругие) деформации бетона вызывают в бетоне начальные напряжения растяжения, которые могут превышать предел прочности бетона на растяжение.

Коррозия железобетона и меры защиты от нее

Коррозия бетона – из-за недостаточной плотности бетона; от воздействия фильтрующей воды, разрушающей цементный камень (белые хлопья на поверхности бетона); под влиянием газовой или жидкой агрессивной среды.

Коррозия арматуры – продукт коррозии имеет больший объем, чем арматура, соответственно создается значительное давление на окружающий слой бетона, вдоль стержней возникают трещины и отколы бетона с обнажением арматуры.

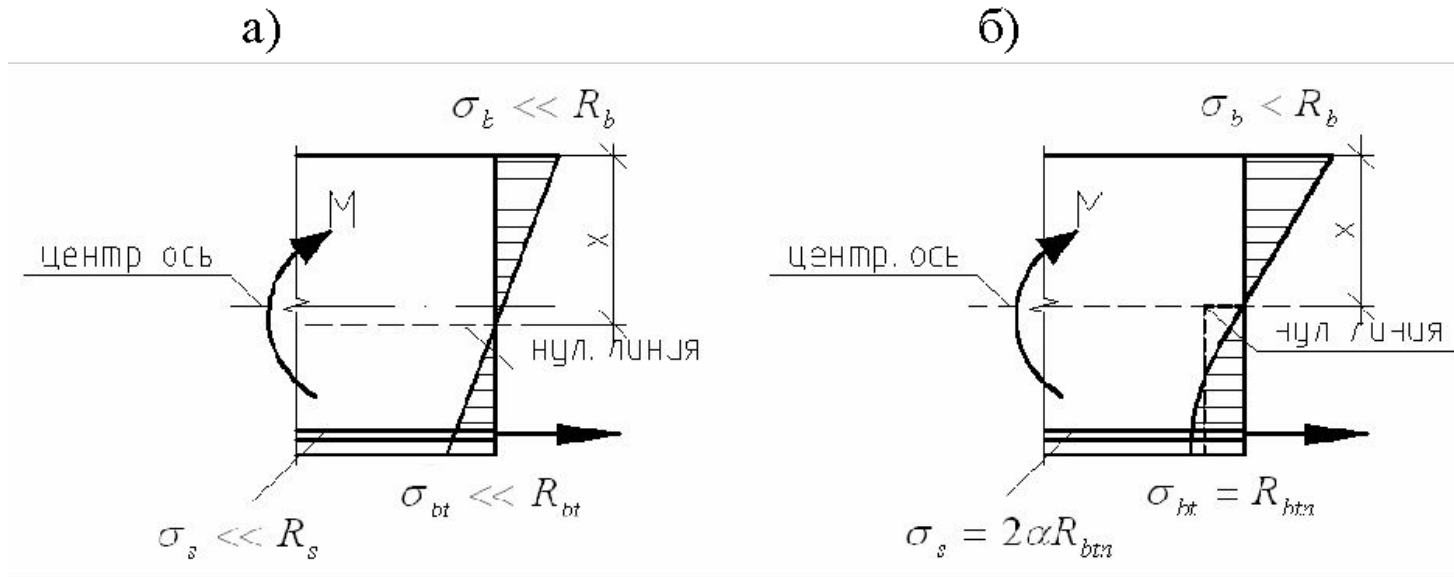
Меры защиты от коррозии железобетона:

- снижение фильтрующей способности бетона (спец. добавки);
- повышение плотности бетона;
- увеличение толщины защитного слоя бетона;
- применение лакокрасочных покрытий, оклеечной изоляции;
- применение кислотостойких бетонов.

Основы теории сопротивления железобетона

Стадии напряженно-деформированного состояния (НДС)

I стадия. Стадия I – стадия упругой работы элемента



$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

а – начало I стадии; б – конец I стадии.

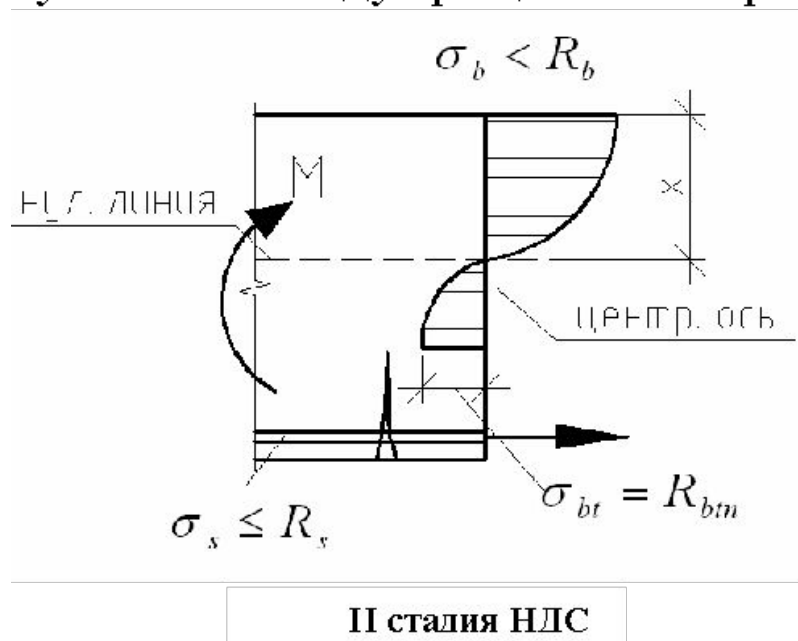
По I стадии рассчитывают элементы на образование трещин и деформации – до образования трещин.

. В начале **I стадии** бетон растянутой зоны сохраняет сплошность, работает упруго, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон близки к треугольным. Усилия в растянутой зоне воспринимает в основном бетон. Напряжения в арматуре незначительны.

С увеличением нагрузки развиваются неупругие деформации растянутой зоны, эпюра напряжений становится криволинейной. Величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение.

Конец I стадии наступает, когда деформации удлинения крайних волокон достигнут $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$ (предельная растяжимость). Вместо криволинейной эпюры напряжений в растянутой зоне для упрощения принимают прямоугольную с ординатой R_{btm} ($R_{bt,ser}$).

II стадия. В бетоне растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины. В местах трещин растягивающие усилия воспринимает арматура и бетон над трещиной под нулевой линией. На участках между трещинами – арматура и бетон работают еще совместно.



По мере возрастания нагрузки напряжения в арматуре приближаются к пределу текучести R_s , т.е. происходит конец II стадии.

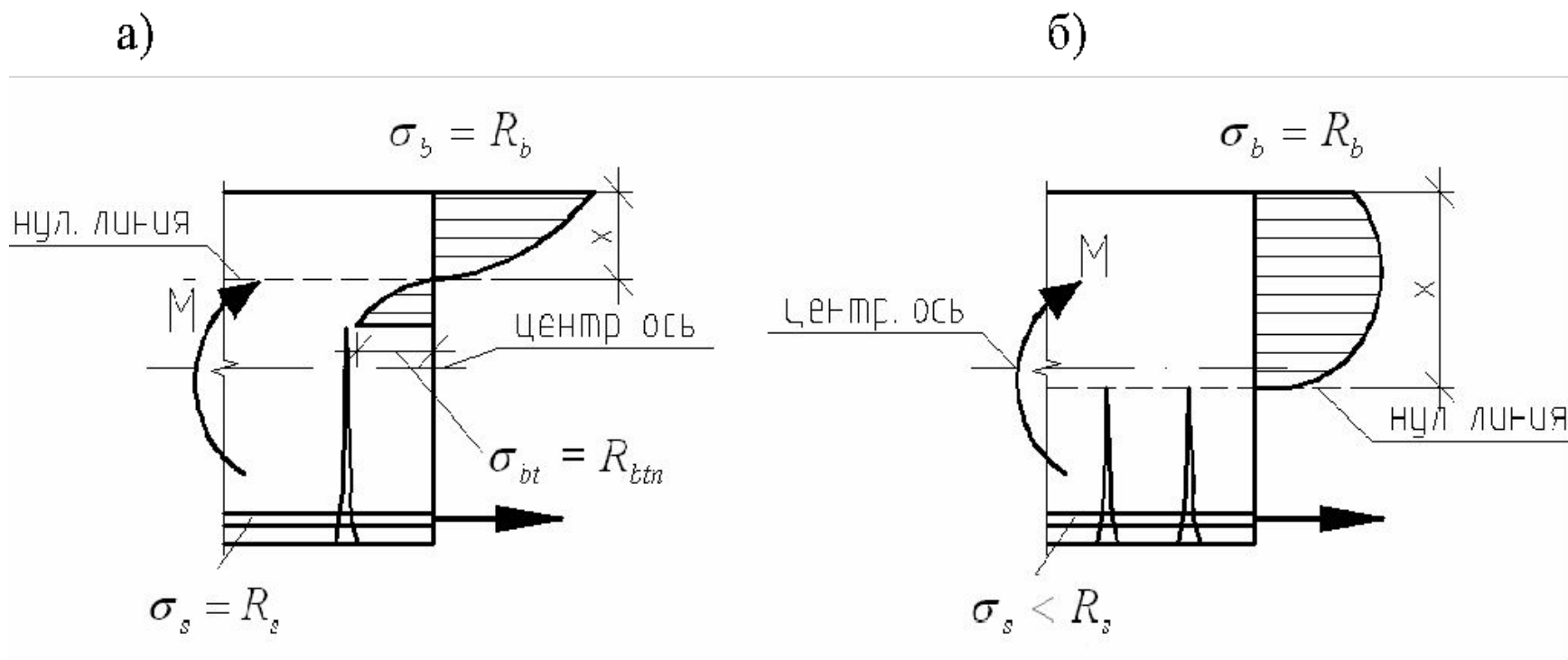
Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций искривляется. Стадия II сохраняется значительное время, характерна для эксплуатационных

нагрузок.

По II стадии рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну элементов.

III стадия. Стадия разрушения элемента. Самая короткая по продолжительности. Напряжения в арматуре достигают предела текучести, а в бетоне – временного сопротивления осевому сжатию. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается.

III стадия используется в расчетах на прочность.



III стадия НДС:

а – 1 случай разрушения; б – 2 случай разрушения.

2 характерных случая разрушения:

1. Пластический характер разрушения.

Начинается с проявления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и развиваются трещины.

Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, искривляется при постоянном предельном моменте. Такие участки называются *пластическими шарнирами*.

Напряжения в сжатой зоне бетона достигают временного сопротивления сжатию и происходит его раздробление.

2. Хрупкий характер разрушения

При избыточном содержании растянутой арматуры происходит хрупкое (внезапное) разрушение от полного исчерпания несущей способности сжатой зоны бетона при неполном использовании прочности растянутой арматуры.

Метод расчета по допускаемым напряжениям применялся в нашей стране до 1938 г.

Согласно этому методу бетон рассматривался как упругий материал. В основу расчетных зависимостей были положены закон Гука, гипотеза плоских сечений. Вместо действительного железобетонного сечения в расчет вводилось приведенное бетонное сечение, в котором арматура заменялась эквивалентным по прочности количеством бетона. Сопротивлением бетона растянутой зоны пренебрегали. В результате расчета определялись напряжения в бетоне и арматуре от эксплуатационных нагрузок, которые не должны были превосходить допускаемые. Последние назначались как доля от предела прочности

— R/γ , где γ — обобщенный коэффициент запаса.

Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т.е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или чрезмерно раскрытые трещины.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний.

Предельные состояния I группы (группа непригодности к эксплуатации):

- потеря прочности или несущей способности вследствие разрушения бетона или разрыва арматуры;
- потеря устойчивости;
- усталостное разрушение.

Предельные состояния II группы (группа непригодности к нормальной эксплуатации):

- чрезмерные прогибы или выгибы;
- чрезмерное раскрытие трещин.

Классификация нагрузок

По природе возникновения:

- а) технологические (от веса людей в жилых и общественных зданиях, оборудования и кранов в промышленных зданиях);
- б) атмосферные (от снега, ветра, изменений температуры, гололед);
- в) собственный вес несущих и ограждающих конструкций;
- г) сейсмические, взрывные воздействия, пожар, просадка грунтов.

По длительности нагрузки бывают:

а) постоянные (собственный вес, давление грунтов, предварительное напряжение);

б) временные:

- длительные (вес стационарного оборудования на перекрытиях; давление газов, жидкостей, сыпучих тел; длительная часть крановых, снеговых нагрузок и т.д.);

- кратковременные (люди, кратковременная часть крановых, снеговых нагрузок, ветровые нагрузки);

- особые (сейсмические, взрывные воздействия, отказ оборудования, просадка оснований).

По направлению:

- а) вертикальные (нагрузки от веса конструкций и временные (полезные) нагрузки);
- б) горизонтальные (ветровая нагрузка);
- в) наклонные.

По качеству:

- а) распределенные;
- б) сосредоточенные.

По применению в расчетах:

- а) нормативные;
- б) расчетные.

Нормативные и расчетные нагрузки

Нагрузки, отвечающие нормальным условиям эксплуатации, называют *нормативными*. Нормативные нагрузки от технологического оборудования принимаются по паспортам заводов-изготовителей, атмосферные – по результатам многолетних наблюдений, полезные нагрузки от людей из расчета возможного скопления на единице площади и т.д.

Нагрузки, отвечающие предельным максимальным значениям, появление которых возможно в результате влияния неучтенных факторов – называют *расчетными*.

Переход от нормативной нагрузки к расчетной осуществляется путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке:

$$q^P = q^H \cdot \gamma_f .$$

Расчетные сочетания нагрузок

Как правило, на сооружение действует не одна, а несколько нагрузок. При расчете конструкций необходимо выбрать наиболее неблагоприятное их *сочетание*. Поэтому в нормах на проектирование установлены две категории расчетных сочетаний нагрузок:

- *основные сочетания*, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;
- *особые сочетания*, включающие кроме постоянных, длительных и кратковременных нагрузок одну из особых нагрузок.

Если в основное сочетание входит одна временная нагрузка, ее принимают без снижения. При двух и более временных нагрузках основного сочетания их умножают на *коэффициент сочетания* ψ , учитывающий меньшую вероятность совместного действия расчетных значений. Для временных длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,9$. В особых сочетаниях $\psi_1 = 0,95$, а $\psi_2 = 0,8$, при этом особую нагрузку принимают без снижения.

Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Нормативные сопротивления бетона – это сопротивление осевому сжатию бетонных призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению R_{btm} , которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности (при обеспеченности 0,95).

Расчетные сопротивления бетона получают путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}$ - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, где γ_{bc} -

коэффициент надежности по бетону при сжатии, зависящий от вида бетона.

$R_{bt} = \frac{R_{btm}}{\gamma_{bt}}$ - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, где γ_{bt} -

коэффициент надежности по бетону при растяжении, зависящий от вида бетона.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} в отдельных случаях уменьшают или увеличивают умножением на соответствующие **коэффициенты условия работы бетона γ_{bi}** , которые учитывают следующие факторы: длительность действия нагрузки; многократную повторяемость нагрузки; условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления; размеры сечения и т.д.

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности и принимают равными наименьшим контролируемым значениям предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%). Доверительная вероятность нормативного сопротивления арматуры – 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s},$$

где γ_s - коэффициент надежности по арматуре, зависящий от класса арматуры.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию при наличии сцепления арматуры с бетоном: $R_{sc} = R_s$, но не более 400 МПа.

При расчете элементов на действие поперечной силы *расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры* снижают введением коэффициента условий работы в связи с неравномерным нагружением поперечных стержней $\gamma_{s1} = 0,8$: $R_{sw} = 0,8R_s$.

Коэффициенты метода предельных состояний

коэффициент надежности по нагрузке γ_f учитывает возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений, как в силу естественной изменчивости нагрузок, так и отступлений от условий нормальной эксплуатации.

Коэффициенты γ_f установлены в СНиП 2.01.07–85* “Нагрузки и воздействия”.

- коэффициент надежности по назначению γ_n (коэффициент ответственности) учитывает степень ответственности сооружения и обеспечивает заданный уровень надежности. На этот коэффициент умножается величина действующих нагрузок.

-

Здания и сооружения по степени ответственности, которая определяется размером материального и социального ущерба при отказе, делят на три уровня: : I - повышенный, II - нормальный, III - пониженный.

I уровень - резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения.

Коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый для I уровня ответственности - более 0,95, но не более 1,2

II уровень - для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый для II уровня - 0,95.

III уровень - для сооружения сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

Коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый для III уровня - менее 0,95, но не менее 0,8.

▪ коэффициенты условий работы γ_{ex} , γ_{si} позволяют оценить некоторые особенности материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем. Значения коэффициентов γ_{ex} , γ_{si} приведены в СП 52-101-2003.

▪ коэффициенты надежности по материалам γ_{bc} , γ_{bl} , γ_s учитывают изменчивость их прочностных свойств. Значения коэффициентов γ_{bc} , γ_{bl} , γ_s приведены в СП 52-101-2003.

Изгибаемые элементы

Конструктивные требования к армированию элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования μ рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b}; \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100},$$

где $A_{s,\min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры; $A_b = b \cdot h_0$ – площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах $\mu_{\min} = 0,05$. Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

Конструктивные требования к минимальным расстояниям между стержнями арматуры приведены в СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения».

Конструирование плит

Плита – плоская конструкция, толщина которой значительно меньше ширины и длины.

Минимальная толщина плит:

40 мм – плиты покрытий;

50 мм – плиты перекрытий жилых и общественных зданий;

60 мм – плиты перекрытий промышленных зданий.

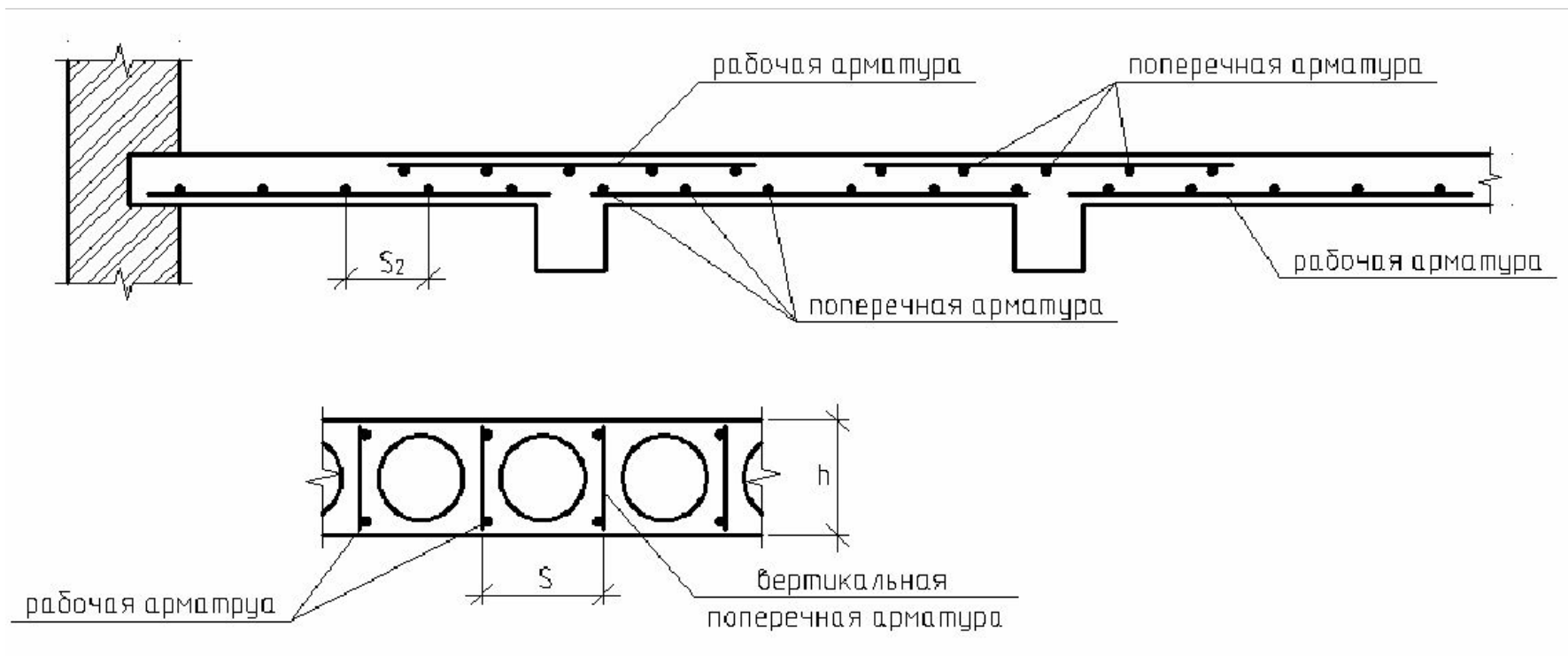
Плиты могут быть однопролетными и многопролетными, балочными и опертыми по контуру, сборными и монолитными.

Плиты обычно армируют сварными сетками.

Диаметр рабочих стержней сварных сеток не менее 3 мм, вязаных сеток не менее 6 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней S_1 должно быть не более 200 мм, если высота плиты h менее 150 мм. При высоте плиты 150 мм и более $S_1 = 1,5h$. *Поперечные стержни* располагают с шагом $S_2 = 250 \dots 300$ мм (рис. 23, а), но не реже чем через 350 мм. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры.

Толщина защитного слоя для продольной рабочей арматуры в плитах принимается не менее 10...15 мм.



Армирование плит:

а – многопролетная монолитная плита; б – однопролетная многопустотная плита.

Конструирование балок

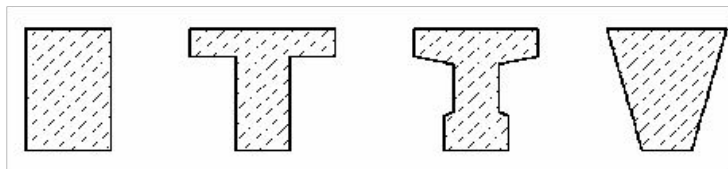
Балка – это линейная конструкция, размеры поперечного сечения которой существенно меньше длины.

Конструктивные требования к размерам.

Высота h кратно 50 мм, если $h < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h > 600$ мм.

Ширина $b \approx (0,3 \dots 0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50 мм.

Железобетонные балки бывают прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения



Балки армируются сварными и вязаными каркасами.

Минимальный диаметр рабочей арматуры – 12 мм. *Минимальный диаметр поперечной арматуры* в сварных каркасах задается из условия свариваемости.

Шаг поперечных стержней:

- на опорных участках длиной $1/4$ пролета (в зоне максимальной поперечной силы):

не более $0,5 h_0$ и не более 300 мм;

- на остальной части пролета. не более $0,75 h_0$ и не более 500 мм.

Расчет сечений изгибаемых балок по предельным состояниям I группы

Общий способ расчета прочности по нормальным сечениям

Прочность изгибаемых железобетонных конструкций рассчитывают по III стадии НДС.

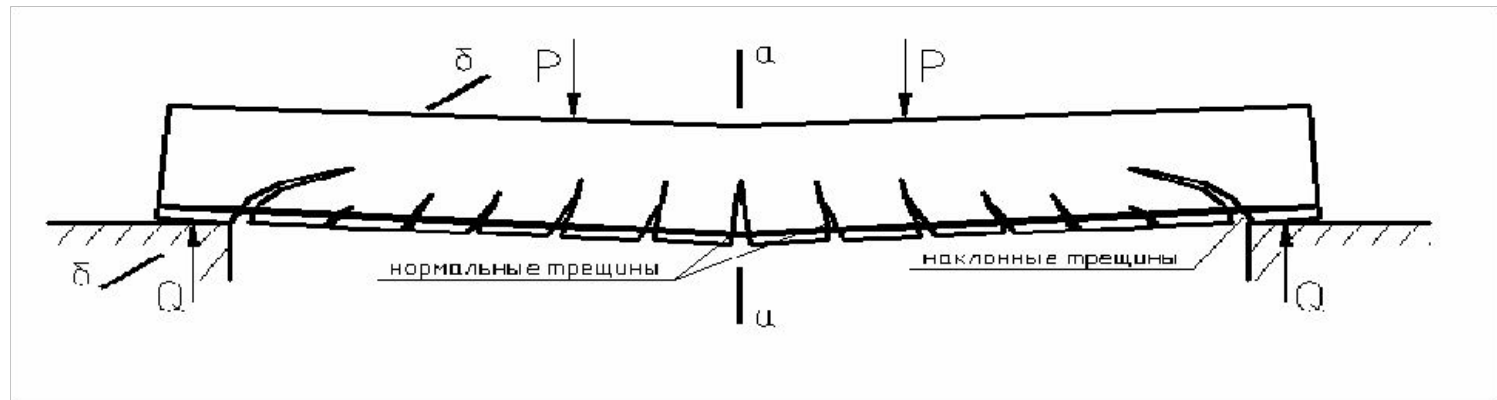
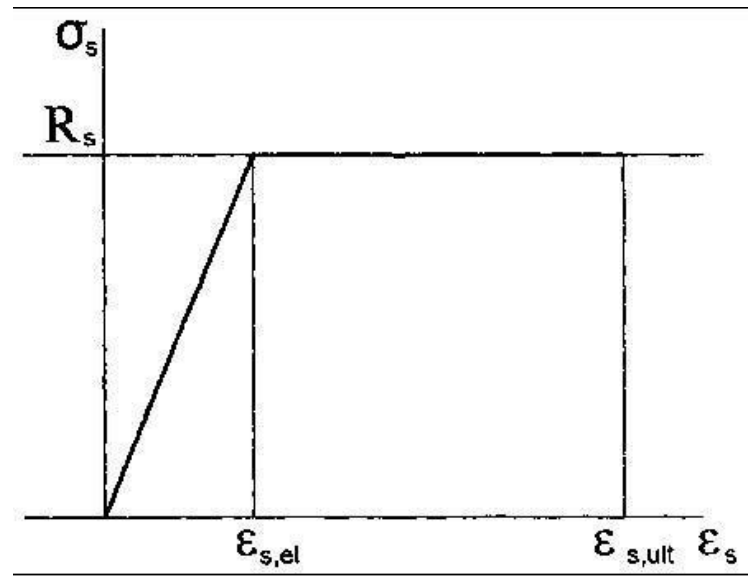
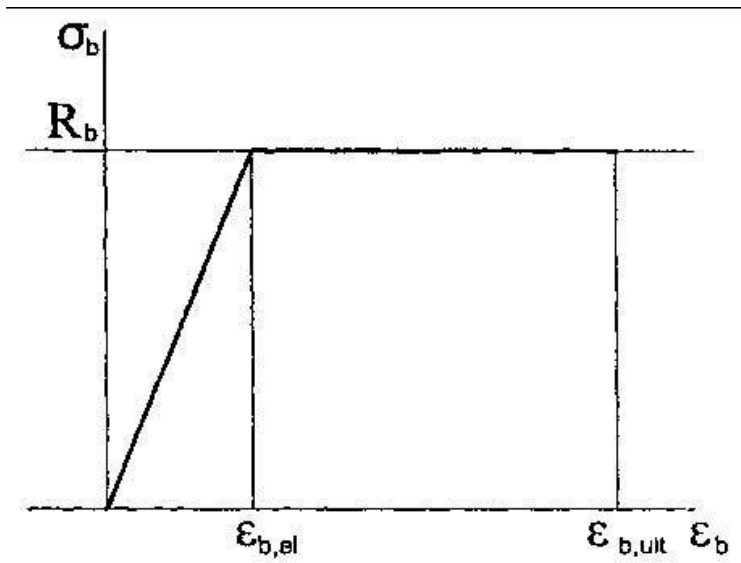
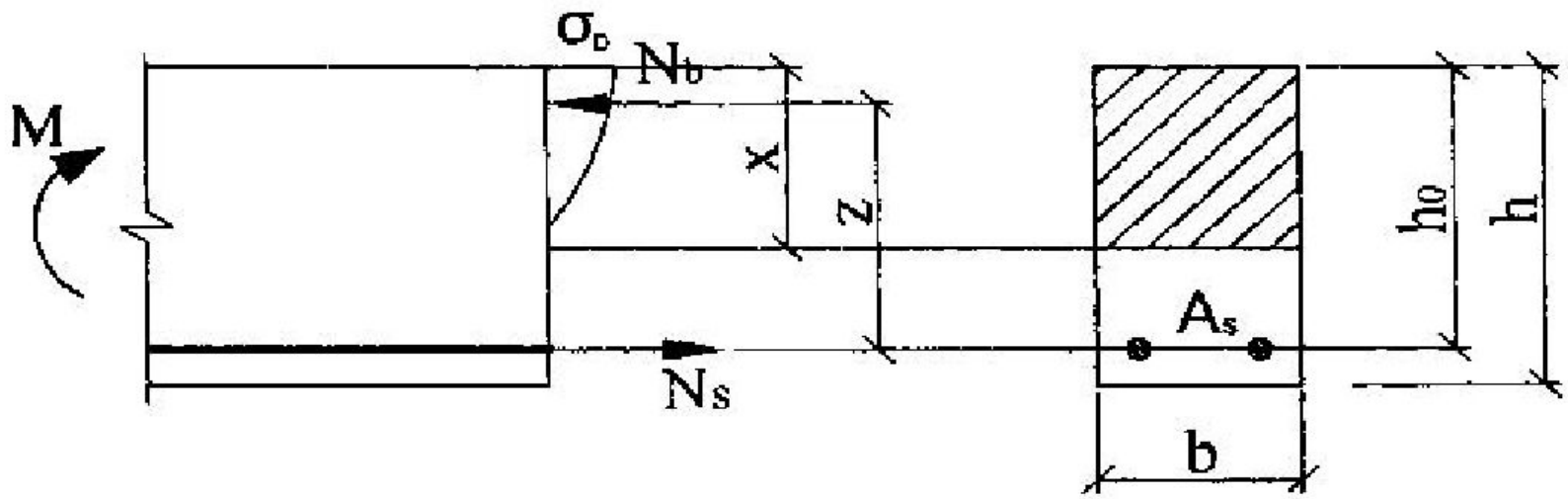


Схема изгибаемой железобетонной балки:
a-a – нормальное сечение; *б-б* – наклонное сечение.



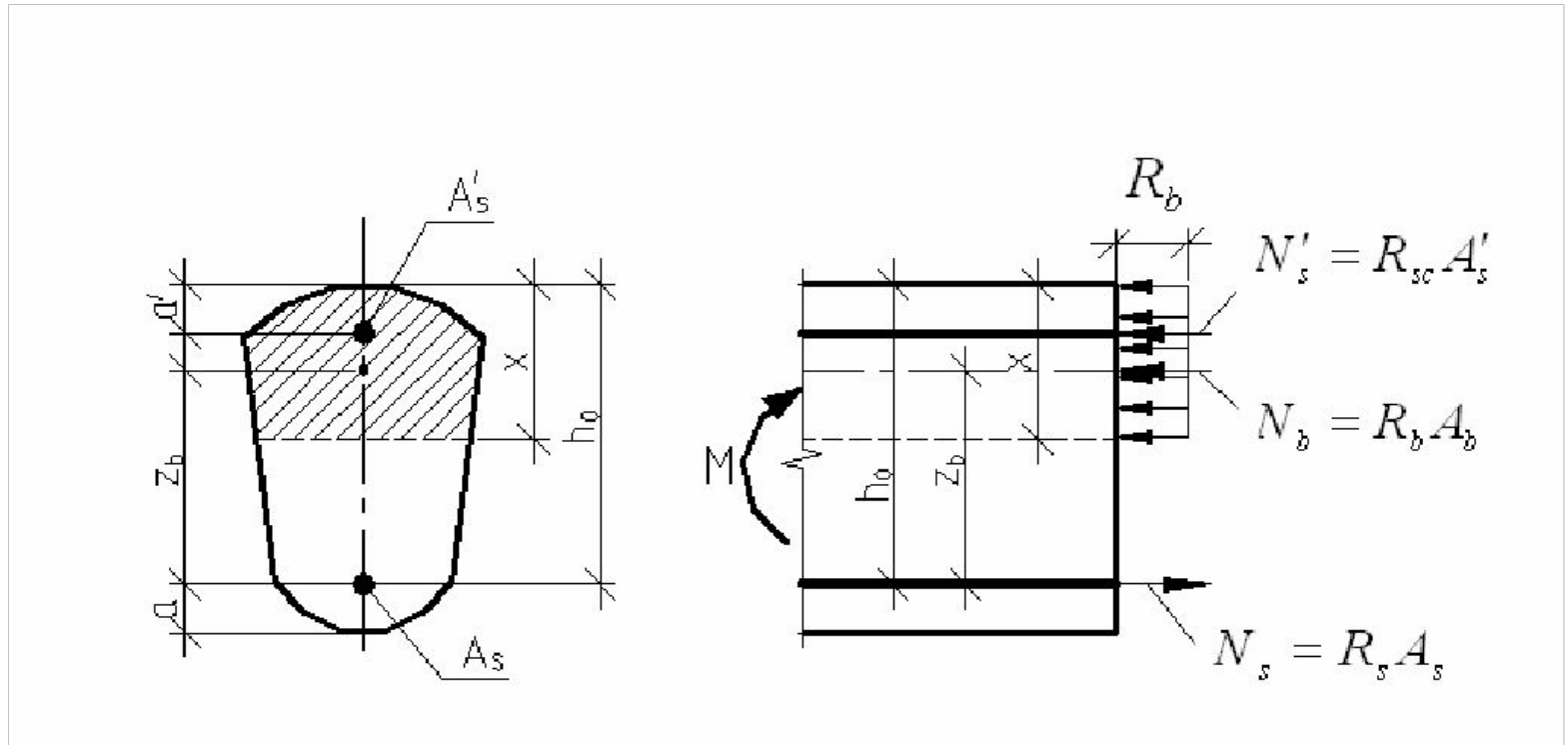


Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению.

Общее условие прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям: момент внешних сил не должен превосходить момента внутренних усилий, т.е. прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил.

$$M_{внеш} \leq M_{внутр} .$$

Условие прочности при моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s :

$$M_{внеш} \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') .$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента можно определить площадь сечения бетона A_b сжатой зоны, а по ней высоту сжатой зоны x .

$$R_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0 .$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, когда разрушение происходит по сжатому бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают, также определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента, но в этом случае R_s заменяют напряжением $\sigma_s < R_s$.

На основе экспериментов установлено, что напряжение σ_s зависит от *относительной высоты сжатой зоны бетона* $\xi = x/h_0$.

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_R = x_R/h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}$$

Таким образом, сечения, работающие по 1 случаю III стадии НДС, удовлетворяют условию:

$$\xi \leq \xi_R.$$

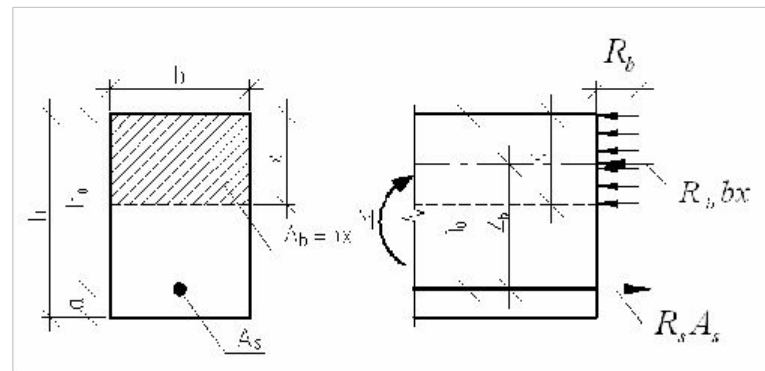
Сечения, не удовлетворяющие данному условию, соответствуют 2 случаю.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b b} .$$



Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) . \quad (1)$$

Условие прочности по растянутой арматуре:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) . \quad (2)$$

Данные формулы применяют при условии $\xi \leq \xi_R$.

Табличный метод. С этой целью формулы (1) и (2) преобразуют следующим образом:

$$M = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 \left(1 - 0,5 \frac{x}{h_0}\right) =$$

$$R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5\xi) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 \cdot \zeta = = R_b \cdot b \cdot \frac{x}{h_0} \cdot h_0 \cdot h_0 \cdot \zeta =$$

$$R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0^2 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \alpha_m ,$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$; $\zeta = (1 - 0,5\xi)$; $\alpha_m = \xi \cdot \zeta$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \cdot \quad (3)$$

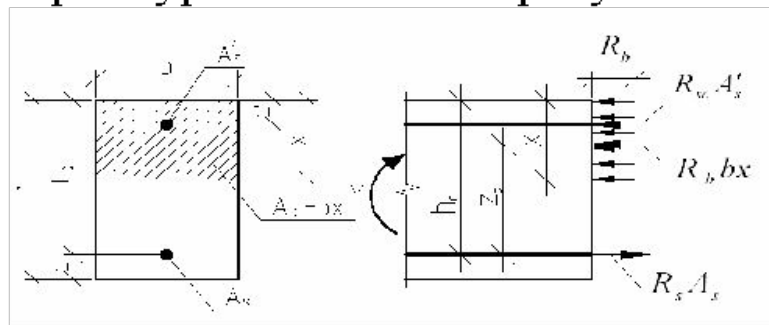
$$M = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 \left(1 - 0,5 \frac{x}{h_0}\right) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot \zeta \cdot$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta} \cdot \quad (4)$$

Для коэффициентов α_m , ξ и ζ составлена таблица. По формуле (3) определяют α_m , затем по таблице в зависимости от α_m находят соответствующие ξ и ζ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$. Если условие выполняется, находят требуемое количество арматуры по формуле (4).

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, значит прочности сжатой зоны бетона недостаточно и арматура в этой зоне требуется по расчету.



Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий

Условие прочности по сжатой зоне изгибаемого элемента, армированного двойной арматурой:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'). \quad (5)$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b bx - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b bx \Rightarrow x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}.$$

при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, принимают $\xi = \xi_R$, затем по таблице находят соответствующее значение α_{mR} . Формулу (5) преобразуем следующим образом:

$$\begin{aligned} M_{внеш} &\leq R_b \cdot b \cdot x_R (h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \\ M_{внеш} &\leq \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \end{aligned} \quad (6)$$

Требуемую площадь сжатой арматуры A'_s можно определить из формулы (6):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} A'_s (h_0 - a')} .$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента находят требуемую площадь растянутой арматуры:

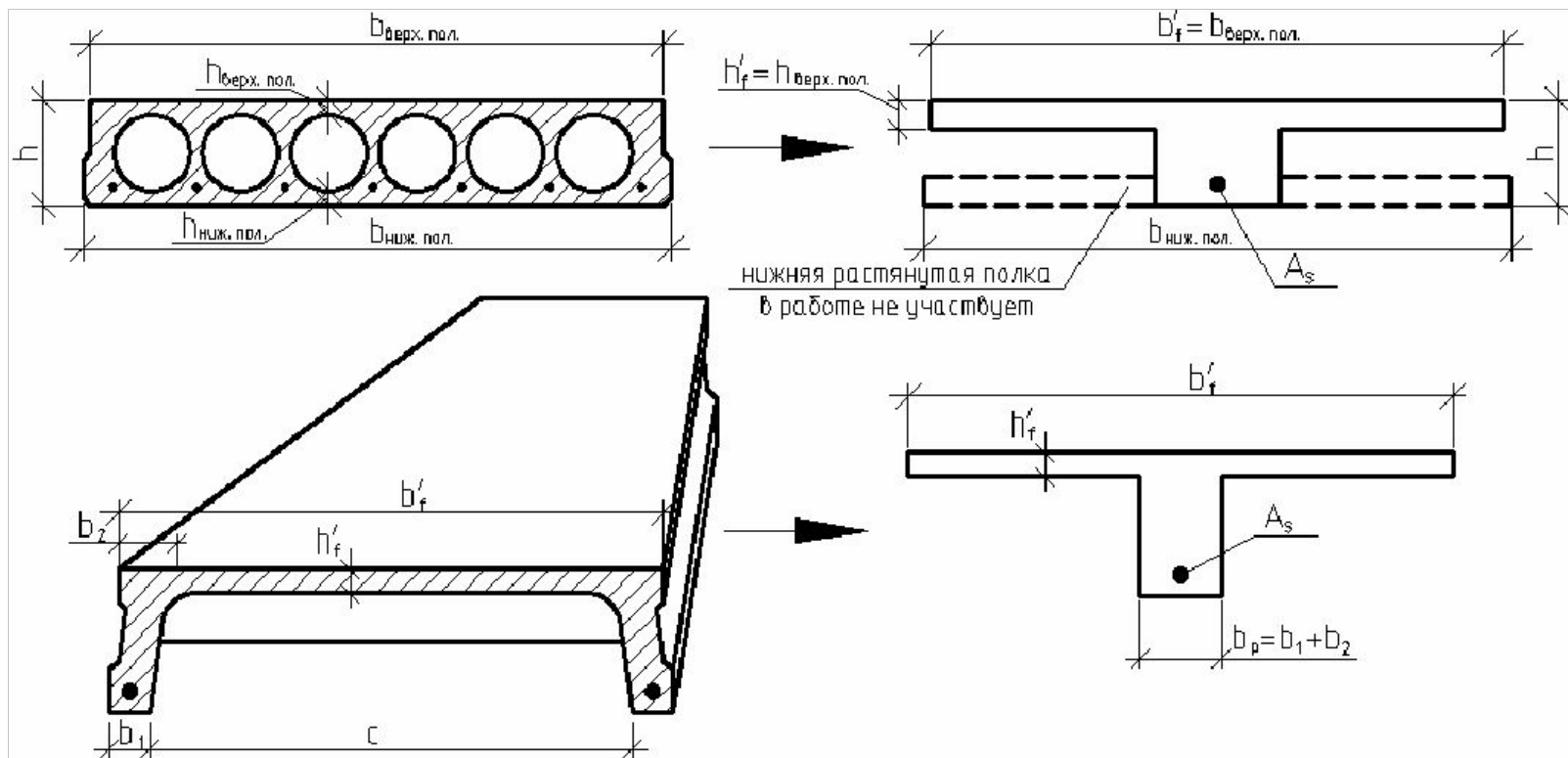
$$R_s A_s - R_b b x_R - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow A_s = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b x_R}{R_s} = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b \xi_R h_0}{R_s} .$$

Элементы таврового профиля

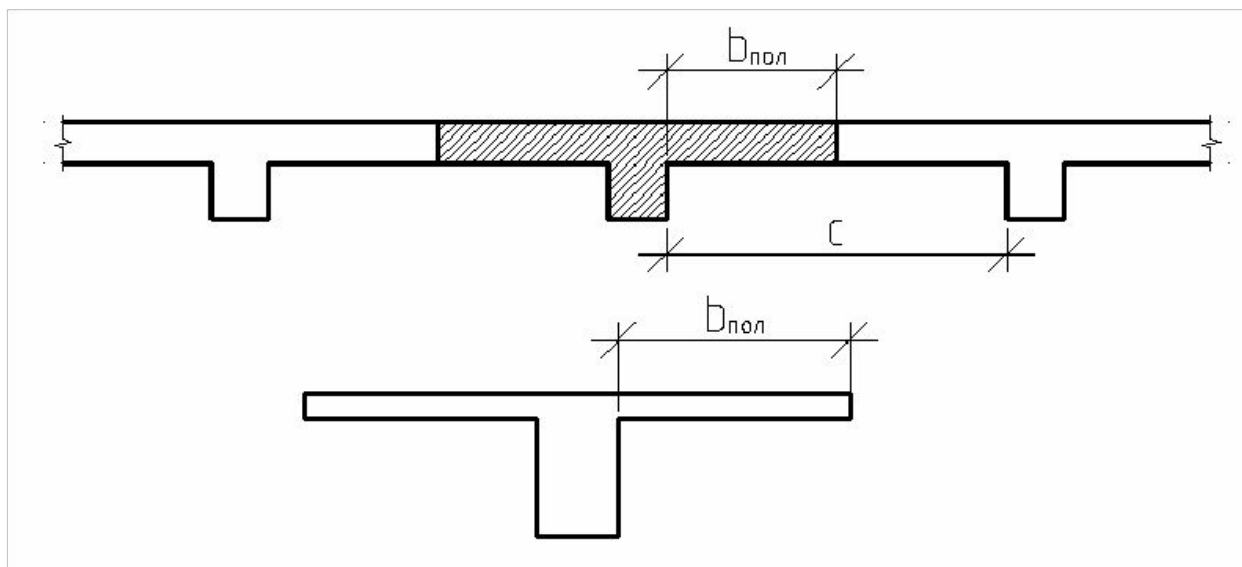
При большой ширине полков участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчеты вводят только часть полки, участвующей в работе – не более половины расстояния в свету между ребрами c и не более $1/6$ пролета рассматриваемого элемента.

При консольных свесах полков вводимая в расчет ширина свеса должна составлять:

- при $h'_f \geq 0,1h$ не более $6h'_f$;
- при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ не более $3h'_f$;
- при $h'_f < 0,05h$ свесы полков в расчете не учитывают.



Плиты перекрытий и их расчетные сечения:
а – многоруствотная плита; *б* – ребристая плита.



Участки свесов тавровых сечений, вводимые в расчеты:

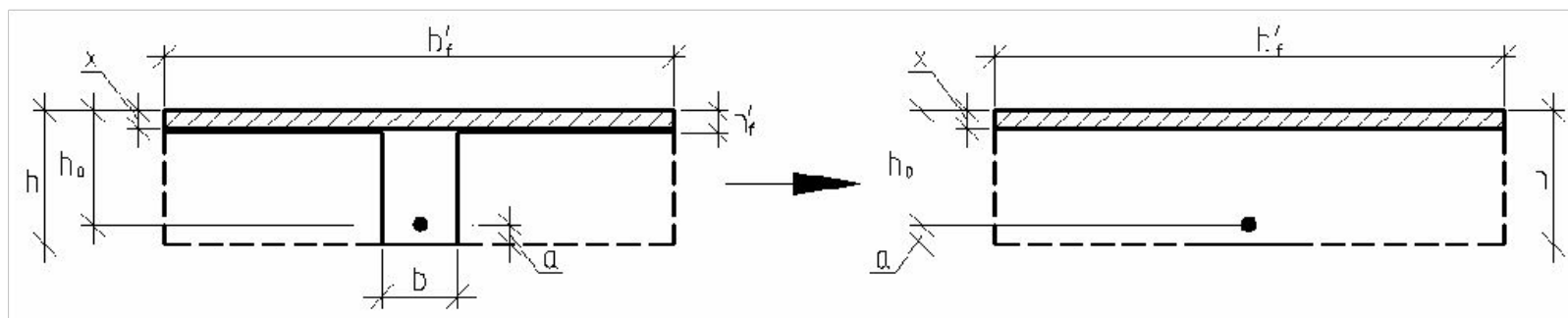
а – в составе монолитного перекрытия;

б – при консольных свесах полок.

Два расчетных случая в элементах таврового профиля

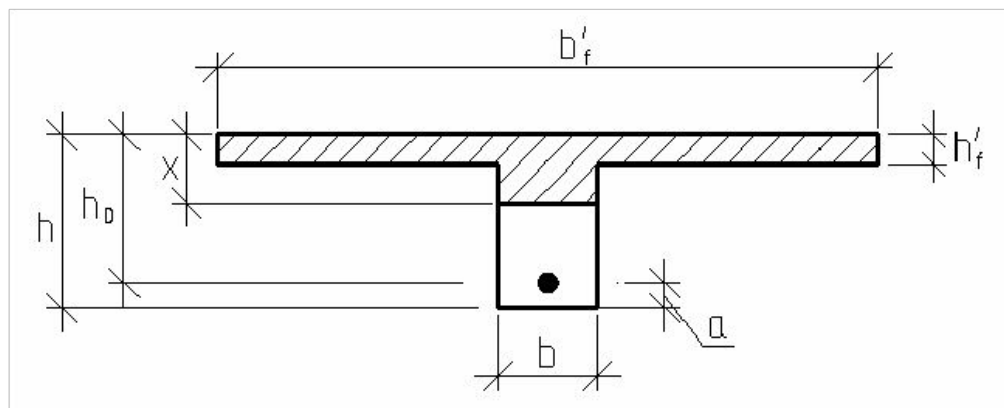
Расчетный случай зависит от положения границы сжатой зоны бетона.

1 случай. Граница сжатой зоны проходит в полке $x \leq h'_f$. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами $b'_f \times h$, поскольку бетон в растянутой зоне на несущую способность не влияет.



1 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля

2 случай. Граница сжатой зоны находится в ребре. Расчет проводят по формулам таврового профиля.



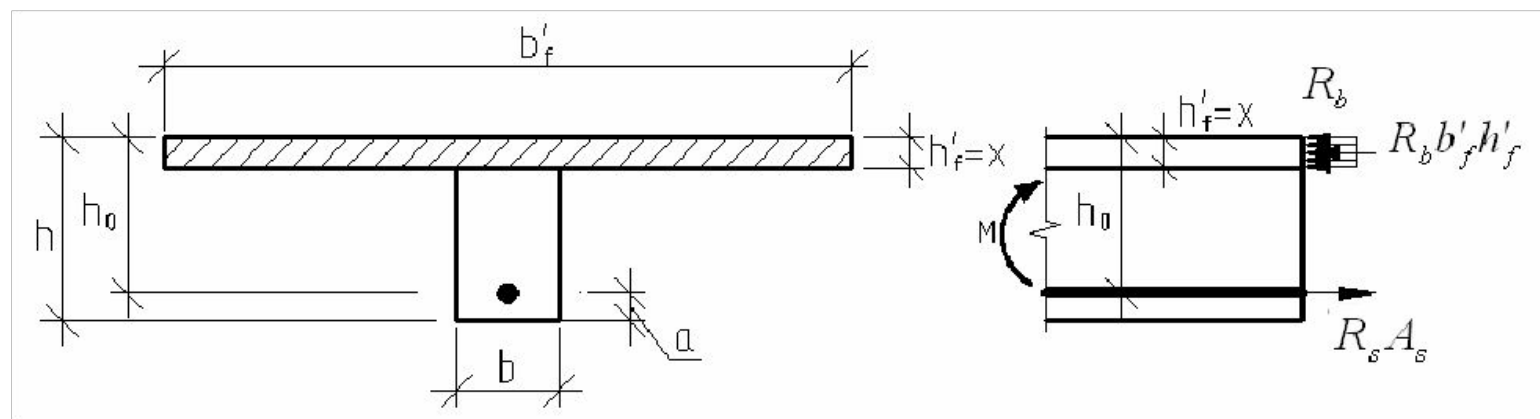
2 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля

Определение расчетного случая

При необходимости определения требуемого количества растянутой арматуры, предполагают, что нижняя граница сжатой зоны проходит по нижней грани полки, определяют величину несущей способности таврового сечения на изгиб и сравнивают с величиной изгибающего момента от действия внешних нагрузок.

$M_{внеш} \leq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$ - граница сжатой зоны находится в полке;

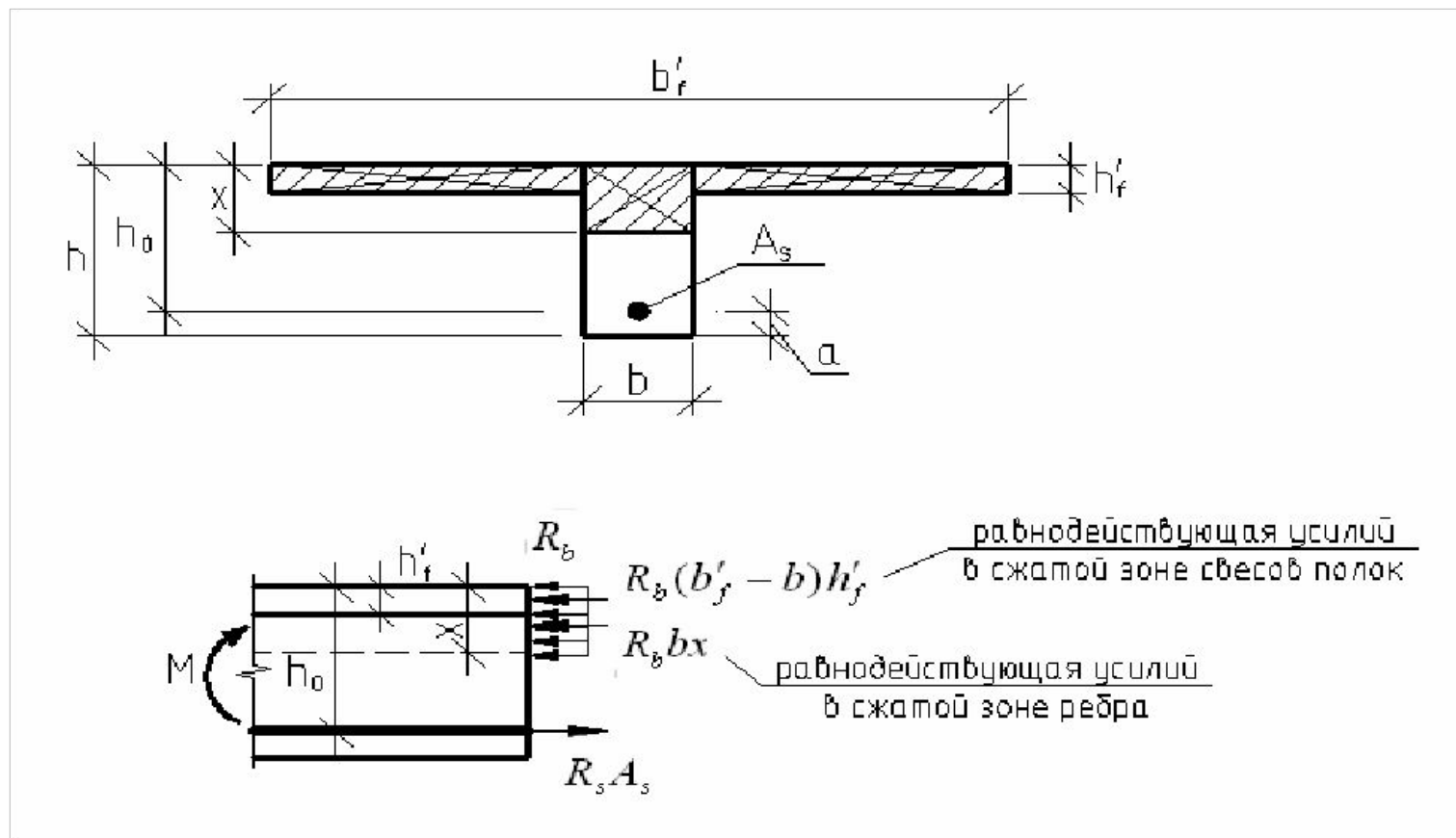
$M_{внеш} \geq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$ - граница сжатой зоны находится в ребре.



К определению расчетного случая в элементах таврового профиля

При необходимости проверки несущей способности элемента при известном количестве арматуры в элементе, граница сжатой зоны определяется из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента: $R_s A_s - R_b b'_f x = 0$; $x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f}$, при $x \leq h'_f$ расчетным сечением является прямоугольник, а при $x > h'_f$ - сечение таврового профиля.

Расчет арматуры растянутой зоны в элементах таврового профиля



К расчету растянутой арматуры в элементах таврового профиля

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M \leq R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (7)$$

Заменяя $R_b b x (h_0 - 0,5 x)$ на $R_b b h_0^2 \alpha_m$ из условия прочности (7)

определяют значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b b h_0^2}, \quad \text{затем по таблице находят}$$

соответствующее значение ξ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0$$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x}{R_s} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b \xi h_0}{R_s}.$$

Если $\xi > \xi_R$, необходима арматура в сжатой зоне.