

Министерство образования и науки Республики Казахстан

**КАЗАХСКАЯ ГОЛОВНАЯ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ АКАДЕМИЯ**

Строительные конструкции 1

Мухамедшакирова Ш.А.

Учебное пособие для студентов

Алматы 2010

УДК 624.

Составитель: Ш.А. Мухамедшакирова. к.т.н., ассоц.проф.КазГАСА

Рецензент: Балыкбаев Б.Т. к.а.ассоц.проф.КазГАСА

Строительные конструкции 1 - Учебное пособие для студентов
КазГАСА.

В учебном пособии изложены основы расчета железобетонных конструкций. Рассмотрены основные физико-механические свойства бетона, арматуры и железобетона. Изложены типы задач (60 задач). Представлены тесты (240вопросов).

КАЗАХСКАЯ ГОЛОВНАЯ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ
АКАДЕМИЯ

Оглавление

Введение

Глава 1. Физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона

- 1.1. Структура бетона
- 1.2. Прочность бетона
 - 1.2.1. Кубиковая прочность
 - 1.2.2. Призменная прочность
 - 1.2.3. Прочность бетона на растяжение
 - 1.2.4. Прочность бетона на срез
- 1.3. Классы и марки бетона
- 1.4. Деформативность бетона
 - 1.4.1. Объемные деформации
 - 1.4.2. Силовые деформации
- 1.5. Модуль деформаций и модуль упругости
- 1.6. Арматура
 - 1.6.1. Классификация арматуры
 - 1.6.2. Физико-механические свойства арматурных сталей
 - 1.6.3. Арматурные изделия
 - 1.6.4. Соединение арматуры
- 1.7. Железобетон
 - 1.7.1. Сцепление арматуры с бетоном
 - 1.7.2. Анкеровка арматуры в бетоне
 - 1.7.3. Усадка железобетона
 - 1.7.4. Ползучесть железобетона
 - 1.7.5. Защитный слой бетона
- 1.8. Предварительно напряженные железобетонные конструкции
 - 1.8.1. Анкеровка напрягаемой арматуры
 - 1.8.2. Предварительные напряжения в арматуре и бетоне
 - 1.8.3. Усилие предварительного обжатия бетона
 - 1.8.4. Напряжения в бетоне

Глава 2. Основы расчета конструкций

- 2.1. Основы расчета конструкций
 - 2.1.1. Применение методов теории вероятностей к расчету конструкций
 - 2.1.2. Принцип расчета железобетонных конструкций
 - 2.1.3. Практический метод расчета железобетонных элементов
- 2.2. Метод расчета по предельным состояниям
 - 2.2.1. Стадии напряженно-деформативного состояния железобетонных элементов
 - 2.2.2. Группы предельных состояний
 - 2.2.3. Нагрузки
 - 2.2.4. Нормативные и расчетные сопротивления бетона
 - 2.2.5. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры
 - 2.2.6. Основные положения расчета

Глава 3. Изгибаемые элементы. Расчет прочности изгибаемых элементов

- 3.1. Конструктивные особенности изгибаемых элементов
- 3.2. О напряженном состоянии изгибаемых железобетонных элементов
- 3.3. Расчет прочности нормальных сечений элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой
- 3.4. Расчет прочности нормальных сечений элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой
- 3.5. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля
- 3.6. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям
 - 3.6.1. Общие сведения
 - 3.6.2. Расчет на действие поперечной силы
 - 3.6.3. Прочность по изгибающему моменту
 - 3.6.4. Прочность бетона по наклонной сжатой полосе
 - 3.6.5. Расчет прочности наклонных сечений элементов без поперечной арматуры
 - 3.6.6. Расчет поперечных стержней (хомутов)
 - 3.6.7. Типы задач(60 задач)
 - 3.6.8. Тесты по СК 1(240 вопросов)
 - 3.6.8. Список литературы

ВВЕДЕНИЕ

СУЩНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Железобетоном называется строительный материал, в котором соединены в единое целое стальная арматура и бетон. При этом рационально используются свойства из этих двух материалов. Бетон, как искусственный камень, обладает большой прочностью при сжатии и незначительной (в 10-20 раз меньше), при растяжении. Поэтому несущая способность бетонной балки будет определяться сопротивлением растянутой зоны бетона, а высокое сопротивление бетона сжатию практически не будет использовано. Чтобы увеличить несущую способность элемента, необходимо усилить растянутую зону материалом, хорошо работающим на растяжение. Таким материалом является сталь. Поэтому для восприятия растягивающих усилий в зонах, где они возникают, устанавливают арматуру. Несущая способность армированной балки по сравнению с бетонной увеличивается при этом в 15-20 раз.

Совместная работа бетона и стальной арматуры обуславливается выгодным сочетанием их физико-механических свойств:

1. наличием сцепления между бетоном и арматурой;
2. бетон и сталь обладают близкими коэффициентами линейного расширения ($\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5}$, $\alpha_u = (0,7 - 1,5)10^{-5}$), поэтому при изменениях температуры в пределах до 100°C эксплуатационные качества конструкций не снижаются;
3. бетон, при соблюдении определённых условий, надёжно защищает арматуру от коррозии, высоких температур, механических повреждений.

ГЛАВА I

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1.1. СТРУКТУРА БЕТОНА

Прочность и деформативность бетона в значительной степени зависят от его структуры. Как известно из курса строительных материалов, бетон является весьма неоднородным. Он представляет собой капиллярно-пористый материал, в котором нарушена сплошность и присутствуют все три фазы - твёрдая, жидкая и газообразная. Структуру бетона можно представить в виде пространственной решётки из цементного камня, состоящего из геля и кристаллических сростков, заполненных зёрнами песка и щебня, пронизанной большим количеством микропор и капилляров, содержащих химически несвязанную воду, водяные пары и воздух.

Неоднородность и дефектность бетона носит случайный характер.

Поэтому механические свойства бетона целесообразно оценивать с точки зрения вероятностного подхода и описания его напряжённо-деформированного состояния.

В сжатом неоднородном теле нагрузка создаёт сложное напряжённое состояние. Напряжение концентрируется на более жёстких частицах. В этом случае происходит концентрация напряжений в местах, ослабленных пустотами и порами. Из теории упругости известно, что вокруг отверстий в материале, подвергнутом сжатию, возникают не только напряжения сжатия, но и напряжения растяжения, действующие по площадкам, параллельным сжимающей силе.

Растягивающие напряжения, суммируясь, достигают значительных величин, вызывая разрушение сжимаемого образца вследствие разрыва бетона в поперечном направлении.

1.2. ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА

1.2.1. Кубиковая прочность

Кубиковой прочностью бетона R называют временное сопротивление сжатию бетонных кубов. При осевом сжатии кубы (как и другие сжатые образцы) разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении (Рис. 1.1.)

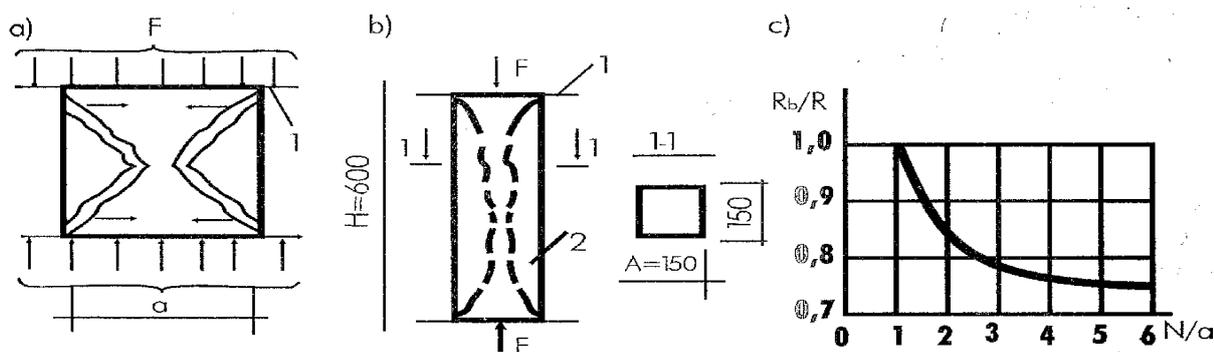


Рис. 1.1. Схема разрушения кубов и призм

Силы трения, возникающие по опёртым граням, оказывают ощутимое влияние на кубиковую прочность вследствие того, что они препятствуют развитию свободных поперечных деформаций. Влияние сил трения по мере удаления от этих граней уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму четырёх усечённых пирамид. Если устранить влияние сил трения (например, смазкой контактных поверхностей), трещины разрыва становятся вертикальными, параллельными действию сжимающей силы и сопротивление куба значительно уменьшится.

Согласно стандарту, кубы испытывают без смазки поверхностей, вследствие чего их прочность зависит от размеров кубов. Так, если прочность куба с ребром 15 см принять за R , то кубы с ребром 10 см покажут прочность $1,12R$, а с ребром 20 см — $0,93R$.

Кубиковая прочность непосредственно в расчётах не используется, а служит только для контроля качества бетона.

1.2.2. Призменная прочность

Призменной прочностью R_b называют временное сопротивление сжатию бетонных призм. Она является основной расчётной характеристикой прочности бетона сжатых элементов. Призменная прочность меньше кубиковой. Опыты показывают, что с увеличением высоты призмы (h) влияние сил трения на прочность уменьшается и при отношении $h/a > 4$ оно практически становится равным нулю, а значение R_b становится постоянным и равным примерно $0,75 R$ (Рис. 1.1.).

1.2.3. Прочность бетона на растяжение

Прочность бетона на растяжение R_{bt} зависит от прочности цементного камня. При растяжении прочность бетона в 10÷20 раз меньше прочности на сжатие.

Связь между временным сопротивлением бетона на сжатие и растяжение может быть выражена формулами:

$$R_{bt} = 0,23\sqrt[3]{R_b^2} \quad (1.1)$$

Для высокопрочных тяжёлых бетонов

$$R_{bt} = 0,5\sqrt[3]{R_b^2} \quad (1.2)$$

Опытным путём R_{bt} определяют испытаниями на разрыв образцов в виде восьмёрок, на раскалывание цилиндрических образцов или на изгиб бетонных балок.

1.2.4. Прочность бетона на срез

В реальных конструкциях срез в чистом виде не встречается. Прочность бетона на срез в 1,5-2 раза больше, чем его прочность на растяжение. Объясняется это сопротивлением зёрен крупного заполнителя срезающим усилиям.

Значение временного сопротивления не нормируется, однако при необходимости оно может быть определено по эмпирической формуле

$$R_{b.sh} = 0,7\sqrt{R_b \cdot R_{bt}} \quad (1.3)$$

1.3. КЛАССЫ И МАРКИ БЕТОНА

Основной характеристикой прочности бетона является его класс. Классом бетона по прочности на сжатие **B** (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных после выдержки в течении 28 суток при температуре 20°C и относительной влажности воздуха более 90%. Данный показатель характеризует наименьшее контролируемое значение кубиковой прочности бетона **R** (МПа), с 95% обеспеченностью.

Все остальные показатели прочности бетона (призменная прочность, прочность на сжатие при изгибе, прочность при осевом растяжении и др.) являются величинами, зависящими от кубиковой прочности и определяются с помощью коэффициентов без специальных испытаний.

Для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, устанавливается класс бетона по прочности на растяжение **B_t** и контролируется на производстве.

Нормами установлены следующие классы бетона:

а) по прочности на сжатие: для тяжёлых бетонов - **B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60**; для лёгких бетонов - **B3,5 ÷ B40**.

б) по прочности на растяжение: **B_t0,8; 1,2; 1,6; 2,0; 2,4; 2,8; 3,2** МПа.

Марка бетона по морозостойкости **F** назначается для конструкций, подвергающихся в увлажнённом состоянии многократному замораживанию и оттаиванию. Эта марка характеризуется количеством циклов замораживания и оттаивания бетона при снижении его прочности на сжатие не более, чем на 15%. нормами установлены марки **F50; 75; 100; 150; 200; 300; 400; 500**.

Марка бетона по водопроницаемости **W** назначается для конструкций, работающих под давлением воды. Марка **W** характеризует предельное давление в кг/см², при котором вода ещё не просачивается через бетонный образец толщиной 150 мм. Нормами установлены марки **W 2; 4; 6; 8; 10; 12**.

Марка бетона по плотности D характеризует его среднюю плотность в кг/м^3 и назначается для бетонов, к которым предъявляются требования теплоизоляции. Нормами установлены следующие классы тяжёлого бетона - от 22 до 25кн/м^3 , лёгкий бетон от **8 до 20кн/м^3** и т.п.

Оптимальные класс и марки бетона выбираются на основе технико-экономического анализа и условий эксплуатации. Рекомендуется принимать класс бетона для сжатых и изгибаемых элементов не ниже **V15**; для колонн - **V20**; **V25**; для ферм и арок **V30**; **V35**. Для предварительно напряжённых конструкций в зависимости от вида напрягаемой арматуры - **V25 - V40**.

1.4. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ БЕТОНА

При проектировании железобетонных конструкций помимо прочностных свойств необходимо учитывать и деформативные. Деформации бетона бывают двух видов. Объёмные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности и силовые, развивающиеся вдоль направления действия сил. В свою очередь силовые деформации подразделяются на три вида: при однократном кратковременном нагружении; длительном нагружении и многократно-повторном действии нагрузки.

1.4.1. Объёмные деформации

Различают деформации от изменения температуры и усадки бетона. Повышение или понижение температуры вызывает изменение объёма бетона. При этом деформации прямо пропорциональны температурному градиенту Δt и коэффициенту линейного расширения $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ c}^{-1}$. Определение температурных деформаций производится по формулам сопротивления материалов. Следует отметить, что коэффициенты линейного расширения стали ($\alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ c}^{-1}$) и бетона ($\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ c}^{-1}$) примерно одинаковы, что обеспечивает их совместную работу.

Деформации усадки и набухания.

Свойство бетона уменьшаться в объёме при твердении в сухой среде называют усадкой, а при твердении во влажной среде бетон увеличивается в объёме - происходит набухание. Деформация усадки связана с потерей воды на испарение и на гидратацию цемента. Усадка тем больше, чем больше содержание в бетоне цемента, воды и чем ниже влажность окружающей среды.

Предельная величина усадочной деформации цементного бетона равна **$0,3 - 0,5\text{мм/м}$ [$\xi_{st} = (3-5)10^{-4}$]**

Деформация бетона при набухании значительно меньше, чем при усадке.

Из-за неравномерного высыхания внутренние слои бетона препятствуют свободной усадке поверхностных слоев, в результате чего поверхностные слои оказываются растянутыми, что может привести к возникновению усадочных трещин.

1.4.2. Силовые деформации

1. Деформации при однократном кратковременном нагружении.

При непрерывном нагружении испытываемого образца зависимость $\sigma - \varepsilon$ может быть представлена в виде плавной кривой (Рис 1.2.).

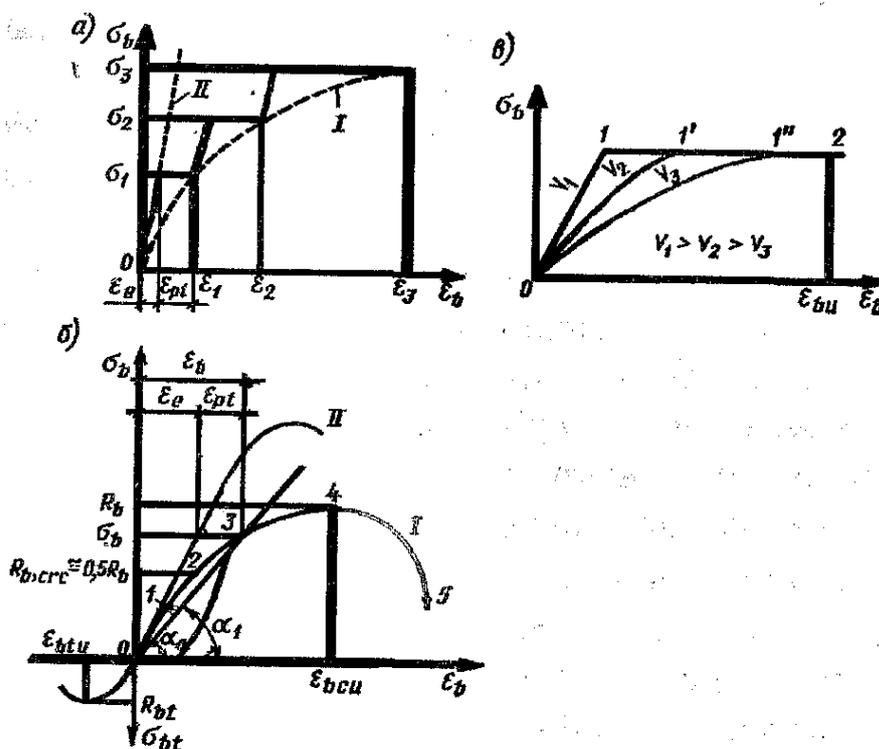


Рис. 1.2. Диаграмма зависимости $\sigma - \varepsilon$ при сжатии и растяжении бетона
 1 Область упругих деформаций;
 2 Область пластических деформаций.

полная деформация бетона равна сумме деформаций, состоящей из упругой части ε_l и пластической ε_{pl} т.е.

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (1.4)$$

Упругие деформации бетона ε_{el} соответствуют мгновенной скорости нагружения образца, деформации неупругие развиваются во времени.

При растяжении бетонного образца также возникает деформация

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{el,t} + \varepsilon_{pl,t} \quad (1.5)$$

складывающаяся из упругой $\varepsilon_{el,t}$ и пластической $\varepsilon_{pl,t}$ деформации.

При разгрузке в образце возникают остаточные деформации, которые со временем уменьшаются. Это явление называется упругим последствием.

2. Деформации при длительном действии нагрузки.

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается в первые 3-4 месяца и может продолжаться несколько лет (Рис. 1.2.).

На диаграмме Рис. 1.2. Участок 0-1 характеризует деформации, возникающие при загрузении; участок 1-2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном напряжении.

Свойство бетона увеличивать неупругие деформации при длительном действии постоянной нагрузки называют ползучестью бетона. Различают ползучесть линейную и нелинейную. Линейная ползучесть имеет место при малых напряжениях и связана с перераспределением напряжений с гелевой составляющей цементного камня на заполнители. При $\sigma_b > 0,5R_b$ в бетоне возникают микротрещины, линейная зависимость нарушается и наступает нелинейная ползучесть.

С течением времени процесс перераспределения напряжений затухает и деформации ползучести прекращаются.

Деформация ползучести увеличивается с уменьшением влажности среды, увеличением водоцементного отношения и количества цемента. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый. С повышением прочности бетона и прочности заполнителей ползучесть уменьшается. Бетоны на пористых заполнителях обладают большей ползучестью, чем тяжёлые бетоны.

Предельные деформации бетона, т.е. деформации перед разрушением, зависят от многих причин и изменяются в значительных пределах. Для расчётов принимают: при осевом кратковременном сжатии $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$; длительном $\varepsilon_{bu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$; при растяжении $\varepsilon_{btu} = 1,5 \cdot 10^{-4}$.

3. Деформации при многократно-повторном загрузении.

Многократное повторение циклов загрузения и разгрузки приводит к постепенному накапливанию неупругих деформаций. После достаточно большого числа циклов неупругие деформации выбираются, пластические деформации достигают своего предельного значения и бетон начинает работать упруго.

Такой характер работы имеет место до напряжений, не превышающих предела выносливости $\sigma_b \leq R_r$. При больших напряжениях неупругие деформации неограниченно возрастают, что приводит к разрушению образца.

1.5. МОДУЛЬ ДЕФОРМАЦИИ И МОДУЛЬ УПРУГОСТИ

Модуль упругости или начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b соответствует только упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении.

Связь между напряжениями и деформациями в этом случае устанавливается законом Гука $\sigma_b = E_b \varepsilon_b$, где E_b - начальный модуль упругости бетона; геометрически он определяется как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций (Рис. 1.2.)

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

Модуль полных деформаций E_b является величиной переменной. Геометрически он может быть определён как тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma_b - \varepsilon_b$ в точке с заданным напряжением

$$E_b = \operatorname{tg} \alpha = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (1.6.)$$

Определение полных деформаций становится затруднительным в силу неопределённости E_b .

Для практических расчётов было предложено выражать напряжение через полные деформации с помощью упруго-пластического модуля E'_b равного тангенсу угла наклона секущей, проходящей через начало координат и точку кривой с заданным напряжением

$$E'_{b\,pl} = \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (1.7)$$

Выразив одно и то же напряжение через упругие и полные деформации, можно получить связь между модулем упругости E'_b и модулем упругопластичности E_b .

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_b = \varepsilon_b E'_{b\,pl} \quad \text{откуда} \quad E'_{b\,pl} = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_b} E_b = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_l + \varepsilon_{pl}} E_b = \nu E_b$$

или

$$E'_{b\,pl} = \nu E_b, \quad (1.8)$$

где $\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_b}$ коэффициент упругопластических деформаций бетона.

По данным опытов, коэффициент ν меняется при кратковременном от 1 до 0,45 и до 0,15 при длительном нагружении.

При растяжении

$$E_{btpl} = \nu_t E_b \quad (1.9)$$

где ν_t - коэффициент, характеризующий упругопластические свойства бетона при растяжении, $\nu_t = 0,5$.

Модуль сдвига бетона,

$$G_b = \frac{E_b}{2(1 + \mu)} \quad (1.10) \quad \text{где } \mu - \text{коэффициент Пуассона. Для бетона}$$

$$\mu = 0,2, \text{ при этом } G_b = 0,4E_b$$

1.6. АРМАТУРА

Виды арматуры. По функциональному назначению арматура подразделяется на рабочую, конструктивную и монтажную.

Рабочая арматура, устанавливаемая по расчёту, предназначена для восприятия растягивающих, а иногда и сжимающих усилий.

Назначение конструктивной арматуры состоит в обеспечении цельности конструкции, например, конструктивная поперечная арматура, увеличивает сцепление бетона с продольной арматурой, предохраняет продольные сжатые стержни от выпучивания, распределяет действие сосредоточенных сил на большую площадь, принимает на себя температурные и усадочные напряжения.

Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры и служит для создания жёстких каркасов.

По способу изготовления различают арматуру стержневую (горячекатаную) и проволочную (холоднотянутую).

По форме поверхности арматуру выпускают гладкой и периодического профиля.

По способу применения арматуру делят на напрягаемую, т.е. подвергаемую предварительному напряжению, и ненапрягаемую.

1.6.1. КЛАССИФИКАЦИЯ АРМАТУРЫ

В зависимости от механических свойств арматура делится на следующие классы.

Стержневая арматура:

А) горячекатаная гладкая класса **A-I**; периодического профиля классов **A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI**.

Б) термически и термомеханически упрочнённая периодического профиля классов **At-IIIc, At-IVc, At-IVk, At-V, At-VI**.

Буква **c** указывает на возможность стыкования сваркой, буква **k** - на повышенную коррозионную стойкость.

В) упрочнённая вытяжкой, периодического профиля класса **A-IIIb**.

Проволочная арматура:

г) арматурная холоднотянутая проволока обыкновенная гладкая класса **B-I** и периодического профиля класса **Bp-I**, а также высокопрочная гладкая проволока класса **B-II** и периодического профиля класса **Bp-II**.

д) арматурные канаты семипроволочные класса **K-7** и девятнадцатипроволочные класса **K-19**.

Основные прочностные и деформативные характеристики арматурных сталей приведены в табл. прилож. 5.

Класс арматурной стали выбирают в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения и условий эксплуатации.

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций применяют горячекатаную арматурную сталь класса **A-III**,

Ат-IIIс, арматурную проволоку класса **Вр-I**, а также классов **A-I** и **A-II**, **A-III** в качестве продольной рабочей арматуры, когда использование других видов арматуры нецелесообразно. Арматуру класса **A-1** можно применить в качестве монтажной, а также для хомутов вязаных каркасов и поперечных стержней сварных каркасов.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряжённых элементов при длине до 12 м преимущественно применяют сталь классов **Ат-IV**, **Ат-V**, **Ат-VI**. Допускается применять арматуру классов **B-II** и **Вр-II**, арматуру классов **A-IV**, **A-V**, **A-VI**, арматурные канаты.

При длине преднапряжённых элементов свыше 12 м преимущественно применяют высокопрочную арматурную проволоку классов **B-II**, **Вр-II**, арматурные канаты и горячекатаную арматурную сталь класса **A-V**.

1.6.2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА АРМАТУРНЫХ СТАЛЕЙ

Основные физико-механические свойства сталей устанавливают по

диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$, получаемой путём испытания на растяжение стандартных образцов. По характеру диаграмм арматурные стали можно условно разделить на две группы:

1. стали, имеющие площадку текучести;
2. стали, не имеющие площадку текучести.

Стали, имеющие площадку текучести (мягкие стали), обладают физическим пределом текучести до 500 МПа и удлинением после разрыва до 25 % (Рис.1.3.).

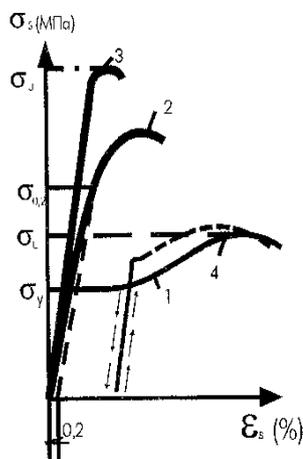


Рис. 1.3. Диаграмма зависимости σ - ϵ для арматурных сталей

Стали высоколегированные и термически упрочнённые характеризуются отсутствием ярко выраженной площадки текучести (твёрдые стали). Для таких сталей установлен предел текучести

$$\sigma_y = \sigma_{0.2},$$

при котором остаточные деформации составляют 0,2% и удлинение до (4-8)%. Кроме того, устанавливается условный предел упругости $\sigma_{0.2}$, при котором остаточные деформации составляют 0,02%. Помимо этого характеристиками диаграмм являются предел прочности

σ_{su} (временное сопротивление) и предельные удлинения при разрыве ϵ_{us} .

В некоторых случаях работы железобетонных элементов необходимо учитывать и другие свойства арматурных сталей: пластичность, свариваемость, реологические свойства, динамическую прочность и т.п.

Пластические свойства. Арматурная сталь должна обладать достаточной пластичностью, которая характеризуется величиной относительного удлинения при испытании на разрыв. Понижение пластических свойств стали может стать причиной хрупкого (внезапного) разрыва арматуры в конструкциях под нагрузкой.

Свариваемость арматурных сталей способствует надёжному соединению элементов с помощью электросварки. Хорошая свариваемость характерна для горячекатаной стали с небольшим содержанием углерода легирующих добавок. Нельзя сваривать термически упрочнённые стали (кроме специальных) и упрочнённые вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Реологические свойства арматурной стали характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть - развитие деформаций при постоянном напряжении. Проявляется ползучесть стали лишь при больших напряжениях и высоких температурах. Более опасна релаксация - уменьшение напряжений во времени при отсутствии деформации. Значительной релаксацией обладают твёрдые стали (упрочнённая вытяжкой проволока, термически упрочнённая сталь, высоколегированная стержневая арматура и т.д.). Релаксация горячекатаных низколегированных арматурных сталей незначительна.

Как показывают опыты, наиболее интенсивно релаксация проявляется в первые часы погружения, но может продолжаться и длительное время. Учёт её важен при расчёте предварительно напряжённых конструкций. Многократно повторяющаяся нагрузка вызывает в арматурной стали усталостные явления, которые могут привести к хрупкому разрушению.

Усталостная прочность, σ_p - предел выносливости зависит от числа повторений нагрузки, коэффициента асимметрии цикла нагружения

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}.$$

С увеличением числа циклов предел выносливости уменьшается.

Динамическая прочность.

При действии на конструкцию нагрузки большой интенсивности и малой продолжительности происходит динамическое упрочнение стали. В условиях высокой скорости деформирования арматурные стали работают упруго при напряжениях, превышающих предел текучести. Происходит запаздывание пластических деформаций. Явление динамического упрочнения характерно для арматуры из мягких сталей. Предел текучести стали при этом повышается на $(30 \div 40)\%$

1.6.3. АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ

Сварные каркасы (Рис. 1.4.) могут быть плоскими и пространственными. Они образуются из продольных и поперечных стержней

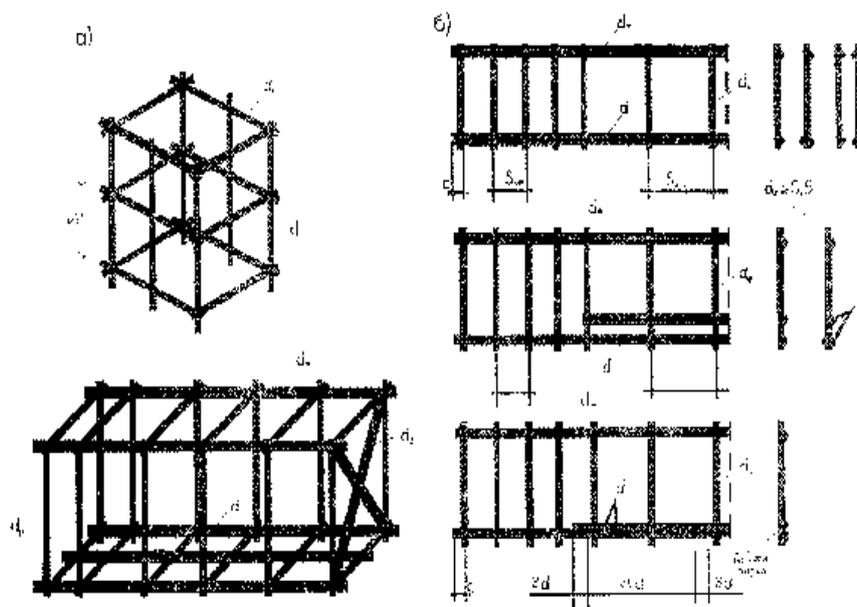


Рис. 1.4. Арматурные изделия:

а - пространственный каркас; б - плоские каркасы

Сварные сетки (Рис. 1.5.) бывают с поперечной или продольной рабочей арматурой, рулонные и плоские. Изготавливаются сетки из обыкновенной арматурной проволоки диаметром 3-5 мм класса **В-I**, **Вр-I** и арматуры класса **А-I**, **А-II**, **А-III** диаметром стержней 6...10мм. Стандартные сетки изготавливаются шириной до 3,8 м и длиной до 9м.

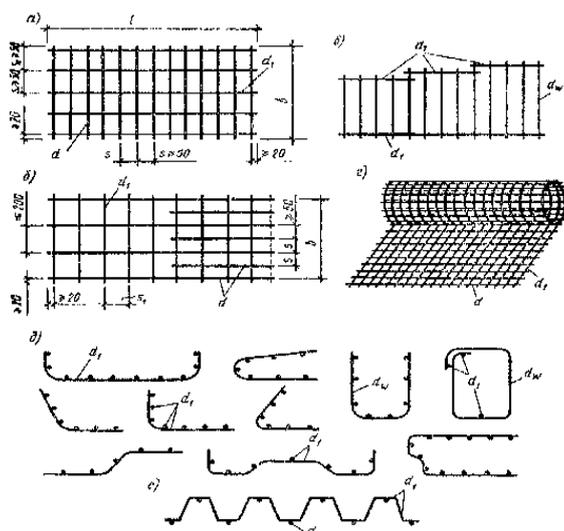


Рис. 1.5. Сварные сетки

Арматурные канаты и пучки.

Для упрощения армирования отдельные проволоки объединяют в канаты и пучки. Канаты изготавливают из 7 и 19 проволок одного диаметра, навивая на центральную прямолинейную проволоку остальные в один или несколько слоев. Диаметр проволоки 2-5 мм. Пучки состоят из параллельных проволок (14, 18, 24 шт.) или канатов и обматываются мягкой проволокой.

1.6.4. СОЕДИНЕНИЕ АРМАТУРЫ

Соединение арматурных стержней, каркасов и сеток осуществляется сваркой или внахлестку.

Для соединения арматурных стержней в заводских условиях применяют контактную стыковую сварку на специальных сварочных машинах.

Для соединения встык при монтаже принимают дуговую ванную сварку в инвентарных формах. При $d > 20$ мм дуговую сварку осуществляют с накладками (Рис. 1.6.)

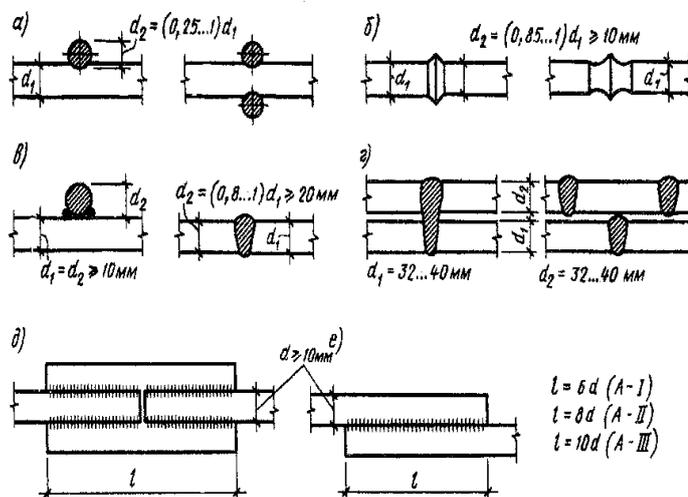


Рис. 1.6. Сварные стыковые соединения арматуры

Стык стержней внахлестку без сварки допускается применять с (перепуском концов стержней на 20... 50 диаметров в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Стыки внахлестку допускаются в растянутых элементах.

Стыки сварных сеток в рабочем направлении можно выполнить внахлестку. В каждой сетке при этом в зоне стыка должно быть расположено не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сетки.

Стыки в нерабочем направлении также выполняются внахлестку. Длину перепуска принимают равной 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм и равной 100 мм при арматуре более 4 мм (Рис.1.7.).

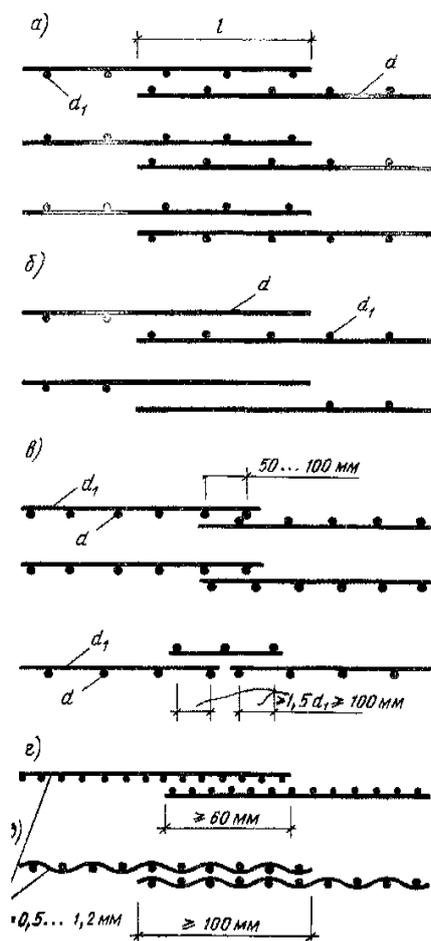


Рис. 1.7. Соединения сварных сеток

1.7. ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1.7.1. Сцепление арматуры с бетоном

Совместная работа арматуры бетона в значительной степени является результатом их надёжного сцепления. Сцепление арматуры с бетоном обеспечиваются в основном тремя факторами:

1. склеиванием металла с бетоном, возникающим благодаря клеящей способности цементного раствора;
2. трением по поверхности арматуры, вызванным давлением бетона вследствие его усадки;
3. механическим зацеплением за бетон выступов и неровностей на поверхности арматуры;

В основном прочность сцепления арматуры с бетоном зависит от механического воздействия. Этот фактор обеспечивает примерно 30% от общего сопротивления, поэтому если применяется арматура гладкая, то её сопротивление скольжения в значительной степени уменьшается.

В зоне сцепления арматуры с бетоном напряжённое состояние носит сложный характер (Рис.1.8.).

При выдёргивании стержня из бетона усилие с арматуры на бетон передаётся через касательные напряжения сцепления τ_c , которые распределяются по длине заделки стержня неравномерно. Сдвигающие напряжения не зависят от длины заделки и заканчиваются на расстоянии l_{an} от места приложения силы.

Среднее значение напряжения сцепления можно определить как частное от деления усилия F в стержне на площадь заделки.

$$\tau_c = \frac{F}{\pi d l_{an}} \quad (1.11)$$

где d - диаметр арматурного стержня. Для гладких стержней $\tau_c = (2,5 \dots 4)$ МПа, для стержней периодического профиля увеличивается до 7 МПа.

Прочность сцепления арматуры с бетоном повышается с увеличением прочности бетона и его возраста, поэтому все факторы положительно влияющие на прочность цементного камня, оказывают положительное влияние и на τ_c .

Выражая продольное усилие через напряжение $\sigma_s = F/A_s$, из формулы (1.11.) получим:

$$\ell_{an} = \frac{F}{\tau_c \cdot \pi d} = \frac{\sigma_s \pi d^2}{4 \cdot \tau_c \pi d} = \frac{\sigma_s d}{4 \tau_c}.$$

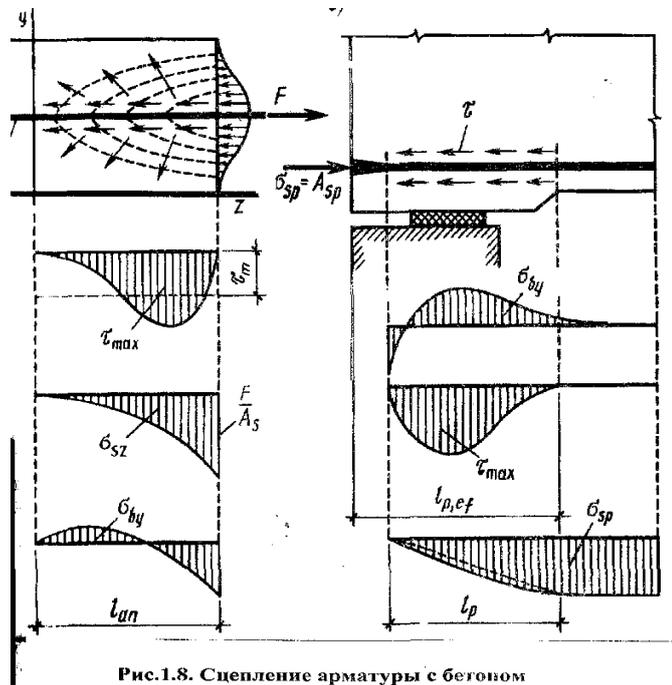


Рис.1.8. Сцепление арматуры с бетоном

Из формулы (1.12.) видно, что длина заделки (зона анкеровки), при которой обеспечивается сцепление, должна быть тем больше, чем выше прочность арматуры и диаметр стержня и может быть уменьшена с увеличением τ_c . Для уменьшения ℓ_{an} следует ограничивать диаметр арматуры, повышать класс бетона и применять арматуру периодического профиля.

1.7.2. Анкеровка арматуры в бетоне

Анкеровка - это закрепление арматуры в бетоне, либо посредством сил сцепления, либо специальными анкерными устройствами.

Анкеровка арматуры периодического профиля обеспечивается в основном за счёт сил сцепления. Анкеровка гладкой арматуры осуществляется с помощью устройства крюков на концах. Анкерами гладких стержней в сварных сетках и каркасах служат стержни поперечного направления.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчётным сопротивлением, на длину зоны анкеровки

ℓ_{an} , определяемую по формуле

$$\ell_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d \geq \lambda_{an} d \quad (1.13)$$

где ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$ и λ_{an} коэффициенты, определяемые по таблице 1.1; R_s - расчётное сопротивление арматуры; R_b - расчётное сопротивление бетона осевому сжатию.

1.7.3. Усадка железобетона

Усадка, как и набухание армированного бетона, меньше, чем неармированного. Объясняется это тем, что арматура вследствие сцепления её с бетоном препятствует свободным усадочным деформациям бетона при твердении на воздухе и набуханию при твердении в воде. Деформация стеснённой усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных напряжений - растягивающих в бетоне, сжимающих в арматуре (Рис.1.9.).

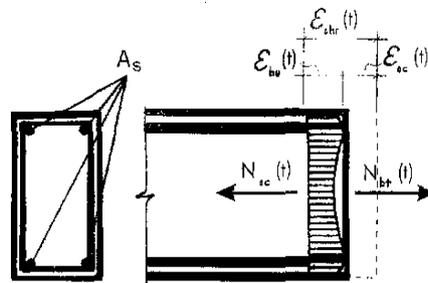


Рис. 1.9. Деформация усадки железобетонного элемента

где ε_{sl} деформация усадки бетона; ε_{bt} - деформация растяжения бетона в железобетонном элементе; ε_{sc} - деформация сжатия арматуры. Деформация свободной усадки бетонного образца может быть представлена в виде суммы деформации растяжения бетона и деформации сжатия арматуры, т.е.

$$\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{bt} + \varepsilon_{sc} \quad (1.14)$$

Средние деформации в бетоне ε_{bt} могут быть найдены с учётом пластических свойств бетона по формуле

$$\varepsilon_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{E_b t} = \frac{\sigma_{bt}}{\nu_t E_b} \quad (1.15)$$

В арматуре развиваются только упругие деформации

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

с учётом этих выражений

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{bt}}{\nu_t E_b} + \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (1.16)$$

из условия равновесия внутренних сил можно записать $N_{sc} = N_{bt}$

$$\text{или } \sigma_s A_s = \sigma_{bt} A_b$$

где - A_s площадь сечения арматуры; A_b - площадь сечения элемента. Отсюда

$$\sigma_s = \sigma_{bt} \frac{A_b}{A_s} = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_1} \quad (1.17)$$

где $\mu_1 = \frac{A_s}{A_b}$ - коэффициент армирования.

Подставим (1.17) в (1.16), получим

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\sigma_{bt}}{\nu_t E_b} + \frac{\sigma_{bt}}{E_s \mu_1} = \frac{\sigma_{bt}}{E_s} \left(\frac{\alpha}{\nu_t} + \frac{1}{\mu_1} \right), \text{ откуда}$$

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{sl} E_s}{\frac{1}{\mu_1} + \frac{\alpha}{\nu_t}} \quad (1.18), \text{ где } \alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

Если растягивающие напряжения в бетоне σ_{bt} (1.18.) превышают его сопротивление на растяжение, то в элементе образуются усадочные трещины. Кроме того, усадочные трещины бетона являются причиной возникновения дополнительных усилий в статических неопределимых системах.

Начальные растягивающие напряжения в бетоне от усадки способствуют более раннему появлению трещин в тех зонах железобетонных элементов.

1.7.4. Ползучесть железобетона

Ползучесть железобетона является следствием ползучести бетона. Арматура препятствует свободным деформациям ползучести бетона. Вследствие этого с течением времени напряжения в бетоне уменьшаются, а в арматуре возрастают.

Процесс перераспределения напряжений интенсивно протекает в первые несколько месяцев действия нагрузки, а затем постепенно. Благодаря сцеплению материалов, в центрально сжатом элементе деформации арматуры и бетона будут одинаковы

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{bc} \text{ или } \frac{\sigma_{sc}}{E_s} = \frac{\sigma_{bc}}{\nu E_b}$$

Отсюда напряжение сжатия в арматуре

$$\sigma_{sc} = \sigma_{bc} \frac{\alpha}{\nu} \quad (1.20)$$

При осевом сжатии элемента с симметричной арматурой условие равновесия внешних и внутренних сил можно записать в виде:

$$N = N_{bc} + N_{sc} = \sigma_{bc} A_b + \sigma_{sc} A_s$$

или с учётом (1.20.)

$$N = \sigma_{bc} A_b + \sigma_{bc} \frac{\alpha}{\nu} A_s = \sigma_{bc} A_b \left(1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_1 \right)$$

Отсюда сжимающие напряжения в бетоне

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{\left(1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_1\right) A_b} \quad (1.21)$$

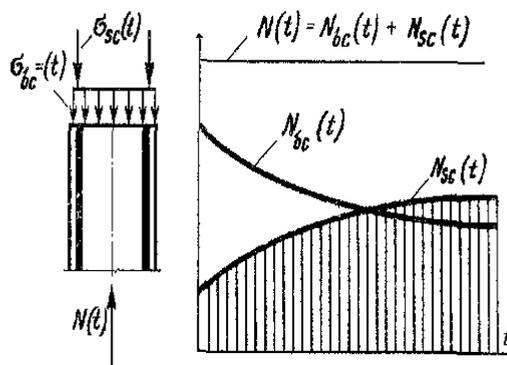


Рис.1.10. Перераспределение усилий между арматурой и бетоном

В этом уравнении коэффициент ν с течением времени уменьшается и при постоянной внешней силе N напряжение в бетоне, согласно формуле (1.21.) снижается, а в арматуре увеличивается. Расчёты и опыт показывают, что при действии на конструкцию эксплуатационных нагрузок, вследствие ползучести бетона, напряжение в арматуре может возрасти в (2...3) раза.

В зависимости от вида железобетонных конструкций ползучесть бетона оказывает различное влияние. В коротких центрально - сжатых элементах ползучесть оказывает положительное влияние, обеспечивая более полное использование прочности бетона арматуры. В гибких сжатых элементах вызывает увеличение начальных эксцентриситетов, что может снизить их несущую способность. В изгибаемых элементах ползучесть приводит к увеличению их прогибов. В предварительно напряжённых конструкциях – к потере предварительного напряжения.

1.7.5. Защитный слой бетона

Для защиты арматуры от внешних воздействий, а также обеспечения совместной работы бетона и арматуры служит защитный слой бетона. Толщину защитного слоя устанавливают на основании опыта эксплуатации и в зависимости от вида и размеров конструкции, диаметра и назначения арматуры и т.п. Однако во всех случаях она быть не менее диаметра рабочей арматуры. В плитах и толщиной до 100 мм- 10 мм; при толщине >100 мм, а также в балках и ребрах с высотой $h < 250$ мм-15 мм; в балках с высотой > 250мм и в колоннах - 20 мм; в сборных фундаментах - 30 мм; для арматуры монолитных фундаментов при наличии бетонной подготовки 30-50 мм, при её отсутствии - 70 мм. Для поперечной и распределительной арматуры

при $t < 250$ мм - 10 мм, при $t > 250$ мм - 15 мм. Расстояние от торца элементов до концов продольной арматуры должно быть (10-20) мм.

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Предварительно напряжёнными называются такие конструкции, у которых до приложения внешней нагрузки создаётся напряженное состояние. В железобетоне создают начальные сжимающие напряжения в тех зонах, которые под воздействием внешних нагрузок будут испытывать растяжение. Предварительное напряжение позволяет существенно уменьшить расход стали за счёт использования арматуры высокой прочности, повысить трещиностойкость, увеличить жёсткость, уменьшить прогибы. Существуют две схемы создания предварительного напряжения в железобетонных конструкциях: а) натяжением арматуры на упоры и б) натяжением арматуры на бетон. При натяжении арматуры на упоры до бетонирования в арматуре создаётся напряжённое состояние растяжения. Затем элемент бетонируют. После приобретения бетоном необходимой прочности R_{bp} арматуру освобождают с упоров. Стремясь восстановить свою первоначальную длину, арматура обжимает бетон.

Натяжение арматуры на бетон применяют при большепролётных конструкциях.

В этом случае сначала изготавливают бетонный элемент, в котором устанавливают каналы и пазы для размещения напрягаемой арматуры. После приобретения бетоном необходимой прочности осуществляют натяжение арматуры. Каналы заполняют цементно-песчаным раствором под давлением (инъецируют).

Натяжение арматуры может быть произведено механическим, электротермическим и электротермомеханическим способами.

При механическом способе натяжение осуществляют с помощью гидравлических домкратов и намоточных машин.

Электротермический способ заключается в том, что арматуру разогревают током до температуры 300-350°C. Затем укладывают в формы и закрепляют. При остывании в ней создаётся напряжённое состояние. После укладки и твердения бетона арматуру освобождают с упоров и, вследствие ее укорочения, происходит обжатие бетона.

Электротермомеханический способ натяжения представляет сочетание механического и электротермического способов, применяемых совместно.

Для создания предварительного напряжения могут быть применены бетоны на специально напрягающих цементах (НЦ). Бетон на таком цементе при твердении увеличивается в объёме и вследствие этого растягивает арматуру, расположенную в нём. Таким образом в бетоне возникают напряжения обжатия.

1.8.1. Анкеровка напрягаемой арматуры

Анкеровка напрягаемой арматуры в бетоне во многих случаях осуществляется за счёт сцепления арматуры с бетоном. При отсутствии или недостаточности сил сцепления анкеровку выполняют с помощью специальных анкерных устройств.

При применении в качестве напрягаемой арматуры высокопрочной проволоки периодического профиля, арматурных стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установка постоянных анкеров не требуется.

Установка анкеров обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном сцеплении.

Длина зоны передачи напряжений ℓ_{pR} , для напрягаемой арматуры без анкеров (т.е. длина зоны самоанкеривания её за счёт сил сцепления с бетоном, Рис.1.11.) определяется по формуле

$$\ell_{pR} = \left(\omega_p \frac{\sigma_s}{R_{bp}} + \Delta\lambda \right) d \quad (1.22) \quad \text{где } \sigma_s \text{ напряжения, принимаемые равными}$$

большемому из значений R_s и σ_{sp} с учётом потерь; ω_p , $\Delta\lambda_p$ - коэффициенты, определяемые по таблице 1.2; R_{bp} - передаточная прочность бетона.

Таблица 1.2

Класс арматуры	d. мм.	%	Д% _{ор}
Стержневая арматура периодического профиля независимо от класса	независимо от диаметра	0.25	10
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-2	5	1.4	40
	4	1,4	50
	3	5,4	60
Арматурные канаты класса К-7	15	1,00	25
	12	1,10	25
	9	1,25	30
	6	1,40	40
К-19	14	1.00	25

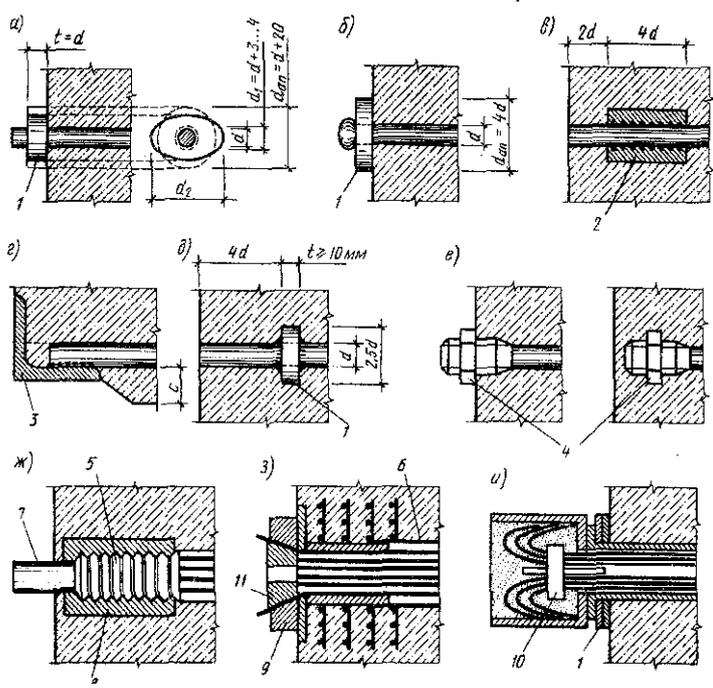


Рис.1.11. Виды анкеров

Тип анкера выбирают, исходя из производственных возможностей и вида арматуры.

Для стержневой арматуры периодического профиля рекомендуется применять анкеры в виде высаженных головок, обжатых шайб, приваренных коротышей (Рис. 1.11.).

Проволочные канаты, пучки и пакеты натягиваются усилиями большой величины. Для анкеровки таких арматурных изделий применяют специальные анкеры (Рис. 1.11).

1.8.2. Предварительные напряжения в арматуре и бетоне

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре не должно быть слишком низким, иначе эффект предварительного напряжения будет утрачен с течением времени, вследствие потерь этого напряжения. С другой стороны, величина предварительного напряжения не должна быть слишком высокой в связи с опасностью обрыва при натяжении или развития недопустимых неупругих деформаций.

В связи с этим рекомендуется назначать предварительное напряжение в следующих пределах:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s.ser.} \text{ и } \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s.ser.}$$

p - допустимое отклонение, принимаемое при механическом способе натяжения $p = 0,005\sigma_{sp}$,

Возможные отклонения от заданного значения предварительного напряжения учитываются с помощью коэффициента точности натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} \quad (1.23)$$

$$\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1 \quad (1.24)$$

знак плюс принимается при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения; знак минус - при благоприятном; n_p - число напрягаемых стержней в сечении элемента.

Передачную прочность бетона к моменту обжатия R_{bp} устанавливают так, чтобы не создавался слишком высокий уровень напряжения $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$, сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения.

Рекомендуется принимать R_{bp} не менее 11 МПа, при стержневой арматуре класса Ат-VI и арматурных канатах - не менее 15,5 МПа, не менее 50% прочности бетона.

1.8.3. Усилие предварительного обжатия бетона

Усилие предварительного обжатия P_0 необходимо при определении напряжений в бетоне, а также при расчёте по образованию трещин и эксцентриситет приложения указанного усилия e_{0p} относительно центра тяжести приведённого сечения (Рис. 1.12.):

$$P_0 = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} + \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \quad (1.25)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} \gamma_{sp} + \sigma'_s A'_s \gamma'_s - \sigma'_{sp} A'_{sp} \gamma'_{sp} + \sigma_s A_s \gamma_s}{P_0},$$

где σ_s и σ'_s - напряжения в ненапрягаемой арматуре, вызванные усадкой и ползучестью бетона.

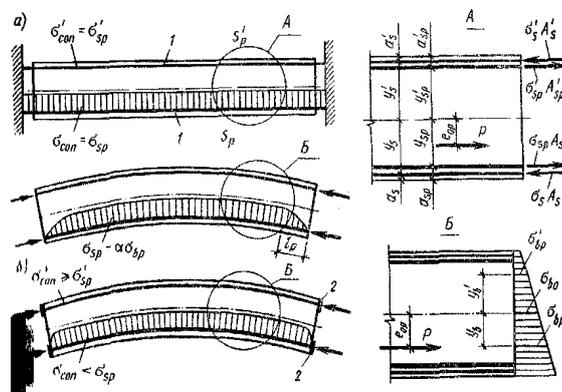


Рис.1.12. Схема усилий предварительного напряжения арматуры

Предварительно сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_s

и σ'_s принимают равными: в стадии изготовления потерям напряжений от быстроснатекающей ползучести $\sigma_s = \sigma_6$ в стадии возведения и эксплуатации - сумме потерь напряжений от ползучести и усадки бетона

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$$

Предварительные напряжения σ_s и σ'_s принимают: в стадии изготовления с учётом первых потерь; в стадии возведения и эксплуатации - с учётом первых и вторых потерь.

1.8.4. Напряжения в бетоне

Напряжение в бетоне в рассматриваемом сечении характеризуют свойство упругих материалов по формулам сопротивления материалов. При этом усилие предварительного обжатия рассматривают как внешнюю силу.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 e_{0p} y}{J_{red}}$$

Поскольку бетон и арматура имеют разные физико-механические свойства, в расчётах используют приведённые поперечные сечения с учётом ослаблений, в которых площадь сечения арматуры заменяют эквивалентной площадью сечения бетона. Приведение выполняют, исходя из равенства деформации арматуры и бетона с помощью отношения модулей упругости

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

Геометрические характеристики приведённого сечения:

$$A_{red} = A_b + \alpha_s A_s + \alpha_s A'_s + \alpha_s A_{sp} + \alpha_s A'_{sp} \quad (1.27)$$

Статический момент площади приведённого сечения относительно растянутой грани.

$$S_{red} = S_b + \alpha_s A_s a_s + \alpha_s A'_s (h - a'_s) + \alpha_s A_{sp} a_{sp} + \alpha_s A'_{sp} (-a'_{sp}) \quad (1.28)$$

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до растянутой грани

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad (1.29)$$

Момент инерции приведённого сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведённого сечения

$$J_{red} = J_b + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha_s A'_s y'^2_s + \alpha_s A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s A'_{sp} y'^2_{sp} \quad (1.30)$$

Расстояние до верхней и нижней границы ядра сечения от центра тяжести приведённого сечения составляют;

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}; r' = \frac{W'_{red}}{A_{red}} \quad (1.31)$$

$$\text{где } W_{red} = \frac{J_{red}}{y} \quad (1.32)$$

ГЛАВА 2 2.1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Любой расчет производится с целью предотвращения входа конструкции в предельное состояние. Под предельным состоянием (отказом) понимается такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям, т.е. теряет способность сопротивляться внешним воздействиям, получает недопустимые перемещения, недопустимую ширину раскрытия трещин и т.п. Причем отказ трактуется как случайное событие.

Обязательным во всех случаях и для любых конструкций независимо от метода расчета является условие прочности

$$\begin{array}{ccc} M & & M \\ N \leq R & (2.1) & \text{или} & Z \leq R - N. & (2.2) \\ Q & & & Q \end{array}$$

где M, N, Q - внешние воздействия (нагрузка, усилие в элементе, усилие в одном из сечений и т.п.);

R - сопротивление или несущая способность конструкции, одного сечения, элемента и т.п., измеряемая в тех же единицах, что M, N, Q ;

Z - интервал безопасности, резерв прочности, в общем случае -случайная композиционная функция.

Величины Z, R и M, N, Q изменчивые, случайные и, вообще говоря, для них не существует абсолютно точных пределов изменения. Можно лишь выдвигать требование, чтобы в течение срока службы сооружения условие (2.1.) выполнялось с какой-то наперед заданной вероятностью, достаточно близкой к единице.

Таким образом, можно говорить лишь о вероятностной трактовке инженерных расчетов.

Вероятностные методы открывают широкие возможности для теоретического обоснования существующих методов расчета, а также для разработки новых, еще более прогрессивных методов.

2.1.2. Принцип расчета железобетонных конструкций

Надежность железобетонных элементов может быть оценена при наличии статистической информации об изменении прочностных и конструктивных параметров и параметров внешних воздействий, происходящих во времени. Так как информация об изменениях во времени отсутствует, целесообразно ввести понятие начальной надежности, под которой понимается вероятность безотказной работы железобетонной конструкции в начальный период работы.

В этом случае исключается из расчетов фактор времени.

При решении практических задач возможны два случая. Первый - когда известны характеристики распределения внешних воздействий и внутреннего сопротивления. Второй — когда известны характеристики распределения только внутреннего сопротивления.

Рассмотрим вначале первый случай. В этом случае целесообразно расчеты статистической модели строить на основе функции

$$Z = R - \begin{Bmatrix} M \\ N \\ Q \end{Bmatrix}$$

где R - несущая способность железобетонной конструкции;
 M, N, Q - внешнее воздействие.

$$\text{Равенство } Z = R - \begin{Bmatrix} M \\ N \\ Q \end{Bmatrix}$$

может выражать условие надежности по любому состоянию, поэтому R может характеризовать несущую способность, деформативность, трещиностойкость, а M, N, Q - любое внешнее воздействие.

Вероятность ненаступления какого-либо из предельных состояний является показателем надежности железобетонных конструкций, вероятность безотказной работы, а вероятность наступления - отказом.

2.1.3. Практический метод расчета железобетонных элементов

При отсутствии сведений о характеристиках распределений нагрузок можно за критерий вероятности отказа или безотказной работы выбрать нагрузку, вызывающую в сечении расчетные усилия и которую можно определить по расчетным характеристикам материала.

Начальная надежность определяется для проектного решения и для реальной конструкции.

Проектная начальная надежность железобетонной конструкции зависит лишь от принятых в СНиПе статистических характеристик прочности бетона и арматуры.

Фактическая надежность реальной конструкции зависит от значительно большего количества факторов, таких как изменчивость геометрических размеров, положения арматуры в сечении, прочностных параметров бетона и арматуры и т.п. Чем больше изменчивость этих параметров, тем ниже надежность и наоборот.

Для определения надежности железобетонной конструкции необходимо знать характеристики распределения свойств конструкции.

Идеальным решением этого вопроса было бы получение сведений по результатам многочисленных опытов одного и того же типа конструкций, проведенных в совершенно одинаковых условиях.

Однако такие сведения получить очень трудно, так как массовые испытания одного вида конструкций экономически невыгодны.

Поэтому вопрос об определении статистических характеристик, распределений свойств железобетонной конструкции целесообразно решать, используя методы теории вероятностей и математической статистики по изменчивости параметров, входящих в состав данной конструкции.

2.2. МЕТОД РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

2.2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.

Рассмотрим изменение напряженного состояния железобетонного изгибаемого элемента при изменении нагрузки от нуля до момента его разрушения. При этом можно наблюдать три характерные стадии.

Стадия I. (рис.2.3.). При малой нагрузке работает все сечение.

Напряжения в бетоне сжатой и растянутой зон и в арматуре невелики, деформации носят упругий характер, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон - треугольные. По мере увеличения нагрузки в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Конец стадии I наступает тогда, когда удлинение крайних волокон растянутого бетона и его сопротивление достигают предельных величин. При дальнейшем увеличении нагрузки в сечении появляются трещины и элемент переходит в новое качественное состояние.

Напряженное состояние стадии I положено в основу расчета по образованию трещин.

Стадия II. При дальнейшем увеличении нагрузки трещины постепенно раскрываются. Растягивающие усилия в местах трещин воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной. По мере роста напряжений увеличиваются пластические деформации в бетоне сжатой зоны и эпюра нормальных напряжений искривляется.

Эта стадия называется эксплуатационной. По этой стадии производится расчет ширины раскрытия трещин и деформации.

Стадия III (стадия разрушения).

При дальнейшем возрастании нагрузки напряжения в бетоне и арматуре увеличиваются. При достижении в арматуре напряжений предела текучести происходит дальнейшее раскрытие трещин и сокращение высоты сжатой зоны, вследствие чего напряжения в бетоне сжатой зоны достигают значений временного сопротивления сжатию и происходит его разрушение.

Разрушение сечения носит пластический характер, его называют случаем первым.

В элементах с избыточным содержанием арматуры (переармированных) разрушение элемента происходит вследствие раздавливания бетона сжатой зоны, при этом прочностные свойства арматуры используются не полностью, так как напряжения в ней не достигают предела текучести. Такое разрушение носит хрупкий характер.

В стадии III эпюра напряжений в сжатой зоне имеет криволинейный вид, близкий к прямоугольному. Эта стадия, представляющая предельные состояния, положена в основу расчета прочности.

По длине элемента внутренние усилия меняются, вследствие чего сечения испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния. В предварительно напряженных элементах до приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура обжимает сечение. При загрузке внешней нагрузкой сжимающие напряжения постепенно погашаются, становятся равными нулю, затем в этих зонах возникают растягивающие напряжения. В последующем преднапряженный элемент проходит те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и элемент без предварительного напряжения.

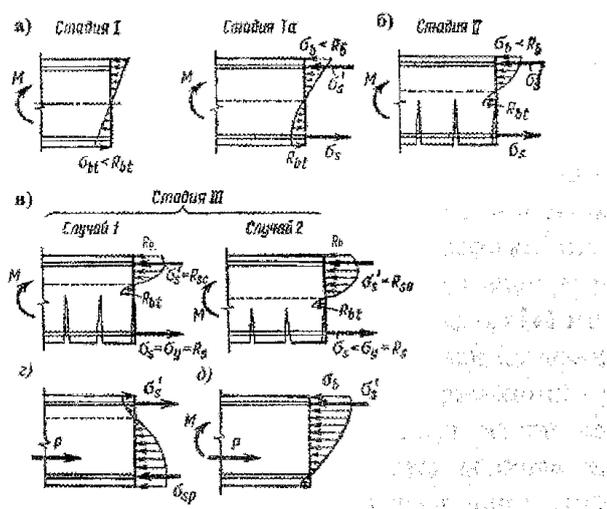


Рис.2.3. Стадии напряженно-деформированного состояния

2.2.2. ГРУППЫ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Предельным называется такое состояние, при котором сооружение (конструкция) перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям, т.е. теряет способность сопротивляться внешним воздействиям и нагрузкам, получает недопустимые перемещения или ширину раскрытия трещин и т.д. По степени опасности нормы устанавливают две группы предельных состояний: первая группа - по несущей способности; вторая группа - по к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы относят хрупкое, вязкое, усталостное или иное разрушение, а также потерю устойчивости формы, потерю устойчивости положения, разрушение от совместного действия силовых факторов и неблагоприятных условий окружающей среды. Предельные состояния второй группы характеризуются образованием и чрезмерным раскрытием трещин, чрезмерными прогибами, углами поворота, амплитудами колебаний.

Расчет по первой группе предельных состояний является основным и обязательным во всех случаях.

Расчет по второй группе предельных состояний производится для тех конструкций, которые теряют свои эксплуатационные качества вследствие наступления вышеперечисленных причин.

Задачей расчета по предельным состояниям является обеспечение требуемой гарантии того, что за время эксплуатации сооружения или конструкции не наступит ни одно из предельных состояний.

Переход конструкции в то или иное предельное состояние зависит от многих факторов, наиболее важными из которых являются:

1. внешние нагрузки и воздействия;
2. механические характеристики бетона и арматуры;
3. условия работы материалов и конструкции.

Каждый фактор характеризуется изменчивостью в процессе эксплуатации, причем изменчивость каждого фактора в отдельности не зависит от остальных и является процессом случайным. Так нагрузки и воздействия могут отличаться от заданной вероятности превышения средних значений, а механические характеристики материалов - от заданной вероятности снижения средних значений.

В расчетах по предельным состояниям учитывают статистическую изменчивость нагрузок и прочностных характеристик материалов, а также различные неблагоприятные или благоприятные условия работы.

2.2.3. Нагрузки

Нагрузки делятся на постоянные и временные. Временные, в зависимости от продолжительности действия, подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К постоянным нагрузкам относятся вес несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта, усилие предварительного обжатия.

К длительным временным нагрузкам относят вес стационарного оборудования на перекрытиях; давление газов, жидкостей, сыпучих тел в емкостях; нагрузки в складских помещениях; длительные температурные технологические воздействия, часть полезной нагрузки жилых и общественных зданий, от 30 до 60% веса снега, часть нагрузок мостовых кранов и т.д.

Кратковременными нагрузками или временными нагрузками непродолжительного действия считаются: вес людей, материалов в зонах обслуживания и ремонта; часть нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже; нагрузки от подвесных и мостовых кранов; снеговые и ветровые нагрузки.

Особые нагрузки возникают при сейсмических, взрывных и аварийных воздействиях.

Различают две группы нагрузок - нормативные и расчетные.

Нормативными называют такие нагрузки, которые не могут быть превышены при нормальной эксплуатации.

Нормативные нагрузки устанавливаются на основе опыта проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

Принимаются они по нормам с учетом заданной вероятности превышения средних значений. Величины постоянных нагрузок определяют по проектным значениям геометрических параметров и средним величинам плотности материалов.

Нормативные временные нагрузки устанавливаются по наибольшим значениям, например, ветровые и снеговые нагрузки - по средним из ежегодных значений для неблагоприятного периода их действия.

Расчетные нагрузки.

Изменчивость нагрузок, в результате которой возникает вероятность превышения их величин, а в отдельных случаях и снижения, по сравнению с нормативными, оценивается введением коэффициента надежности $\gamma_f \geq 1$.

Расчетные нагрузки определяются умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности, т.е.

$$q = q_n \gamma_f \quad (2.38)$$

где q_n - нормативная нагрузка.

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний γ_f принимается, как правило, больше единицы и только в том случае, когда уменьшение нагрузки ухудшает условия работы конструкции, принимают $\gamma_f < 1$.

Расчет конструкции по второй группе предельных состояний производится на расчетные нагрузки с коэффициентом $\gamma_f = 1$, учитывая меньшую опасность их наступления.

Сочетание нагрузок

На сооружение действует одновременно несколько нагрузок. Одновременное достижение их максимальных значений маловероятно. Поэтому расчет производится на различные неблагоприятные сочетания их, с введением коэффициента сочетаний.

Различают два вида сочетаний: основные сочетания, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Если в основное сочетание входит только одна кратковременная нагрузка, коэффициент сочетаний принимается равным единице, при учете двух и более кратковременных нагрузок последние умножаются на 0,9.

При проектировании следует учитывать степень ответственности и капитальности зданий и сооружений.

Учёт осуществляется введением коэффициента надёжности по

назначению γ_n , который принимается в зависимости от класса сооружений. Для сооружений I класса (объекты уникальные и монументальные) $\gamma_n = 1$, для объектов II класса (многоэтажные жилые, общественные, производственные) $\gamma_n = 0,95$. Для сооружений III класса $\gamma_n = 0,9$

2.2.4. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Как уже было отмечено выше, прочностные характеристики бетона обладают изменчивостью. Для оценки изменчивости используются методы теории вероятностей. Если принять изменчивость бетона подчиняющейся закону Гаусса (рис.2.4.), можно найти прочность R_n , которая будет обеспечена с заданной надежностью:

$$R_n = R_m - k\sigma \quad (2.39)$$

где $k\sigma$ - граница области отклонения прочности от среднего значения.

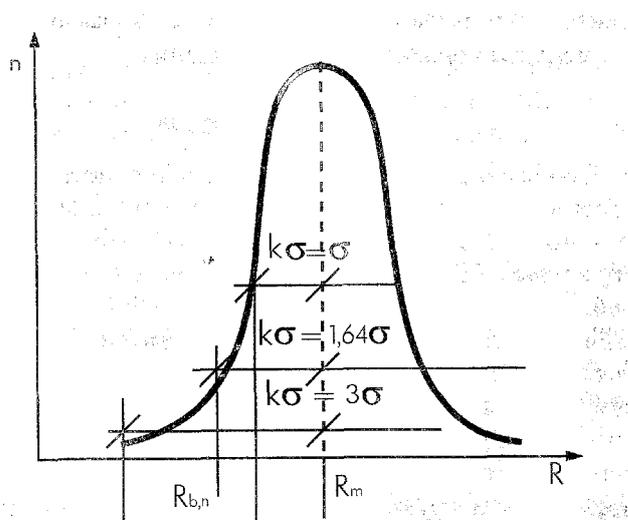


Рис. 2.4. Кривая распределения прочности

При $k = 1$ вероятность отклонения от среднего значения составляет 84%, при $k = 2$ - 97% и при $k = 3$ - 99,9%. Таким образом, при отклонении от среднего значения прочности бетона на 3, вероятность появления случайной величины (прочность бетона) меньше $R_n = R_m - 3\sigma$, составляет одну тысячную процента.

Для практических расчетов класс бетона В или нормативное сопротивление бетонных кубов сжатию контролируется с обеспеченностью 95%, что соответствует значению $k = 1,64$. В этом случае класс бетона

$$B = R_n = R_m - 1,64\sigma \text{ или}$$

$$B = R_m \left(1 - 1,64 \frac{\sigma}{R_m} \right) = R_m (1 - 1,64\nu) \quad (2.40)$$

где $\nu = \frac{\sigma}{R_m}$ коэффициент вариации прочности бетона;

σ - среднеквадратичное отклонение, R_m - среднее значение временного сопротивления бетона сжатию.

Коэффициент вариации бетона - величина переменная. Его нормативное значение приближенно принято нормами, равным 0,135. Таким образом гарантированная прочность заданного нормами класса бетона

$$B = R_m (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,78R_m \quad (2.41)$$

Нормативным сопротивлением бетона осевому сжатию R_{bn} является его призменная прочность с обеспеченностью 95%. С такой же обеспеченностью принимается и нормативное сопротивление бетона осевому растяжению. Значения R_{bn} и R_{bnt} определяются по нормативному сопротивлению кубиковой прочности по формулам

$$R_{bn} = R_{bnt} (1 - 1,64\nu_b) = (0,77 - 0,00125B)B \geq 0,72B ;$$

$$R_{bnt} = R_{btm} (1 - 1,64\nu_{bt}) = 0,5\sqrt{B^2} \cdot k, \quad (2.42)$$

где $k = 0,8$ для бетонов класса В35 и ниже, $k = 0,7$ для бетонов класса В40 и выше.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} определяют делением нормативных значений на коэффициенты надежности бетона при сжатии γ_{bc} или при растяжении γ_{bt} .

Для тяжелого бетона $\gamma_{bc} = 1,3$; $\gamma_{bt} = 1,5$.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ определяются при коэффициентах надежности

$$\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1,$$

т.е. принимаются равными нормативным сопротивлениям за исключением случаев расчета по образованию трещин.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона в необходимых случаях умножаются на коэффициенты условий работы γ_{bi} , учитывающие следующие факторы: длительность действия нагрузки, условия изготовления, характер работы конструкции, способы изготовления и т.п.

2.2.5. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры принимают равными наименьшему контролируемому значению с обеспеченностью 95%: для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и канатов - физическому σ_y или условному $\sigma_{0,2}$ пределу текучести; для обыкновенной арматурной проволоки -- условному пределу текучести

$$\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u.$$

Расчетные сопротивления арматуры определяются по формуле

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} \quad (2.44)$$

где γ_s - коэффициент надежности по арматуре $\gamma_s = 1,05 - 1,2$ при расчете по предельным состояниям первой группы и $\gamma_s = 1$ - второй группы.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям растяжению R_s , но не более 400 МПа.

Если при расчете конструкций учитывается длительность действия нагрузки ($\gamma_{b2} = 0,9$), то допускается принимать: $R_{sc} = 450$ МПа для арматуры классов **A-IV, Ат-IVC**; $R_{sc} = 500$ МПа для арматуры классов **A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI, B-II, Вр-II, К-7, К-19**. При этом должны соблюдаться специальные конструктивные требования по установке поперечной арматуры. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{sc} = 0$.

При расчете конструкций расчетные сопротивления R_s , R_{sw} , R_{sc} следует умножить на коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие возможность неполного использования ее прочностных свойств.

2.2.6. Основные положения расчета

При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, т.е. по несущей способности,

должно выполняться условие

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u \\ N_u \\ Q_u \end{array} \right\} \leq R_u \quad (2.45)$$

где $\left\{ \begin{array}{l} M_u \\ N_u \\ Q_u \end{array} \right\}$ - усилие от расчетных нагрузок; R_u сопротивление (несущая способность) сечения.

Усилие $\left\{ \begin{array}{l} M_u \\ N_u \\ Q_u \end{array} \right\}$ является функцией нормативных нагрузок,

коэффициентов надежности ($\gamma_f; \gamma_n$), коэффициентов сочетания нагрузок, факторов расчетной схемы и др.

Сопротивление R_u является функцией расчетных сопротивлений материалов и коэффициентов условий работы γ_{bi}, γ_{si} , формы и размеров сечения.

Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы состоит в удовлетворении следующих условий:

а) по перемещениям — заключается в том, чтобы прогибы от нормативной нагрузки не превышали предельных значений прогибов f_u , установленных нормами для данного элемента:

$$f \leq f_u \quad (2.46)$$

б) по образованию трещин - усилие от расчетной или нормативной нагрузки должно быть меньше усилия, при котором возникают трещины

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{crc} \\ N_{crc} \end{array} \right\} \leq R_{crc} \quad (2.47)$$

в) по раскрытию трещин - заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры и сравнения ее с предельной шириной раскрытия

$$a_{crc} \leq a_{crc.u.} \quad (2.48)$$

ГЛАВА 3

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

3.1. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Изгибаемые железобетонные элементы применяются в виде плит и балок. Плиты и балки могут быть как самостоятельно работающими конструкциями, так и элементами более сложных конструкций (ребристые перекрытия, элементы каркаса сооружения и т.п.).

Плитами называют плоские конструкции, у которых толщина h мала по сравнению с двумя другими размерами b и l . Балки являются линейными конструкциями, их поперечные размеры b и h значительно меньше пролета l . Плиты и балки бывают однопролетные или многопролетные, а по способу изготовления - сборные или монолитные (рис. 3.1. а, б).

Монолитные плиты обычно выполняют толщиной кратной 10 мм и не менее: для покрытий - 40 мм, для междуэтажных перекрытий гражданских и промышленных зданий соответственно 50 и 60 мм, для покрытий - 70 и 100 мм. Их армируют сварными сетками, которые состоят из рабочих стержней, идущих вдоль пролета, и монтажных стержней перпендикулярного направления.

Рабочую арматуру располагают в растянутых зонах плит для восприятия растягивающих усилий, которые возникают при изгибе плиты. Она размещается в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Поэтому в однопролетных плитах рабочая арматура укладывается понизу (рис. 3.2. а), а в неразрезных плитах в пролетах - понизу, а над промежуточными опорами поверху (рис. 3.2. б).

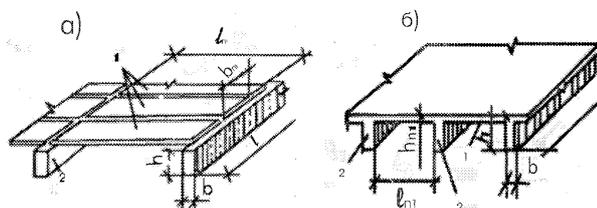


Рис. 3.1. перекрытия из железобетонных элементов:
а-сборное; б-монолитное; 1-плиты; 2-балки

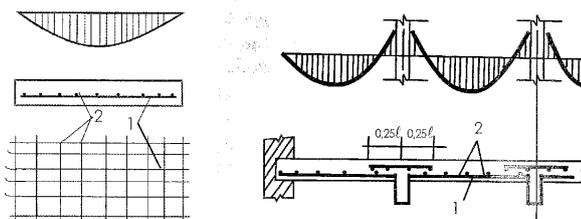


Рис. 3.2. Армирование железобетонных плит:
а - однопролетная; б - многопролетная плиты;
1 - рабочая арматура; 2 - распределительная арматура.

Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры при бетонировании. Кроме того, она воспринимает температурные и усадочные напряжения. При действии сосредоточенных нагрузок монтажная арматура распределяет их воздействие на большую площадь, поэтому ее также называют распределительной.

Рабочие стержни принимают диаметром 3-12 мм, располагая их в средней части пролета с шагом не менее 200 мм, над опорами - 100-200 мм, на остальных участках плиты шаг должен быть не более 400 мм. Монтажные стержни имеют диаметр 3-8 мм, шаг 250-350 мм. Площадь сечения их должна быть не менее 10% сечения рабочей арматуры. Расстояние между рабочими и монтажными стержнями принимают кратными 50 мм.

Обычно плиты армируют сварными стандартными сетками. В некоторых случаях применяют сварные нестандартные сетки, а также вязанные сетки из отдельных стержней (плиты сложной конфигурации в плане с большим числом отверстий и т.д.).

Для рабочей арматуры сварных стандартных сеток при диаметре стержней 3-5 мм используют холоднотянутую проволоку класса **Вр1**, а при диаметре 6-12 мм - горячекатаную сталь класса **А-III**. При армировании плит отдельными стержнями применяют также стали класса **А-I** и **А-II**.

Сборные плиты перекрытий могут быть сплошные, ребристые и многопустотные. Они изготавливаются из тяжелого, легкого и ячеистого бетона. Минимальная толщина плит составляет 25-35 мм. Армируются плиты сварными сетками и сварными каркасами (в ребрах). Толщина защитного слоя, как и в монолитных плитах, не менее 10 мм, а в толстых плитах (толще 100 мм) - не менее 15 мм.

Поперечное сечение железобетонных балок бывает прямоугольным, тавровым, двутавровым, трапециевидным (рис. 3.3.). Наибольшее распространение получили балки прямоугольного и таврового сечений. В зависимости от нагрузки и типа конструкции высота сечения балок h колеблется в пределах от 1/10 до 1/20 части пролета. Ее принимают кратной 50 мм при размерах до 650 мм и кратной 100 мм при больших размерах. Ширину прямоугольных сечений b назначают в пределах $(0,3 \div 0,5) h$. В сборных элементах, для снижения веса, ширина берется наименьшей из условия размещения арматуры с минимальными расстояниями между стержнями и минимальными защитными слоями арматуры так, чтобы можно было выполнить плотную укладку бетона без пустот и каверн.

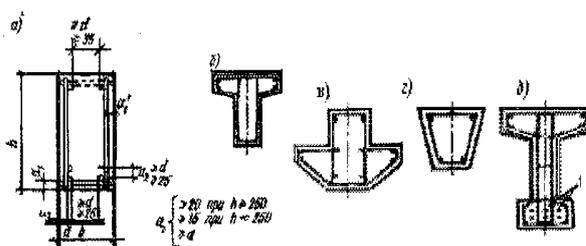


Рис. 3.3.

Рис. 3.3. Формы поперечных сечений железобетонных балок и схемы их армирования:

1 - напрягаемая арматура.

Балки армируют сварными, реже вязаными каркасами. Каркасы состоят из продольных рабочих и монтажных стержней, а также поперечных (иногда наклонных) стержней в сварных каркасах и хомутов (иногда отгибов) в вязаных каркасах.

Продольную рабочую арматуру в балках, как и в плитах, размещают в растянутых зонах в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Для продольного армирования в качестве ненапрягаемой арматуры используют стержни диаметром 12—32 мм. Стержни могут размещаться в один или два ряда по высоте сечения. Площадь сечения продольной рабочей арматуры A_s должна составлять не менее 0,05% площади сечения бетона.

Иногда продольную рабочую арматуру ставят также в сжатой зоне сечения. Это следует делать при недостаточной прочности бетона сжатой зоны, а также при действии в сечении моментов обоих знаков.

Монтажная продольная арматура в балках принимается диаметром 10-12 мм. Она ставится по производственным соображениям - для объединения всех стержней в арматурный каркас, устойчивый при бетонировании.

В поперечных сечениях балок одновременно с изгибающим моментом действуют поперечные силы. Этим вызвана необходимость установки поперечной арматуры (поперечных стержней сварных каркасов или хомутов вязаных каркасов). Количество поперечной арматуры - число стержней в поперечном сечении, их диаметр и шаг в продольном направлении определяются расчетом и конструктивными требованиями.

Наименьший диаметр поперечных стержней сварных каркасов назначается из условия свариваемости с продольной арматурой. Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 6 мм при высоте балок до 800 мм и не менее 8 мм при большей высоте.

По расчетно-конструктивным требованиям расстояние между поперечными стержнями (или хомутами) в продольном направлении в элементах без отгибов должно быть: в балках высотой до 450 мм - не более $h/2$ и не более 150 мм; в балках высотой более 450 мм - не более $h/3$ и не более 500 мм.

Такое требование предъявляется к опорным участкам балки длиной, равной $1/4$ пролета при равномерно распределенной нагрузке. В остальной части пролета расстояние между поперечными стержнями (хомутами) принимается равным не более $3/4 h$ и не более 500 мм.

В балках шириной 150 мм и более устанавливают два и более каркасов; при ширине менее 150 мм допускается установка одного плоского каркаса.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные путем приварки поперечных стержней диаметром 5-6 мм через 14-1,5 м. При армировании вязаными каркасами хомуты в балках прямоугольного сечения выполняют замкнутыми (рис. 3.4.);

в монолитных балках таврового сечения, связанных с обеих сторон монолитной плитой, хомуты могут быть открытыми. В балках шириной более 350 мм устанавливают многоветвевые хомуты.

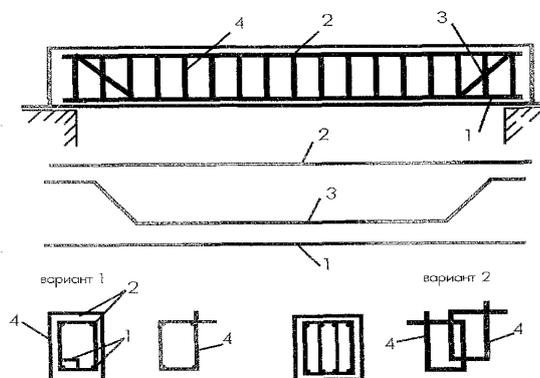


Рис. 3.4. Армирование железобетонных балок вязаными каркасами:
 1 - продольные рабочие стержни; 2 - продольные монтажные стержни; 3 - рабочие стержни с отгибами; 4 - хомуты.

Поперечные стержни (хомуты) в балках высотой более 150 мм ставят даже в том случае, если они не требуются по расчету; при высоте сечения менее 150 мм поперечную арматуру можно не использовать, если удовлетворяются требования расчета. Если высота балок более 700 мм, то у боковых граней ставят продольные стержни на расстояниях по высоте не более чем 400 мм. Эти стержни вместе с поперечной арматурой воспринимают усилия от усадки бетона, температурных деформаций, кроме того, они сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок.

Характерными сечениями предварительно напряженных балок являются тавровые и двутавровые. Здесь предварительно напряженная арматура размещается в соответствии с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил, при этом она не входит в состав каркасов.

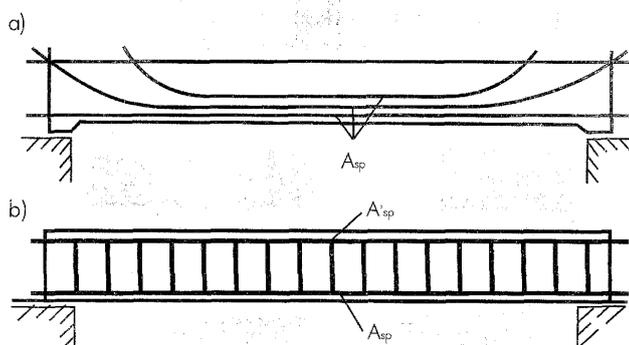


Рис.3.5. Схемы армирования предварительно напряженных балок
 а — криволинейной напрягаемой арматурой; б — прямолинейной напрягаемой арматурой.

Если однопролетная балка имеет небольшую высоту, то предварительно напряженную арматуру располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 3.5.6). Кроме арматуры A_{sp} иногда ставят также арматуру A'_{sp} у противоположной грани балки в количестве $(0,15-0,25)A_{sp}$. В балках большой высоты части напрягаемой арматуры располагают прямолинейно в растянутой зоне, а часть отгибают кверху (рис. 3.5.a). Такое армирование снижает величину растягивающих напряжений в верхней зоне бетона вблизи опор и улучшает работу балки на главные растягивающие напряжения.

В предварительно напряженных элементах, кроме напрягаемой, устанавливают также ненапрягаемую арматуру (рабочую и монтажную), располагая ее ближе к поверхности балки таким образом, чтобы поперечная арматура (хомуты) могла охватить всю продольную арматуру (рис.3.6.).

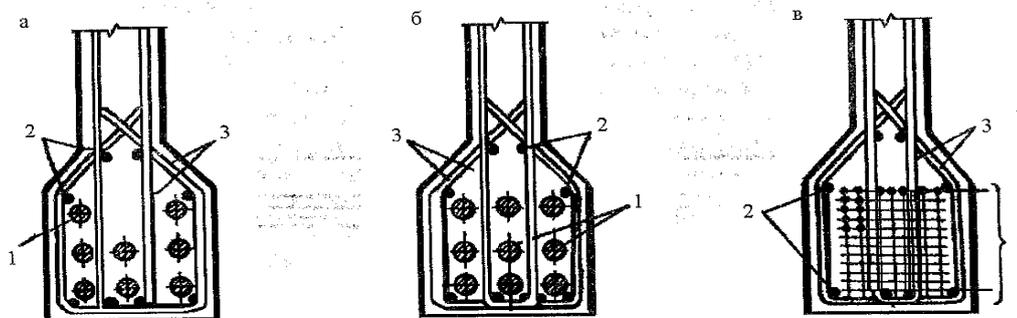


Рис.3.6. Размещение напрягаемой арматуры в растянутой зоне балок
а - армирование стержнями периодического профиля; б - армирование канатами или пучками; в - армирование высокопрочной проволокой;
1 - напрягаемая арматура; 2 - продольная ненапрягаемая арматура;
3 - поперечная арматура

Для предварительно напряженных балок особое значение приобретает конструирование приопорных участков. Именно здесь возникают большие местные напряжения в результате передачи значительных усилий обжатия с арматуры на бетон. Чтобы ограничить раскрытие трещин в торцевой части балки, а также обеспечить надежную анкеровку напряженной арматуры, производят местное усиление ее концевых участков с помощью дополнительных сеток и хомутов, охватывающих все продольные стержни. Последние располагаются на участке не менее

$$0,6l_p$$

(l_p определяется по формуле 3.1 [6] с шагом $50 \div 100$ мм).

3.2. О НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям производится по стадии III напряженно-деформированного состояния. В этой стадии как в предварительно напряженном, так и в обычном элементе характер разрушения может быть двояким. Это связано с количеством арматуры и ее механическими свойствами. Если количество арматуры не превышает некоторой определенной величины, то разрушение элемента начинается с текучести растянутой арматуры; при этом в сечении образуется «пластический шарнир», трещины раскрываются, прогибы резко нарастают и происходит раздавливание бетона сжатой зоны. Если количество арматуры больше определенной величины («переармированная» балка), то разрушение начинается со сжатой зоны бетона. При этом напряжения в растянутой арматуре не достигают предельных значений, т.е. прочность арматуры используется не полностью.

В соответствии с этими причинами разрушения различают два случая расчета изгибаемых элементов по нормальным сечениям:

случай I - напряжение в бетоне и растянутой арматуре достигают своих предельных значений R_b и R_s ; случай 2 - напряжение в сжатом бетоне достигает предельного значения сопротивления сжатию R_b , в растянутой арматуре действует напряжение $\sigma_s < R_s$.

При расчете нормальных сечений используются такие величины, как высота сжатой зоны x и рабочая высота сечения h_0 (т.е. полная высота сечения h за вычетом расстояния a от растянутой грани балки до равнодействующей усилий в арматуре). Отношение $\xi = x/h_0$ называется относительной высотой сжатой зоны бетона.

Граница между случаями 1 и 2 устанавливается в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ . Если: $\xi \leq \xi_R$, то имеет место случай 1, если $\xi > \xi_R$, то имеет место случай 2 где ξ_R - граничное значение относительной высоты сжатой зоны, которое определяется по эмпирической формуле

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (3.1)$$

Здесь σ_{sr} - напряжение в арматуре. Для ненапряженной арматуры классов А-I, А-II, А-III, Вр-I, $\sigma_{sr} = R_s$; для предварительно напряженной арматуры классов А-IV и выше $\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$, где $\Delta\sigma_{sp}$ - коэффициент, зависящий от класса арматуры и способов натяжения.

Для арматуры классов **ВП, Вр-П, К-7, К-19** $\Delta\sigma_{SP} = R_s + 400 - \sigma_{SP}$ []; $\sigma_{sc,u}$ - предельное напряжение в сжатой арматуре, равное 400 МПа при $\gamma_{b2} \geq 1$, $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} < 1$;
 ω - характеристика деформативных свойств сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b, \quad (3.2)$$

где $\alpha = 0,85$ для тяжёлого бетона; $\alpha = 0,8$ для мелкозернистого и лёгкого бетона.

Из (3.1.) видно, что граничная относительная высота сжатой зоны бетона зависит от свойств материалов (R_b, R_s). Именно она определяет, по какому расчётному случаю работает конкретное сечение железобетонного элемента. Необходимо отметить, что при проектировании сечений основным является расчёт по случаю 1, поскольку во втором случае не полностью используется прочность арматуры. Такие сечения стараются не проектировать. Величина ξ при оптимальном армировании изменяется в пределах:

для балок $\xi = 0,3 \div 0,4$; для плит $\xi = 0,1 \div 0,2$.

3.3. РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ С ОДИНОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

Для расчёта прочности сечений используют три уравнения: равенство нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента ($\sum x = 0$) и суммы моментов внутренних усилий относительно центра тяжести растянутой арматуры ($\sum M_A = 0$) и центра тяжести сжатой зоны бетона ($\sum M_B = 0$).

Эпюра напряжений в бетоне по всей высоте сжатой зоны принимается прямоугольной. Внутренние усилия в предельном состоянии равны:

$N_s = \sigma_s A_s$ в растянутой арматуре и $N_b = R_b \cdot bx$ - в бетоне сжатой зоны.

M - максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки (рис. 3.7.).

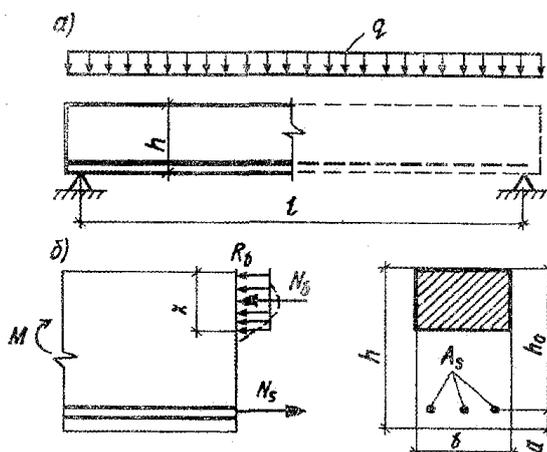


Рис. 3.7. Расчётная схема изгибаемого элемента с одиночной арматурой

Рассмотрим 1-ый случай ($\xi \leq \xi_k$), т.е. $\sigma_s = R_s$. Условие прочности в этом случае имеет вид

$$M \leq R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3.3)$$

или

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3.4)$$

где h_0 - рабочая высота сечения $h_0 = h - a$; a - расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани. В плитах $a = 1,5-2$ см, в балках при расположении арматуры в один ряд $a = 3-4$ см; x - высота сжатой зоны бетона, которая определяется из условия:

$$\sum X = 0, \\ R_b A_s = R_b b x \quad (3.5)$$

$$\text{Откуда } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (3.6)$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_b A_s}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b} \quad (3.7)$$

Здесь $\mu = \frac{A_s}{b h_0}$ - коэффициент армирования или μ_1 , - процент армирования,

$$\text{равный } \mu_1 = \mu \cdot 100\% = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\%$$

Для упрощения вычислений в практических расчётах, формулы (3.3.) и (3.4.) преобразуют, вводя параметры α_m и ζ .

Подставляя в них $x = \xi h_0$, и переходя от неравенств к равенствам, получим

$$M = R_b b h_0^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (3.8)$$

$$M = R_s A_s h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = R_s A_s h_0 \cdot \zeta \quad (3.9)$$

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

Из формулы (3.8.) имеем $h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}$ (3.10)

Из формулы (3.9.) $A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta}$ (3.11)

Полученные формулы справедливы при

$$\alpha_m = \zeta \left(1 - \frac{\zeta}{2}\right) \leq \alpha_R = \zeta_R \left(1 - \frac{\zeta_R}{2}\right) \quad (3.12)$$

Все величины: ξ, α_m, ζ связаны друг с другом; зная одну из них, можно по табл.3.1. найти любую другую.

Рассмотрим 2-ой случай

$$(\xi > \xi_R), \text{ т.е. } \sigma_s \neq R_s.$$

В этом случае элементы из бетона класса **В30** и ниже с ненапрягаемой арматурой классов **А-I, А-II, А-III, Вр - I** разрешается рассчитывать по формулам случая 1, подставляя в них значение

$$x = \xi_R h_0$$

Практически при расчёте прямоугольных сечений с одиночной арматурой могут встретиться три типа задач.

3.1. Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$\zeta = 2z_v/h_0$	a_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = 2z_v/h_0$	a_m
0,01	0,995	0,1	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,2	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,3	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,39	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,95	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,9	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,1	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,6	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,225	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Задача типа 1 (проверка или определение несущей способности сечения). При этом из (3.6.) определяют значение x и подставляют его в (3.3.) или (3.4.).

Задача типа 2 (определение площади сечения растянутой арматуры A_s).

Из уравнения (3.8.) находят коэффициент a_m .

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

затем по табл. 3.1. определяют ξ и ζ , проверяя при этом условие $\xi \leq \xi_R$; тогда площадь сечения растянутой арматуры из уравнения (3.11.)

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \cdot \zeta}$$

Задача типа 3 (подбор размеров поперечного сечения элемента $b \times h$ и площади сечения арматуры A_s).

Задаются шириной сечения элемента b , а также оптимальным значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ , по которому по табл.3.1.

определяют коэффициент a_m

Из формулы (3.10.) находят

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}$$

затем полную высоту $h = h_0 + a$ и по ней устанавливают унифицированный размер сечения. Площадь сечения арматуры A_s определяют так же, как и в задаче типа 2.

3.4. РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ

В сечениях с двойной арматурой рабочая арматура ставится как в растянутой, так и в сжатой зоне бетона. Необходимо отметить, что сечения с двойной арматурой являются неэкономичными. Они применяются тогда, когда сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона (если по эксплуатационным или эстетическим требованиям высота сечения ограничена), т.е. разрушение элемента происходит по случаю 2, либо когда элемент подвергается действию знакопеременных моментов.

Схема расчётных усилий, а также эпюра напряжений в поперечном сечении показаны на рис. 3.8. Здесь к усилию в сжатом бетоне $R_b b x$ добавляется усилие в сжатой арматуре $R_{sc} A'_s$, которое прикладывается на расстоянии a' от сжатой грани.

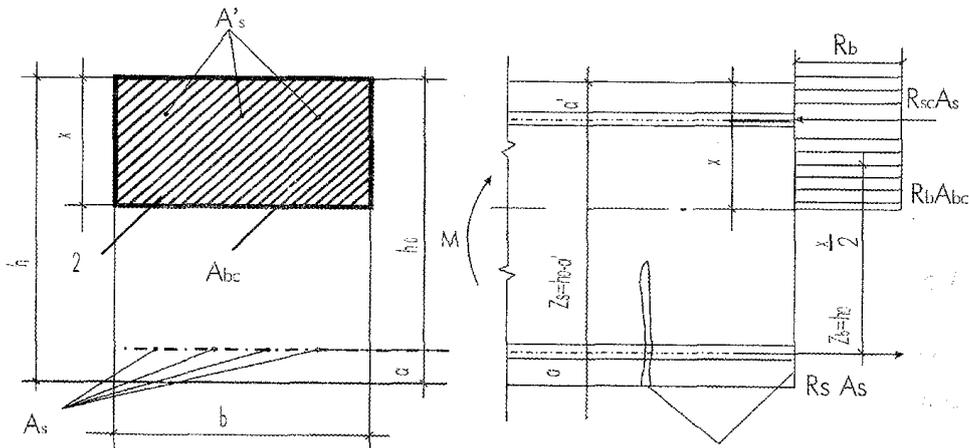


Рис. 3.8. Расчётная схема изгибаемого элемента с двойной арматурой

Условие прочности имеет вид

$$M \leq R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.13)$$

а уравнение проекций всех сил на продольную ось элемента

$$R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s \quad (3.14)$$

Вводя параметры α_m, ξ, ζ , аналогично тому как это мы делали в § 3.3, перепишем (3.13.) и (3.14.) в виде

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.13 \text{ a})$$

$$R_s A_s = R_b \xi h_0 + R_{sc} A'_s \quad (3.14 \text{ a})$$

При этом имеется в виду соблюдение условия $x \leq \xi_R h_0$. Если же при одиночной арматуре получится, что $x > \xi_R h_0$, то в сжатой зоне бетона необходимо по расчёту поставить также сжатую арматуру.

В этом случае для бетона класса **В30** и ниже, а также арматуры класса не выше **A-III** расчёт можно производить по формуле (3.13 a), если вместо α_m подставить α_R

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.15)$$

В этой формуле α_R определяют для значения $\xi = \xi_R$, которое вычисляется по формуле (3.1). При расчёте сечений с двойной арматурой возможны задачи трёх типов.

Задача типа 1 (проверка несущей способности сечения). При всех известных данных сначала вычисляют высоту сжатой зоны из уравнения (3.14), а затем проверяют условие (3.13).

Задача типа 2 (определение площади сечения сжатой A'_s и растянутой A_s арматуры). Сначала определяют α_m как для сечения с одиночной арматурой

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

Затем находят предельную высоту сжатой зоны ξ_R и по табл.3.1.

соответствующее значение α_R . Если условие $\alpha_m < \alpha_R$ не выполняется, то тогда необходимо установить по расчёту кроме растянутой арматуры сжатую арматуру. Из уравнения (3.13 а) определяют

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

а из уравнения (3.14 а)

$$A_s = \frac{R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s}$$

Задача типа 3 (определение площади сечения растянутой арматуры A_s , если известна площадь сечения сжатой арматуры A'_s).

Из уравнения (3.13а) находят $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2}$

Проверяют условие $\alpha_m < \alpha_R$. Таким образом, если $\alpha_m < \alpha_R$ или $\xi < \xi_R$, то имеет место случай 1, т.е. заданного количества арматуры A_s достаточно. Тогда из уравнения (3.14, а) площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b \xi h_0}{R_s}$$

3.5. РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ

Такие сечения часто встречаются на практике либо в виде отдельных балок, либо в составе монолитных ребристых или сборных перекрытий (рис. 3.9.).

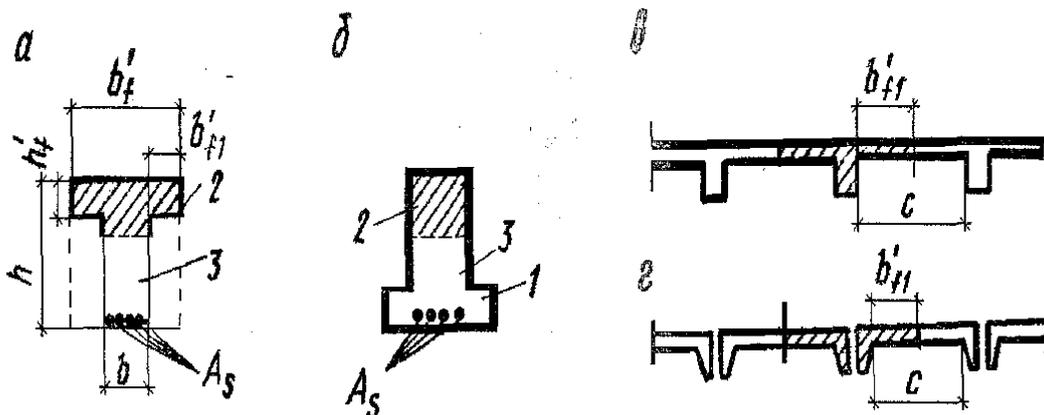


Рис. 3.9. Тавровые сечения

а - балка с полкой в сжатой зоне; б - то же в растянутой зоне;

в - тавровое сечение в составе монолитного перекрытия;

г - то же в составе сборного перекрытия;

1 - полка; 2 - сжатая зона; 3 - ребро.

Тавровые сечения с полкой в сжатой зоне в принципе выгоднее прямоугольных за счёт того, что сжатая зона бетона увеличивается, а растянутая зона практически неработающего бетона сокращается. Если полка таврового сечения находится в растянутой зоне, то она не увеличивает прочности элемента, однако иногда по конструктивным требованиям могут использоваться и такие сечения. Тавровые сечения, как правило, имеют одиночное армирование. Ширина свесов полки, которая учитывается в расчёте, ограничивается, поскольку участки полки, отдалённые от ребра, вовлекаются в работу меньше. Поэтому она принимается не более половины расстояния в свету между соседними ребрами и не более $1/6$ пролёта рассчитываемого элемента, а в элементах с толщиной полки $h_f > 0,1h$ при отсутствии поперечных рёбер или с ребрами при расстоянии между ними более размера между продольными рёбрами, вводимая в расчёт ширина каждого свеса не должна превышать $6h'_f$.

При консольных свесах полки (для отдельных балок) указанные ограничения таковы: при $h_f > 0,1h$ - не более $6h'_f$, при $h'_f \leq 0,1h$ - не более $3h'_f$; при $h'_f < 0,05h$ сечение рассматривается как прямоугольное, т.е. свесы вообще не учитывают.

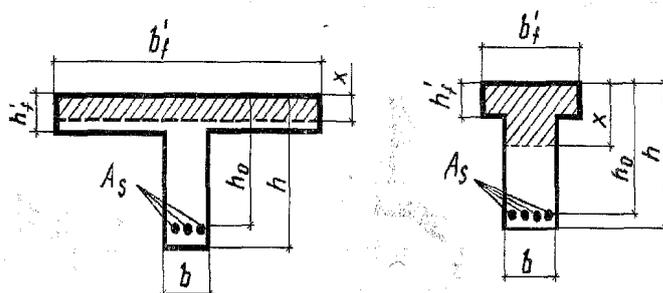


Рис. 3.10. Два расчетных случая тавровых сечений; расположение границы сжатой зоны в пределах полки и ниже полки

При расчёте тавровых сечений могут возникнуть два основных расчётных случая: нейтральная ось проходит в полке и нейтральная ось проходит в ребре (рис. 3.10.).

Обычно нейтральная ось проходит в полке, т.е. $x \leq h'_f$, тогда, когда свесы полки достаточно развиты, а количество растянутой арматуры невелико. В этом случае тавровое сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b'_f \times h_0$, т.е. оно дополняется до прямоугольного (пунктир на рис.3.9,а). Такое дополнение допустимо, так как оно происходит за счёт неработающего растянутого бетона. При этом схема усилий и эпюра напряжений в сжатом бетоне остаются такими же, как и при расчёте прямоугольных сечений.

Расчётными формулами являются

$$M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x), \quad (3.16)$$

$$R_b A_s = R_b b'_f x \quad (3.17)$$

Преобразуя (3.16.), получим

$$M \leq \alpha_m R_b b'_f h_0^2, \quad (3.18)$$

где α_m -коэффициент, определяемый по табл.3.1.

В некоторых случаях при слабо развитых свесах полки и достаточно большом армировании оказывается, что $x \times h'_f$, т.е. нейтральная ось смещается в ребро (рис. 3.10.). Таким образом сжатая зона сечения состоит из свесов полки и сжатой зоны ребра. Условие прочности можно записать на основании уравнения моментов относительно равнодействующей усилий в растянутой арматуре

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.19)$$

Учитывая соотношение $x = \xi h_0$, будем иметь

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.19 \text{ a})$$

Положение нейтральной оси определяется из условия суммы проекций всех сил на продольную ось

$$R_s A_s = R_b b x + R_b h'_f (b'_f - b) \quad (3.20)$$

или

$$R_s A_s = R_b b \xi h_0 + R_b h'_f (b'_f - b) \quad (3.20 \text{ a})$$

Отметим, что всегда должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$. Расчёт таврового сечения производится в зависимости от того, по какому расчётному случаю работает заданное сечение. Разграничение случаев производится по следующим признакам:

1) известны все размеры сечения: b'_f , b , h'_f , h и задан расчётный изгибающий момент. Тогда если

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f), \quad (3.21)$$

то нейтральная ось проходит в полке; при противоположном знаке неравенства она проходит в ребре;

2) известны все размеры сечения: b'_f , b , h'_f , h , а также A_s . Тогда если

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f \quad (3.22)$$

то нейтральная ось проходит в полке; при обратном неравенстве она проходит в ребре.

При расчёте тавровых сечений возможны задачи 2-х типов. Задача типа 1 (проверка несущей способности сечения).

При всех известных данных, включая M , по формуле (3.21.) либо (3.22.) необходимо установить расчётный случай таврового сечения. Если граница сжатой зоны проходит в полке, то по формуле (3.17.) можно вычислить высоту сжатой зоны x , а затем подставить её значение в (3.16.).

В том случае, если нейтральная ось проходит в ребре, аналогично, из формулы (3.20.) определяют значение x , после чего подставляют его в (3.19.).

Задача типа 2 (определение площади сечения арматуры A_s). Устанавливают расчётный случай таврового сечения по формуле (3.21.). Если нейтральная ось проходит в полке, то из выражения (3.18.) находят

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_{02}}$$

По табл.3.1. определяют ξ, ζ , проверяя при этом условие $\xi \leq \xi_R$.

Площадь сечения арматуры равна

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}$$

Если нейтральная ось проходит в ребре, то из (1.19 а) вычисляют

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - 0,5 h'_f \right)}{R_b b h_0^2} \quad (3.24)$$

Затем по табл.3.1. находят соответствующее значение ξ и, подставляя его в (3.20 а), определяют

$$A_s = R_b b \xi h_0 + R_b b'_f \left(b'_f - b \right) / R_s \quad (3.25)$$

3.6. РАСЧЁТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

3.6.1. Общие сведения

Изгибаемый элемент может разрушиться не только по сечению, нормальному к продольной оси балки, но и по наклонному сечению, расположенному вблизи опоры. Это происходит потому, что на приопорном участке действуют изгибающие моменты и довольно большие поперечные силы. В результате их совместного действия возникают главные сжимающие σ_{mc} и главные растягивающие σ_{mt} напряжения, которые действуют под углом к оси элемента (рис. 3.11.).

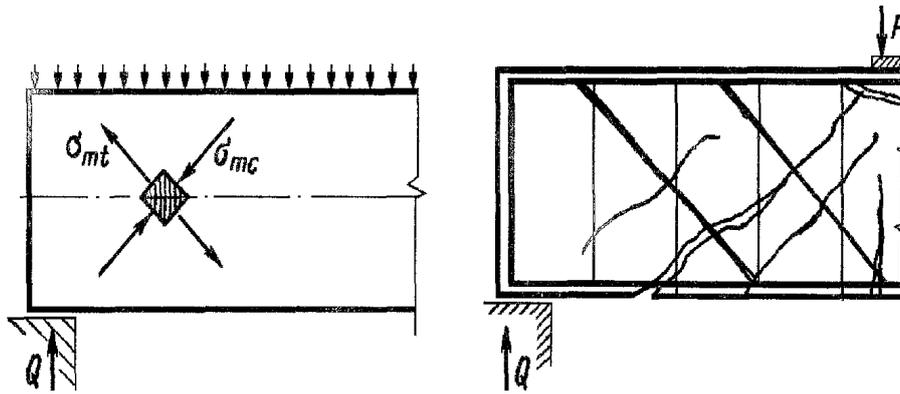


Рис. 3.11. Главные напряжения в бетоне у опоры балки и разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению.

Более опасными являются главные растягивающие напряжения. Как только σ_{mt} превысят сопротивление бетона растяжению R_{bt} , образуются наклонные трещины (рис. 3.11), которые при дальнейшем увеличении нагрузки раскрываются и происходит в конечной стадии разрушение. Элемент разрушается в результате того, что напряжения в поперечных стержнях (хомутах) достигают предельных значений, затем происходит раздробление бетона над вершиной наклонной трещины; при этом напряжения в продольной арматуре не всегда достигают предельных значений. Поскольку бетон хорошо работает на сжатие, то главные сжимающие напряжения опасны в основном в элементах с тонкой стенкой.

3.6.2. Расчёт на действие поперечной силы

При расчёте прочности наклонных сечений исходят из того условия, что усилия от внешних нагрузок в виде поперечной силы и изгибающего момента, которые действуют в наклонном сечении, не должны превышать внутренних предельных усилий в наклонном сечении. Однако такая методика, основанная на совместном учёте поперечных сил и изгибающих моментов, является весьма сложной и в настоящее время находится в стадии разработки. Поэтому в нормах принимается отдельный расчёт на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента [1].

Расчётная схема усилий в наклонном сечении представлена на рис. 3.12.

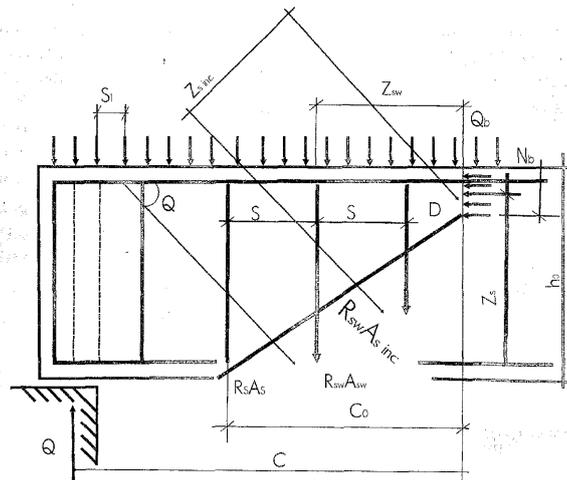


Рис. 3.12. К расчету изгибаемого элемента по наклонному сечению
Здесь введены общепринятые обозначения: c - расстояние от вершины расчётного наклонного сечения до реакции опоры; c_0 - проекция наклонной трещины на продольную ось.

Внутренние усилия в наклонном сечении следующие: продольные (N_b) и поперечные (Q_b) усилия в бетоне над наклонной трещиной; осевые усилия в продольной арматуре $R_s A_s$; осевые усилия в поперечной арматуре $R_{sw} A_{sw}$, отогнутой арматуре $R_{s,inc} A_{s,inc}$, пересекающих наклонную трещину.

Условие прочности наклонного сечения на действие поперечной силы записывается следующим образом

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} \quad (3.26)$$

где Q - поперечная сила, действующая в вершине наклонного сечения от действия опорной реакции и нагрузки, расположенной на участке между опорой и вершиной наклонного сечения; Q_b - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в вершине наклонного сечения; Q_{sw} - сумма осевых усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением; $Q_{s,inc}$ - сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента осевых усилий в отгибах, пересекаемых наклонным сечением. Условие (3.26.) вытекает из уравнения проекций всех усилий. Оно основано на следующих предпосылках:

1. поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной, вычисляется в зависимости от расчётного сопротивления бетона растяжению R_{bt} , размеров элемента, а также наклона сечения. В общем случае она определяется по эмпирической формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c} \quad (3.27)$$

$$\text{где } M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 \quad (3.28)$$

Q_b принимается не менее

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0 \quad (3.29)$$

Здесь φ_{b2} , φ_{b3} , - коэффициенты, которые принимаются в зависимости от вида бетона (табл. 3.2); φ_f - коэффициент, учитывающий сжатые полки таврового сечения:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5$$

причём величина b'_f принимается не более величины $b + 3h'_f$;

φ_n - коэффициент, учитывающий влияние продольной силы N (в частности усилия предварительного обжатия):

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$$

В формулах (3.28) и (3.29) принимают $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$

Таблица 3.2.

Значения коэффициентов φ_{bi}

Вид бетона	φ_{b2}	φ_{b3}	φ_{b4}
Тяжёлый	2	0,6	1,5
Мелкозернистый	1,7	0,5	1,2
Легкий При $\gamma \geq 1900$	1,9	0,5	1,2

2. Усилия в поперечной арматуре (хомутах) $R_{sw}A_{sw}$ и отогнутых стержнях $R_{sw}A_{s,inc}$ всегда направлены вдоль стержней. При этом в расчёт вводится только поперечная и отогнутая арматура, пересекаемая наклонным сечением. Усилие в продольной арматуре R_sA_s при расчёте на действие поперечной силы не учитывается. Величина Q_{sw} для хомутов вычисляется по формулам

$$Q_{sw} = \sum R_{sw}A_{sw} \text{ или } Q_{sw} = q_{sw}c_0 \quad (3.30)$$

где q_{sw} — усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}. \quad (3.31)$$

Здесь s - шаг хомутов; A_{sw} - площадь сечения хомутов в одной плоскости.

В формуле (3.30.) знак суммы \sum относится только к тем поперечным стержням (хомутам), которые попали в проекцию c_0 наклонного сечения.

Аналогично значение $Q_{s,inc}$ вычисляется по формуле

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw}A_{s,inc} \sin \theta \quad (3-32)$$

где Q угол наклона отгибов к продольному направлению элемента.

Из формул (3.27.) и (3.30.) видно, что значения Q_b и Q_{sw} зависят от расстояния c и длины проекции наклонного сечения c_0 . Первый член обратно пропорционален величине c , а второй член прямо пропорционален величине c_0 , т.е. усилия в поперечных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением, возрастают с увеличением проекции наклонного сечения.

Предположим, что отгибы отсутствуют, тогда условие прочности (3.26.) запишется в виде

$$Q \leq \frac{M_b}{c} + q_{sw} c_0 \quad (3.33)$$

При некотором значении $c=c_0$ суммарное усилие в правой части неравенства (3.33.) будет стремиться к минимуму, т.е.

$$\frac{M_b}{c} + q_{sw} c_0 \rightarrow \min \quad (3.34)$$

Именно такую проекцию будет иметь наиболее опасная наклонная трещина, и из условия (3.34) определяется величина c_0

$$-\frac{M_b}{c_0^2} + q_{sw} = 0 \quad (3.35)$$

откуда

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} \quad (3.36)$$

Значение проекции опасной наклонной трещины должно быть не более, величины c и не более $2h_0$, а также не менее h_0 , если $c > h_0$. Чтобы обеспечить прочность по наклонному сечению на участке между соседними хомутами должно выполняться условие

$$q_{sw} > \frac{Q_{b \min}}{2h_0} \quad (3.37)$$

Расстояние между хомутами s должно быть не более

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{Q} \quad (3.38)$$

Если на элемент действует равномерно распределённая нагрузка, то при $q_1 < 0,56q_{sw}$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad (3.39)$$

в противном случае

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}} \quad (3.40)$$

При этом значение c должно удовлетворять неравенству

$$c \leq \left(\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \right) h_0 \quad (3.41)$$

Для тяжёлого бетона

$$c \leq \left(\frac{2}{0,6} \right) h_0 = 3,33h_0 \quad (3.42)$$

В формулах (3.39), (3.40) значение $q_1 = q$, где q - равномерно распределённая нагрузка.

Если в неё включена временная равномерно распределённая нагрузка, то

$$q_1 = g + \frac{v}{2} \quad (3.43)$$

где g - постоянная нагрузка; v - временная нагрузка.

Поперечная сила в вершине наклонного сечения от внешней нагрузки

$$Q = Q_{\max} - q_1 c \quad (3.44)$$

Здесь Q_{\max} — поперечная сила на опоре.

3.6.3. Прочность по изгибающему моменту

Условие прочности наклонного сечения вытекает из того условия, что изгибающий момент M в наклонном сечении от расчётных нагрузок относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в сечении бетона над трещиной (рис. 3.1.2) не превышает суммы моментов внутренних расчётных усилий в продольных, поперечных и отогнутых стержнях относительно той же точки, т.е.

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} \quad (3.45)$$

где

$$M_s = \sum R_s A_s Z_s; M_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw}; M_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{s,inc}$$

На действие изгибающего момента рассчитывают наклонные сечения в местах обрыва продольной арматуры в пролёте; у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров; в местах резкого изменения сечения. Во многих случаях, как показывают исследования, условие прочности по изгибающему моменту в элементах постоянной или плавно изменяющейся высоты удовлетворяется без расчёта, при выполнении определённых конструктивных требований, а именно: 1) если обеспечена достаточная анкеровка арматуры на свободных опорах элемента (рис. 3.13.); 2) если обеспечена достаточная анкеровка арматуры, обрываемой в пролёте (рис. 3.14.).

В этих случаях прочность наклонного сечения будет по крайней мере не ниже, чем прочность нормального сечения этой же балки. Анкеровка продольной рабочей арматуры на свободных опорах будет обеспечена, если длина её запуска l_{an} за внутреннюю грань свободной опоры составляет: не менее $5d$ при $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{br}bh_0$ и не менее $10d$ при $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{br}bh_0$, где d - диаметр продольной рабочей арматуры.

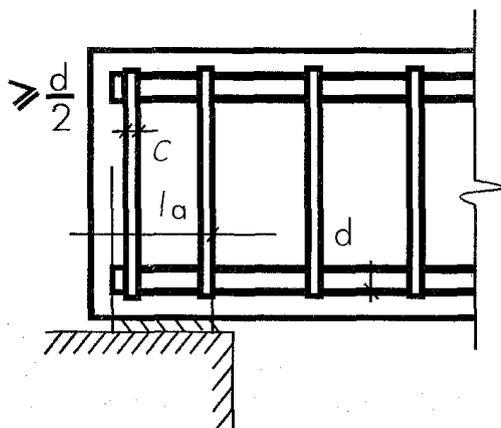


Рис. 3.13. Анкеровка продольных стержней на свободных опорах

Длину заделки можно уменьшить, если предусмотреть специальные конструктивные мероприятия - приварку дополнительных поперечных стержней, анкерующих пластин, постановку косвенной арматуры и т.п. В целях экономии часть продольной арматуры (не более 50% A_s) можно обрывать в пролёте там, где она по расчёту прочности нормальных сечений не требуется. В этом случае обрываемые стержни должны быть заведены за место теоретического обрыва на длину w . Величина w устанавливается расчётом прочности балки по наклонному сечению 3-3 на действие изгибающего момента, которое должно быть равнопрочным с сечением 1-1 (рис. 3.14). Эта величина принимается равной большему из двух значений

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d$$

$$w = 20d, \quad (3.46)$$

где Q - поперечная сила в точке теоретического обрыва стержня; q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины балки; d - диаметр обрываемого стержня. Места теоретического обрыва стержней можно определить аналитическим или графоаналитическим методом [6].

3.6.4. Прочность бетона по наклонной сжатой полосе

Бетон между наклонными трещинами испытывает одновременно воздействие главных сжимающих напряжений и растягивающих усилий в поперечных стержнях (хомутах) (рис. 3.15), т.е. находится в условиях двухосного напряжённого состояния: сжатие -растяжение.

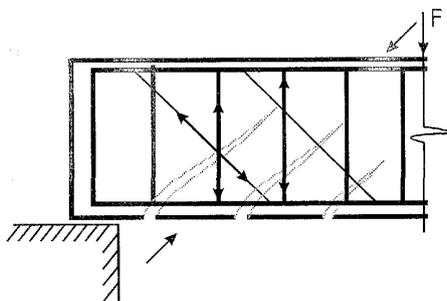


Рис. 3.15. К расчету прочности бетона по наклонной сжатой полосе

В этом случае прочность бетона будет ниже, чем при одноосном напряженном состоянии.

Согласно практическим рекомендациям, для элементов прямоугольного, таврового, двутаврового профилей для обеспечения прочности бетона на сжатие в полосе между наклонными трещинами должно выполняться условие

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{bl}R_b b h_0 \quad (3.46)$$

Здесь φ_{w1} - коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней (хомутов) балки

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}, \quad A_{sw} = A_{swi} \cdot n$$

A_{swi} - площадь сечения одного хомута; n - число хомутов в сечении элемента;

s - расстояние между хомутами; $\varphi_{bl} = 1 - \beta R_b$; β - коэффициент, равный 0,01 для тяжёлого и мелкозернистого бетона, 0,02 - для легкого бетона; R_b - сопротивление бетона сжатию (МПа).

Если условие (3.46.) не выполняется, необходимо увеличить размеры сечения балки, либо повысить класс бетона.

3.6.5. Расчёт прочности наклонных сечений элементов без поперечной арматуры

В балках, сплошных плитах высотой менее 150 мм, в многопустотных плитах высотой менее 300 мм и т.п. допускается поперечную арматуру не устанавливать [1].

Однако при этом необходимо произвести расчёт на действие поперечной силы. Расчёт элементов без поперечной арматуры на действие поперечных сил имеет некоторые особенности, которые связаны с условиями образования и развития в них наклонных трещин. В этом случае расчёт прочности по наклонным сечениям производят по двум эмпирическим формулам

$$Q_{\max} \leq 2,5R_{bt}bh_0 \quad (3.47)$$

$$Q = Q_{\max} - q_1c \leq 2,5R_{bt}bh_0 \quad (3.48)$$

Здесь значение коэффициента φ_{b4} определяется по табл. 3.2. При этом

$$c \leq c_{\max} = 2,5h_0; q_1 = g + \frac{v}{2}.$$

При равномерно распределённой нагрузке и выполнении условия

$$q_1 \leq 0,16\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}b \quad (3.49)$$

принимают $c = c_{\max}$; если условие (3.49.) не выполняется, то значение c принимают равным

$$c = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}b}{q_1}} \leq c_{\max} \quad (3.50)$$

Если не выполняется хотя бы одно из условий (3.47.) или (3.48) необходима установка поперечной арматуры по расчету.

3.6.6. Расчёт поперечных стержней (хомутов)

В практике проектирования чаще всего принимается армирование одними поперечными стержнями (хомутами) без отгибов. Используя формулы, приведённые выше, производят расчёт по наибольшему значению поперечной силы для наиболее опасного наклонного сечения.

Расчёт поперечной арматуры (определение диаметра и шага на приопорных участках) производится методом последовательных приближений. В качестве первого приближения принимают: диаметр поперечных стержней (хомутов) — задают из условия технологии сварки с продольной арматурой, чтобы отношение диаметра поперечного стержня к диаметру продольного составляло

$$\frac{1}{3} \div \frac{1}{4};$$

шаг поперечных стержней назначается по конструктивным требованиям, т.е. на приопорных участках (которые при равномерно распределённой нагрузке

равны - $\frac{1}{4}$ пролёта) для балок $h \leq 450 \text{ мм}$ – не более $\frac{h}{2}$ - и не более 150мм,

для балок $h > 450$ мм - не более $\frac{h}{3}$ - и не более 500 мм; на остальной части

пролёта не более $\frac{3h}{4}$ и не более 500 мм.

Далее расчёт поперечных стержней производится в следующей последовательности:

1. Проверяют, требуется ли поперечную арматуру устанавливать по расчёту. Если оба условия (3.47) и (3.48) выполняются, то это делать не нужно и её оставляют такой, какой приняли в первом приближении. Если же не выполняется хотя бы одно из условий (3.47) или (3.48), необходим расчёт поперечных стержней.

2. Находят минимальное значение поперечного усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{br}bh_0, \text{ где } (1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$$

3. Определяют погонное усилие в поперечных стержнях, отнесённое к единице длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$$

и проверяют его по условию:

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2h_0}$$

4. Проверяют шаг хомутов по условию $s \leq s_{\max}$, где $s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}R_{br}bh_0^2}{Q_{\max}}$

5. Вычисляют значение $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{br}bh_0^2$

6. Проверяют условие $q_1 = g + \frac{v}{2} \leq 0,56q_{sw}$. Если оно выполняется, то

значение c принимают по формуле $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$; если $q_1 > 0,56q_{sw}$, то

$$c = \sqrt{M_b(q_1 + q_{sw})}$$

При этом c не должно превышать величины $\left(\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}\right)h_0$; для тяжёлого бетона это составляет $c \leq 3,33h_0$.

7. Находят поперечную силу Q_b , которую может воспринять бетон сжатой зоны над расчетным наклонным сечением $Q_b = \frac{M_b}{c}$; при этом проверяется условие, чтобы $Q_b > Q_{bmin}$.

8. Вычисляют длину проекции расчётного наклонного сечения

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} \text{ При этом } h_0 \leq c_0 \leq 2h_0, \text{ если } c_0 > h_0$$

9. Определяют поперечное усилие в хомутах, пересекаемых наклонным сечением $Q_{sw} = q_{sw}c_0$.

10. Выполняют проверку условия прочности в наклонном сечении $Q = Q_{max} - q_1c \leq Q_b + Q_{sw}$. Если это условие не выполняется, то увеличивают A_{sw} или уменьшают шаг стержней s , либо делают и то и другое. Затем последовательность расчёта повторяется.

11. Проверяют прочность бетона по наклонной сжатой полосе

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}bh_0R_b.$$

3.6.7. Типы задач по строительным конструкциям-1

1. Балка прямоугольного сечения. Максимальный изгибающий момент $M=250$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2}=0.9$; арматура класса А-III; $a=40$ мм. Найти оптимальную высоту балки и площадь сечения продольной арматуры A_s .
Примечание: ширину сечения балки b принять равным 30 см.

2. Балка прямоугольного сечения с размерами: $b \times h=25 \times 50$ см; изгибающий момент $M=300$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2}=0.9$; арматура класса А-III; $a=30$ мм; Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) назначить поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.

3. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h=300 \times 800$ мм; изгибающий момент $M=600$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2}=0.9$; арматура 3Ш36 А-III; $a=70$ мм. Проверить прочность сечения балки.

4. Балка прямоугольного сечения $b \times h=20 \times 55$ см; изгибающий момент $M=90$ кНм; $a=30$ мм; бетон класса В15; $\gamma_{b2}=0.9$; арматура а А-II. Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) подобрать поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.

5. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h=25 \times 50$ см; изгибающий момент $M=200$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2}=0.9$; арматура класса А-III; $A_s=16.1$ см², $a=30$ мм; Выполнить проверку прочности нормального сечения балки.

6. Балка прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M=90$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2}=0.9$; продольная арматура класса А-III; $b=20$ см; $a=30$ мм. Определить оптимальную высоту h и площадь сечения продольной арматуры A_s .

7. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 150$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 35$ мм.

Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

8. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 60$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

9. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M = 130$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. арматура класса А-III. Определить оптимальную высоту сечения ригеля и площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения ригеля b принять равный 250 мм.

10. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 60$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм.
а) определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s .
б) подобрать поперечную арматуру класса В_p-I по конструктивным требованиям.

11. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 800$ мм; изгибающий момент $M = 600$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура 3Ш36 А-III; $a = 70$ мм. Проверить прочность сечения балки.

12. Однопролетная шарнирно опертая балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 250 \times 450$ мм; $a = 35$ мм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$. Балка армирована одиночной продольной арматурой 4Ш16 А-III. Определить предельный изгибающий момент, воспринимаемый балкой (проверка прочности).

13. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ мм; Максимальный изгибающий момент $M = 150$ кНм; арматура класса А-III, $A_s = 15.2$ см² (4Ш22); бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$ $a = 35$ мм. Проверить прочность нормального сечения балки.

14. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 150$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 1$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s .

15. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 55$ см; изгибающий момент $M = 90$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

16. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм; изгибающий момент $M = 210$ кНм; арматура класса А-II, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 40$ мм.

Определить площадь сечения растянутой арматуры A_s .

17. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 200 \times 450$ мм; арматура класса А-III (ЗШ18), бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 1$; $a = 30$ мм.

Определить предельный изгибающий момент, который может воспринять балка.

18. Балка прямоугольного сечения. Максимальный изгибающий момент $M = 300$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 40$ мм. Определить оптимальную высоту сечения балки и подобрать площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения балки b принять равным 300 мм.

19. Балка прямоугольного сечения с размерами: $b \times h = 20 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 210$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм; Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) назначить поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.

20. Балка прямоугольного сечения. Максимальный изгибающий момент $M = 150$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 40$ мм. Найти оптимальную высоту балки и площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения балки b принять равным 25 см.

21. Балка прямоугольного сечения с размерами: $b \times h = 20 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 210$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм; Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) назначить поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.

22. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 180$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $A_s = 16.1$ см², $a = 35$ мм; Выполнить проверку прочности нормального сечения балки.

23. Балка прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M = 120$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; продольная арматура класса А-III; $b = 20$ см; $a = 30$ мм. Определить оптимальную высоту h и площадь сечения продольной арматуры A_s .

24. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 150$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

25. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 70$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .
26. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M = 150$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. арматура класса А-III. Определить оптимальную высоту сечения ригеля и площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения ригеля b принять равный 300 мм.
27. Балка прямоугольного сечения. Максимальный изгибающий момент $M = 200$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 40$ мм. Найти оптимальную высоту балки и площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения балки b принять равным 25 см.
28. Балка прямоугольного сечения с размерами: $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 240$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм; Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) назначить поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.
29. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 70$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .
30. Балка прямоугольного сечения $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 70$ кНм; $a = 30$ мм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура А-II. Определить: а) площадь сечения продольной арматуры A_s ; б) подобрать поперечную арматуру класса А-I по конструктивным требованиям.
31. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 75$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .
32. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 55$ см; изгибающий момент $M = 200$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $A_s = 16.1$ см², $a = 30$ мм; Выполнить проверку прочности нормального сечения балки.
33. Балка прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M = 100$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; продольная арматура класса А-III; $b = 25$ см; $a = 30$ мм. Определить оптимальную высоту h и площадь сечения продольной арматуры A_s .

34. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 130$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм.

Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

35. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 60$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

36. Сборный ж/б ригель прямоугольного сечения. Изгибающий момент $M = 150$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. арматура класса А-II.

Определить оптимальную высоту сечения ригеля и площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения ригеля b принять равный 200 мм.

37. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 80$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм.
а) определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s . б) подобрать поперечную арматуру класса В_p-I по конструктивным требованиям.

38. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм; изгибающий момент $M = 450$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура 3Ш36 А-III; $a = 60$ мм. Проверить прочность сечения балки.

39. Однопролетная шарнирно опертая балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 250 \times 500$ мм; $a = 35$ мм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$. Балка армирована одиночной продольной арматурой 4Ш20 А-III.

Определить предельный изгибающий момент, воспринимаемый балкой (проверка прочности).

40. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; Максимальный изгибающий момент $M = 200$ кНм; арматура класса А-III, $A_s = 15.2$ см² (4Ш22); бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$ $a = 35$ мм. Проверить прочность нормального сечения балки.

41. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 120$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 1$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s .

42. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 100$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

43. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм; изгибающий момент $M = 250$ кНм; арматура класса А-II, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 40$ мм.

Определить площадь сечения растянутой арматуры A_s .

44. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 200 \times 400$ мм; арматура класса А-III (3Ш16), бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 1$; $a = 30$ мм.

Определить предельный изгибающий момент, который может воспринять балка.

45. Балка прямоугольного сечения. Максимальный изгибающий момент $M = 300$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 1.0$; $a = 40$ мм. Определить оптимальную высоту сечения балки и подобрать площадь сечения продольной арматуры A_s . Примечание: ширину сечения балки b принять равным 250 мм.

46. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 80$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм.
а) определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s . б) подобрать поперечную арматуру класса В_p-I по конструктивным требованиям.

47. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 85$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

48. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм; изгибающий момент $M = 270$ кНм; арматура класса А-II, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 40$ мм.

Определить площадь сечения растянутой арматуры A_s .

49. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 200 \times 450$ мм; арматура класса А-III (3Ш16), бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 1$; $a = 30$ мм.

Определить предельный изгибающий момент, который может воспринять балка.

50. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 15 \times 35$ см; изгибающий момент $M = 85$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $a = 30$ мм.

а) определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s . б) подобрать поперечную арматуру класса В_p-I по конструктивным требованиям.

51. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 150$ кНм; арматура класса А-II, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм.

Определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s .

52. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 30 \times 60$ мм; Максимальный изгибающий момент $M = 250$ кНм; арматура класса А-III, $A_s = 15.2$ см² (4Ш22); бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$ $a = 35$ мм. Проверить прочность нормального сечения балки.

53. Однопролетная шарнирно опертая балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 250 \times 500$ мм; $a = 35$ мм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$. Балка армирована одиночной продольной арматурой 4Ш20 А-III.

Определить предельный изгибающий момент, воспринимаемый балкой (проверка прочности).

54. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 30 \times 60$ см; изгибающий момент $M = 300$ кНм; бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-III; $A_s = 16.1$ см², $a = 30$ мм; Выполнить проверку прочности нормального сечения балки.

55. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 95$ кНм; бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура класса А-II; $a = 30$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

56. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 250 \times 500$ мм; изгибающий момент $M = 470$ кНм; бетон класса В25; $\gamma_{b2} = 0.9$; арматура 3Ш36 А-III; $a = 40$ мм. Проверить прочность сечения балки.

57. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 30 \times 60$ мм; Максимальный изгибающий момент $M = 200$ кНм; арматура класса А-III, $A_s = 15.2$ см² (4Ш22); бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$ $a = 35$ мм. Проверить прочность нормального сечения балки.

58. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 25 \times 50$ см; изгибающий момент $M = 180$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В20; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм.

Определить площадь сечения растянутой продольной арматуры A_s .

59. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 20 \times 40$ см; изгибающий момент $M = 75$ кНм; арматура класса А-III, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 35$ мм. Определить площадь сечения продольной арматуры A_s .

60. Балка прямоугольного сечения размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм; изгибающий момент $M = 270$ кНм; арматура класса А-II, бетон класса В15; $\gamma_{b2} = 0.9$; $a = 40$ мм. Определить площадь сечения растянутой арматуры A_s .

Вопросы по тестированию

1. Сущность железобетона?

- железобетон состоит из бетона и стальной арматуры, рационально расположенной в конструкциях для восприятия растягивающих, а в ряде случаев и сжимающих усилий;
- железобетон состоит из бетона и арматуры, расположенной произвольно по сечению элемента;
- железобетон состоит из бетона и арматуры, расположенной только в сжатых зонах;
- железобетон состоит из бетона и арматуры, расположенной по центру тяжести сечения элемента;

2. Факторы, обеспечивающие совместную работу бетона и арматуры?

- близкие по значению коэффициенты линейного расширения, сцепление арматуры с бетоном, защита арматуры от коррозии и других внешних воздействий;
- усадка и ползучесть бетона, сцепление бетона с арматурой, защита арматуры от механических воздействий;
- применение арматуры периодического профиля, обжатия арматуры вследствие усадки, одинаковые коэффициенты линейного расширения;
- защита арматуры от внешних воздействий (коррозия, высокая температура, механические), высокая прочность бетона на сжатие, низкая прочность бетона на растяжение;

3. Как зависит прочность бетона от времени?

- при благоприятных условиях прочность бетона возрастает;
- возрастает независимо от условий;
- прочность бетона уменьшается;
- прочность бетона не меняется с течением времени;

4. Влияние на прочность бетона вида напряженного состояния?

- прочность бетона при сжатии больше, чем при растяжении;
- прочность бетона при растяжении больше, чем при сжатии;
- прочность бетона одинакова как при сжатии, так и при растяжении;
- прочность бетона одинакова только для плотных бетонов;

5. Что называется классом бетона на прочность?

- временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 150мм., испытанных через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2^\circ \text{C}$ с учетом статистической изменчивости;
- среднее значение временного сопротивления бетона сжатию при испытании стандартных кубов;
- временное сопротивление на осевое растяжение образцов в возрасте 28 суток с учетом статистической изменчивости;
- временное сопротивление на осевое сжатие бетонных призм в возрасте 28 суток;

6. Что такое усадка бетона?

- уменьшение объема бетона при твердении в воздушной среде;
- уменьшение объема при твердении в воде;
- уменьшение объема при действии в высоких температурах;
- увеличение объема при твердении в воде;

7. Что называется ползучестью бетона?

- нарастание неупругих деформаций при длительном действии постоянной нагрузки;
- уменьшение деформаций загруженного образца с течением времени;
- рост упругих деформаций под влиянием длительно действующей нагрузки;
- увеличение деформаций под нагрузкой с течением времени;

8. Чему равен модуль упругопластичности бетона?

- тангенсу угла наклона секущей проходящей через начало координат и точку на кривой σ - ϵ с заданным напряжением;
- тангенсу угла наклона прямой, касательной с кривой σ - ϵ с заданным напряжением;
- геометрически тангенсу угла наклона прямой упругих деформаций с учетом масштабного размерного коэффициента;
- тангенсу угла наклона прямой, проходящей через начало координат и точку, соответствующую временному сопротивлению на кривой σ - ϵ ;

9. Предел текучести стали?

- напряжение, при котором деформация увеличивается без изменения нагрузки;
- напряжение, до которого материал работает упруго;
- напряжение, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %;
- напряжение, при котором происходит разрыв элемента;

10. Что такое условный предел текучести?

- напряжение, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %;
- напряжение, при котором остаточные деформации отсутствуют;
- напряжение, при котором остаточные деформации составляют 0,02 %;
- напряжение, при котором появляется площадка текучести;

11. Что называется релаксацией стали?

- уменьшение с течением времени напряжений при постоянной начальной деформации;
- уменьшение напряжений в течение первых нескольких часов;
- уменьшение напряжений при постоянной нагрузке;
- увеличение деформаций при постоянной нагрузке;

12. Чем отличается призмная прочность от кубиковой?

- меньше;
- равны;
- больше;
- равна, если высота призмы в 2 раза больше высоты куба;

13. Чем отличается прочность бетона при растяжении от прочности бетона при сжатии?

- меньше;
- больше;
- равны;
- меньше, только для легких бетонов;

14. По каким признакам классифицируется арматура?

- по прочности и деформативности;
- по химическому составу;
- по деформативности;
- по прочности;

15. К какому классу относится гладкая арматура?

- А- I;
- А- II;
- А- III;
- А- IV;

16. Укажите класс горячекатаной арматуры периодического профиля?

- А-II - А-VI;
- А-I;
- Вр-I;
- Вр-II;

17. Укажите класс холоднотянутой проволочной арматуры периодического профиля?

- Вр-I;
- А-III, А-IV;
- А-I, А-II;
- В-II;

18. Укажите класс холоднотянутой арматуры гладкого профиля?

- В-II;
- Ат-IV, Ат-V;
- Вр-I, Вр-II;
- А-I, А-III;

19. С какой целью на поверхности арматуры создается различного вида профиль (выступы, неровности и т.д.)?

- Для улучшения сцепления арматуры с бетоном;
- Для повышения прочностных свойств;
- Для улучшения деформативных свойств;
- Для улучшения свариваемости;

20. Влияние ползучести бетона на напряжённое состояние железобетона?

- напряжение в бетоне уменьшается, в арматуре увеличивается;
- напряжение в арматуре и в бетоне увеличиваются;
- напряжение в арматуре и в бетоне уменьшаются;
- напряжение в арматуре и в бетоне не меняются;

21. От чего зависит прочность сцепления арматуры с бетоном?

- зацепления в бетоне выступов на поверхности арматуры, сил трения, склеивания арматуры с бетоном;
- длины анкеровки арматуры, прочности бетона, вида цемента;
- диаметра арматуры, вида профиля арматуры, сил трения;
- прочности бетона, прочности арматуры;

22. Назначение толщины защитного слоя.

- обеспечить совместную работу арматуры с бетоном, защитить арматуру от коррозии, высоких температур, механических повреждений;
- защитить арматуру от коррозии;
- защитить арматуру от механических повреждений;
- защитить арматуру от резкого изменения температуры;

23. Сущность предварительно-напряженного железобетона?

- до приложения внешней нагрузки, искусственно создаётся напряженное состояние, в бетоне – сжатие, в растянутых зонах от нагрузки, в арматуре – растяжение;
- до приложения внешней нагрузки искусственно создается напряжение растяжения в арматуре и бетоне;
- до приложения внешней нагрузки искусственно создаются напряжения сжатия в бетоне и арматуре;
- в стадии изготовления искусственно в сжатых зонах бетона создаётся напряженное состояние растяжения;

24. Цель создания предварительно-напряженного железобетона?

- повысить трещиностойкость и жёсткость, обеспечить применение высокопрочной арматуры;
- повысить несущую способность элемента;
- повысить трещиностойкость и уменьшить деформации от усадки;
- повысить прочность бетона;

25. Основные способы создания предварительного напряжения в арматуре при натяжении на упоры?

- механический, электротермомеханический, электротермический;
- электротермический, электротермомеханический;
- электротермомеханический, механический;
- механический, электротермический;

26. Способы создания преднапряженного железобетона?

- натяжением арматуры на упоры и на бетон;
- напряжением арматуры на бетон ранее изготовленной конструкции;
- напряжением арматуры на упоры с последующим бетонированием;
- натяжение арматуры с помощью навивочных машин;

27. Что такое передаточная прочность бетона (R_{bp})?

- прочность бетона к моменту передачи усилия с арматуры на бетон;
- прочность бетона в семидневном возрасте;
- прочность бетона после выдержки в пропарочных камерах;
- прочность бетона в 28-дневном возрасте;

28. Цель расчета по предельным состояниям первой группы?

- предотвратить любое (хрупкое, вязкое, усталостное) разрушение, потерю устойчивости формы и положения;
- предотвратить чрезмерное развитие деформаций и перемещений;
- предотвратить потерю устойчивости формы или положения;
- предотвратить хрупкое разрушение;

29. Цель расчета по предельным состояниям второй группы?

- предотвратить образование, чрезмерное раскрытие трещин, чрезмерные перемещения;
- предотвратить разрушение конструкции от любых внешних воздействий;
- предотвратить чрезмерное развитие перемещений;
- предотвратить потерю устойчивости формы и положения;

30. Классификация нагрузок?

- постоянные и временные;
- постоянные и длительные;
- длительные и кратковременные;
- постоянные, временные и особые;
-

31. Классификация временных нагрузок?

- длительные, кратковременные и особые;
- постоянные и длительные;
- постоянные, временные и особые;
- длительные, кратковременные и особые;

32. Какие нагрузки входят в основные сочетания?

- постоянные, длительные и кратковременные;
- постоянные и кратковременные;
- постоянные и длительные;
- постоянные;

33. Какие нагрузки включают в особые сочетания?

- постоянные, длительные, кратковременные и одна из особых;
- длительные и возможные кратковременные;
- постоянные и кратковременные;
- кратковременные и особые;

34. Расчетные нагрузки?

- устанавливаются умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности $g = g_n \gamma_f$;
- устанавливаются по номинальным значениям;
- устанавливаются нормами с заданной вероятностью их превышения;
- устанавливаются делением нормативной нагрузки на коэффициент надежности $g = g_n / \gamma_f$;

35. Что называют нормативным сопротивлением бетона на сжатие?

- сопротивление осевому сжатию кубов с размером ребра 15 см и надежностью 0,95;
- сопротивление осевому сжатию призм R_{bh} , которое определяется в зависимости от класса бетона с коэффициентом надежности 0,95;
- сопротивление осевому сжатию призм с отношением высоты к ширине более 4х;
- растяжение действующего в поперечном направлении при сжатии кубов;

36. С какой целью вводятся коэффициенты надежности по нагрузке?

- Для учета изменчивости нагрузок;
- Для учета характера воздействия нагрузок на сооружение;
- Для учета величины нагрузок;
- Для определения класса нагрузок;

- 37. С какой целью вводятся коэффициенты надежности по назначению?**
- Для учета степени ответственности и капитальности зданий и сооружений;
 - Для учета условий эксплуатации сооружений;
 - Для учета условий района строительства;
 - Для учета характера климатического воздействия на сооружение;
- 38. С какой целью вводятся коэффициенты надежности по бетону?**
- Для учета изменчивости прочностных свойств бетона;
 - Для учета изменчивости его объемного веса;
 - Для учета изменчивости технологии изготовления бетона;
 - Для учета изменчивости размеров сооружения;
- 39. С какой целью вводятся коэффициенты надежности по арматуре?**
- Для учета изменчивости прочностных свойств стали;
 - Для учета изменчивости площади арматуры;
 - Для учета изменчивости деформативных свойств стали;
 - Для учета изменчивости химического состава высокопрочных сталей;
- 40. Каковы цели расчета по I группе предельных состояний?**
- предотвратить разрушение конструкции вследствие исчерпания несущей способности и устойчивости;
 - предотвратить появление чрезмерных деформаций;
 - предотвратить разрушение конструкции вследствие достижения предельных напряжений;
 - предотвратить появление трещин;
- 41. Каковы цели расчета по II группе предельных состояний?**
- предотвратить образование или чрезмерное раскрытие трещин, чрезмерных деформации;
 - предотвратить разрушение конструкции вследствие исчерпания несущей способности;
 - предотвратить разрушение конструкции вследствие потери устойчивости;
 - предотвратить чрезмерное раскрытие трещин;

42. Как определяется расчетное сопротивление бетона R_b ?

- делением нормативного сопротивления бетона на коэффициент надежности по бетону, $R_b = R_{bn} / \gamma_b$;
- умножением нормативного сопротивления бетона R_{bn} на коэффициент надежности по бетону $\gamma_b \cdot R_b = R_{bn} \cdot \gamma_b$;
- расчетное сопротивление принимается равным нормативному;
- расчетное сопротивление принимается равным среднему значению прочности кубов с размером стороны 15 см;

43. Какое напряжение принято за нормативное сопротивление арматуры?

- физический или условный предел текучести с вероятностью 0,95;
- предел прочности;
- предел пропорциональности;
- предел текучести;

44. Как определяется расчетное сопротивление арматуры R_s ?

- делением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по арматуре $R_s = R_{sn} / \gamma_s$;
- умножением нормативного сопротивления на коэффициент надежности по арматуре $R_s = R_{sn} \cdot \gamma_s$;
- расчетное сопротивление принимается равным нормативному;
- расчетное сопротивление принимается равным пределу прочности;

45. При расчете, по какой группе предельных состояний расчетное сопротивление принимается равным нормативному?

- по второй группе предельных состояний;
- по первой группе предельных состояний;
- при расчете по прочности;
- при расчете по деформациям;

46. Назначение продольной арматуры в изгибаемых элементах?

- для восприятия в основном растягивающих напряжений и в некоторых случаях сжимающих в нормальных сечениях;
- для восприятия сжимающих напряжений в наклонных сечениях;
- для восприятия главных растягивающих напряжений в наклонных сечениях;
- для восприятия касательных напряжений;

47. Назначение поперечной арматуры в изгибаемых элементах?

- для восприятия главных растягивающих напряжений в наклонных сечениях;
- для восприятия главных сжимающих напряжений в наклонных сечениях;
- для восприятия касательных напряжений;
- для восприятия растягивающих напряжений в нормальных сечениях;

48. При расчете изгибаемых элементов, при каких условиях тавровое сечение может рассматриваться как прямоугольное?

- нейтральная линия находится в пределах высоты полки;
- нейтральная линия пересекает ребро;
- нейтральная линия проходит через центр тяжести сечения;
- нейтральная линия проходит через верхнюю ядровую точку;

49. Каковы цели расчета по II группе предельных состояний?

- предотвратить образование или чрезмерное раскрытие трещин, чрезмерных деформации;
- предотвратить разрушение конструкции вследствие исчерпания несущей способности;
- предотвратить разрушение конструкции вследствие потери устойчивости;
- предотвратить чрезмерное раскрытие трещин;

50. Пролеты поперечных рам каркаса, а также расстояние между ними принимают кратными

- 6м;
- 3м;
- 12м;
- 18м;

51. Какой способ соединения элементов деревянных конструкций является практически неподатливым?

- на клею;
- на нагелях;
- на врубках;
- на гвоздях;

52. Причины, вызывающие образование наклонных трещин?

- главные растягивающие напряжения;
- напряжения, действующие перпендикулярно оси стержня (y);
- напряжения, действующие по направлению осей x и y ;
- напряжения, действующие вдоль оси стержня (x);

53. Какое из условий прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения записано правильно при $\xi \leq \xi_R$?

- $Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$;
- $Ne \leq \sigma_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$;
- $Ne \leq \sigma_b b x (h_0 - 0,5x) + \sigma_{sc} A'_s (h_0 + a')$;
- $Ne \leq R_b A_s (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 + a')$;

54. Как определяется случайный эксцентриситет?

- принимается большему из значений: $e_a = l/600$; $e_a = h/30$; $e_a = 1$ см;
- принимается равным 1 см;
- принимается большему из значений: $e_a = l/600$; $e_a = 1$ см;
- принимается меньшему из значений: $e_a = l/600$; $e_a = h/30$; $e_a = 1$ см;

55. Назначение поперечных стержней в сжатых элементах?

- в основном для предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии;
- для увеличения несущей способности;
- для обеспечения проектного положения продольной арматуры;
- для восприятия поперечных деформаций;

56. Как учитывают влияние прогиба при расчете гибких внецентренно сжатых элементов?

- умножением начального эксцентриситета e_0 на коэффициент $\eta > 1$;
- введением коэффициента продольного изгиба φ ;
- увеличением размеров поперечного сечения;
- уменьшением размеров поперечного сечения;

57. Какое условие прочности записано правильно при центральном растяжении и при армировании напрягаемой и ненапрягаемой арматурой?

- $N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s$;
- $N = R_b \cdot A_b + \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s$;
- $N = R_b b x + \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s$;
- $N = \gamma_{s6} R_s A_{sp}$;

58. Каким образом обеспечивается пространственная жесткость одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении?

- защемлением колонн и развитием сечения колонн в плоскости рамы;
- установкой вертикальных связей;
- установкой горизонтальных связей;
- увеличением размеров сечения ригеля;

59. Каким образом обеспечивается пространственная жесткость одноэтажного промышленного здания в продольном направлении?

- установкой вертикальных связей;
- увеличением ширины сечения колонны;
- увеличением высоты сечения колонны;
- защемлением колонн в фундаментах;

60. К какой конструктивной схеме многоэтажных зданий относится рамносвязевая система со сплошными диафрагмами?

- к каркасным зданиям;
- к объемно-блочным зданиям;
- к панельным зданиям;
- к комбинированным зданиям;

61. Каким образом обеспечивается пространственная жесткость многоэтажных каркасных зданий связевой системы?

- с помощью вертикальных диафрагм жесткости;
- с помощью покрытия;
- с помощью рамы;
- шарнирным соединением ригелей с колоннами;

62. Какова расчетная схема раскосных железобетонных ферм ОПЗ при расчете их прочности?

- статически определимая шарнирная ферма;
- статически неопределимая рама;
- свободно опертая балка;
- ферма с жесткими узлами;

63. Какие вопросы входят в разработку конструктивной части проекта ОПЗ?

- выбор и компоновка конструктивной схемы здания, расчет поперечной рамы, расчет и конструирование колонн, фундаментов, плит покрытия, стропильных конструкций;
- статический расчет поперечной рамы;
- статический расчет продольной рамы;
- расчет и конструирование стропильных конструкций, колонн, фундаментов, плит покрытия;

64. Какие вопросы решаются при компоновке конструктивной схемы ОПЗ?

- компоновка поперечной рамы, выбор схемы связей, разбивка здания на температурные блоки, выбор и компоновка конструктивной схемы покрытия;
- компоновка поперечной рамы;
- разбивка здания на температурные блоки и компоновка продольной рамы;
- выбор схемы связей и компоновка поперечной рамы;

65. Какие нагрузки учитывают при расчете поперечной рамы ОПЗ?

- постоянные нагрузки и временные - длительные и кратковременные;
- снеговую нагрузку, массу каркаса;
- ветровую нагрузку, массу каркаса;
- нагрузки мостовых, подвесных кранов, массу каркаса;

66. Чем воспринимается продольная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль кранового пути ОПЗ, вызванная торможением моста?

- вертикальными связями по колоннам;
- колоннами;
- стропильными конструкциями;
- горизонтальными связями;

67. Что представляет собой расчетная схема поперечной рамы ОПЗ?

- одно- или многопролетную статически неопределимую стержневую систему из вертикальных стоек, заземленных внизу и шарнирно связанных с ними абсолютно жестких ригелей;
- одно- или многопролетную статически определимую стержневую систему;
- трехшарнирную раму;
- одно- или многопролетную статически неопределимую стержневую систему из вертикальных стоек, заземленных внизу и жестко связанных с ними ригелей;

68. Какова расчетная схема стропильной балки ОПЗ?

- однопролетная шарнирно опертая балка;
- однопролетная жестко заземленная по концам балка;
- однопролетная частично заземленная по концам балка;
- многопролетная статически определимая балка;

69. На какие нагрузки рассчитывается стропильная ферма?

- от массы покрытия, фермы, снега, подвешенного оборудования, а также нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже;
- от массы фермы и покрытия;
- от снега, массы покрытия;
- от снега, подвешенного оборудования;

70. Что представляет собой расчетная схема железобетонных ферм ОПЗ, исключая безраскосную ферму?

- статически определимая ферма;
- жестко заземленная по концам балка;
- арка;
- статически неопределимая рамная система;

71. Как рассчитывается верхний пояс фермы ОПЗ?

- на сжатие со случайным или расчетным эксцентриситетом;
- на сжатие с расчетным эксцентриситетом;
- на центральное растяжение;
- на изгиб;

72. Как рассчитывается нижний пояс фермы?

- на центральное растяжение;
- на внецентренное растяжение;
- на внецентренное сжатие;
- на центральное сжатие;

73. Какие требования распространяются по конструированию колонн ОПЗ?

- требования по конструированию внецентренно сжатых элементов;
- требования по конструированию центрально растянутых элементов;
- требования по конструированию внецентренно растянутых элементов;
- требования по конструированию изгибаемых элементов;

74. В какой схеме каркаса многоэтажного здания все действующие на здание вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами с жесткими узлами?

- в рамной;
- в рамно-связевой;
- в связевой;
- в связевой с ядром жесткости;

75. В каких схемах каркаса многоэтажных зданий горизонтальные нагрузки передаются на диафрагмы жесткости?

- в связевой;
- в рамно-связевой;
- в рамной;
- в смешанной и рамной;

76. Какие схемы каркаса рекомендуются для строительства в сейсмических районах?

- рамные и рамно-связевые;
- рамно-связевые;
- связевые;
- рамные и связевые;

77. Какова конструктивная схема каркаса многоэтажного здания при шарнирном соединении ригелей с колоннами в обоих направлениях?

- связевая в обоих направлениях;
- рамно-связевая в обоих направлениях;
- рамная в обоих направлениях;
- связевая в одном и рамно-связевая в другом направлении;

78. Назовите основные преимущества металлических конструкций?

- надежность, индустриальность, легкость, сборность;
- индустриальность;
- сборность;
- надежность, легкость;

79. Каков процент содержания углерода в стали, используемой в строительстве?

- 0,22%;
- 0,1%;
- 0,4%;
- 0,5%;

80. От чего зависит в первую очередь прочность малоуглеродистой стали?

- от содержания углерода;
- от содержания фосфора;
- от содержания серы;
- от содержания меди;

81. Какие элементы кроме углерода существенно повышают прочность стали?

- медь, марганец, кремний;
- кремний, фосфор, медь;
- сера, кислород, медь;
- фосфор, сера, кремний;

82. Какие примеси значительно повышают хрупкость стали?

- фосфор, сера, кислород, азот;
- кремний, медь, фосфор, марганец;
- марганец, сера, кремний, медь;
- медь, кремний, сера, кислород;

83. Чем характеризуются основные механические свойства сталей?

- диаграммой « $\sigma - \epsilon$ » (напряжение - деформации);
- свариваемостью;
- ползучестью;
- релаксацией;

84. Почему алюминий не применяется в чистом виде?

- вследствие низкой прочности;
- вследствие высокой пластичности;
- вследствие того, что он легко корродирует;
- вследствие своей легкости;

85. На сколько групп делится прокатная сталь?

- на две;
- на три;
- на четыре;
- на пять;

86. Что включает в себя сортамент прокатных профилей?

- формы, размеры, допуски, характеристики металла и вес 1 пог.м.;
- характеристики металла и вес 1 пог.м.;
- формы, размеры, допуски;
- характеристики металла и допуски;

87. Где используется толстолистовая сталь?

- в балках, колоннах, рамах;
- при изготовлении штампованных профилей;
- при изготовлении гнутых профилей;
- для покрытий резервуаров, зданий;

88. В виде чего прокатывается листовая сталь?

- в виде широкой полосы прямоугольного сечения;
- в виде швеллеров;
- в виде двутавра;
- в виде тавра;

89. Из скольких уголков обычно состоят уголковые рабочие стержни?

- из двух или четырех;
- из двух или трех;
- из двух или пяти;
- из трех;

90. Почему швеллеры в стержнях применяются обычно в спаренном виде?

- чтобы получить симметричные и достаточно устойчивые сечения относительно двух осей;
- чтобы увеличить размеры сечения;
- чтобы повысить прочность сечения;
- чтобы уменьшить деформативность стержня;

91. Почему стальные трубы являются прекрасным профилем для элементов, работающих на центральное сжатие?

- благодаря большой жесткости и симметричности;
- благодаря небольшой деформативности;
- благодаря симметричности;
- благодаря высокой прочности;

92. Каким образом изготавливаются гнутые профили из легких сплавов?

- путем гнутья в холодном состоянии;
- путем гнутья в горячем состоянии;
- путем прессования;
- путем прокатки в горячем состоянии;

93. Каковы основные способы сварки, применяемые в строительстве?

- газосварка, электродуговая, электрошлаковая;
- электрошлаковая, ультразвуковая, газосварка;
- электродуговая, газовая, электрошлаковая;
- газовая, ультразвуковая, электродуговая;

94. В каких типах сварных соединений используются угловые швы?

- в нахлесточных, тавровых, угловых;
- в тавровых, угловых, стыковых;
- в стыковых, нахлесточных, угловых;
- в угловых, стыковых;

95. В каких типах сварных соединений используется стыковой шов?

- в стыковых;
- в тавровых;
- в угловых;
- в нахлесточных;

96. Какой способ сварки используется для элементов из алюминиевых сплавов?

- газосварка;
- электрошлаковая;
- электродуговая автоматическая;
- электродуговая ручная;

97. Угловые (фланговые или лобовые) швы при действии продольных и поперечных сил рассчитывают:

- на условный срез;
- на условное растяжение;
- на условное смятие;
- на условное сжатие;

98. Какой вид соединения получил наибольшее распространение для алюминиевых конструкций?

- заклепочные соединения;
- сварка;
- болтовые соединения на болтах повышенной точности;
- болтовые соединения на высокопрочных болтах;

99. Болты повышенной, нормальной и грубой точности рассчитывают на:

- смятие, растяжение, срез;
- срез, смятие, сдвиг;
- сжатие, растяжение, срез;
- сдвиг, сжатие, растяжение;

100. Заклепки для алюминиевых сплавов рассчитываются на:

- срез и смятие;
- сдвиг и растяжение;
- сжатие;
- срез;

101. От каких факторов зависит выбор типа балочной клетки?

- от размещения производственного оборудования, сетки колонн, величины нагрузок, марки применяемой стали, допустимой строительной высоты, а также экономических соображений;
- от величины постоянных и временных нагрузок;
- от марки стали, а также допустимой строительной высоты;
- от размещения производственного оборудования и сетки колонн;

102. Какой тип балок в балочных клетках является наиболее экономичным?

- прокатные двутаврового сечения;
- прессованные из алюминиевых сплавов;
- составные сварные;
- прокатные таврового сечения;

103. Какие профили прокатных балок являются основными для балочных клеток?

- двутавры и швеллеры;
- уголки и тавры;
- уголки и швеллеры;
- двутавры и тавры;

104. В чем заключается компоновка поперечных сечений составных балок балочных клеток?

- в определении высоты балки, толщины стенки, ширины и толщины поясов;
- в определении толщины стенки;
- в определении ширины поясов;
- в определении толщины поясов;

105. Из каких условий определяют высоту составных балок балочных клеток?

- из условий заданных габаритов, экономичности и жесткости;
- из условий прочности и жесткости;
- из условий заданных габаритов и экономичности;
- из условий технологии изготовления;

106. В чем заключается потеря общей устойчивости металлической балки при достижении нагрузкой критического значения?

- плоская форма изгиба балки нарушается, и сжатый пояс выпучивается в пролете;
- плоская форма изгиба не нарушается;
- в таком состоянии балка помимо изгиба испытывает сжатие;
- в таком состоянии балка помимо изгиба испытывает растяжение;

107. Чем характеризуется потеря местной устойчивости металлической балки?

- выпучиванием отдельных участков сжатого пояса или стенок;
- нарушением плоской формы изгиба балки;
- выпучиванием сжатого пояса в пролете;
- выпучиванием отдельных участков растянутого пояса;

108. Чем определяется выбор типа колонн?

- минимальным расходом материала и наименьшей трудоемкостью изготовления;
- прочностью;
- удобством монтажа;
- жесткостью и устойчивостью;

109. Каковы преимущества колонн замкнутого сечения?

- равноустойчивость, компактность и хороший внешний вид;
- хороший внешний вид;
- компактность и простота прикрепления примыкающих конструкций;
- равноустойчивость и доступность внутренней полости для окраски;

110. Какие из вышеперечисленных ферм считаются наиболее рациональными с точки зрения расхода металла?

- полигональные;
- с параллельными поясами;
- треугольные с пониженным поясом;
- треугольные;

111. На какие нагрузки рассчитывается металлическая ферма?

- от массы покрытия, фермы, снега, ветра, подвесного оборудования, а также нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже;
- от массы фермы и покрытия;
- от подвесного оборудования, снега;
- от ветра, снега, массы покрытия;

112. Что представляет собой расчетная схема металлических ферм?

- статически определимая ферма с шарнирными узлами;
- жестко защемленная по концам балка;
- арка;
- свободно опертая балка;

113. От каких причин зависит выбор типа поперечного сечения каждого элемента металлической фермы?

- от назначения сооружения, конструкции фермы, узлов и связей, условий эксплуатации и монтажа;
- от расхода материалов;
- от прочности;
- от удобства монтажа;

114. Сжатые элементы фермы кроме расчета на прочность рассчитывают:

- на устойчивость;
- на опрокидывание;
- на скольжение;
- на выносливость;

115. Металлические конструкции и их элементы в зависимости от степени ответственности, условий эксплуатации, вида соединений разделяют на:

- четыре группы;
- две группы;
- три группы;
- пять групп;

116. Какие виды металлических конструкций относятся к первой группе?

- наиболее ответственные сварные конструкции и элементы, работающие в особо тяжелых условиях, а также конструкции, подвергающиеся воздействию динамических и подвижных нагрузок;
- фермы, балки покрытий и перекрытий;
- колонны, прогоны покрытий;
- связи, элементы фахверка;

117. Какие типы металлических конструкций относятся ко второй группе?

- фермы, ригели рам, балки покрытий и перекрытий и другие растянутые и изгибаемые элементы, а также конструкции группы 1 при отсутствии сварных соединений;
- балки рабочих площадок;
- связи, а также конструкции группы 3 при отсутствии сварных соединений;
- элементы фахверка;

118. Какие типы металлических конструкций относятся к третьей группе?

- колонны, стойки, прогоны покрытий и другие, сжатые и сжато-изгибаемые элементы, а также конструкции группы 2 при отсутствии сварных соединений;
- фасонки ферм и конструкции группы 1 при отсутствии сварных соединений;
- балки рабочих площадок;
- связи;

119. Какие типы металлических конструкций относятся к четвертой группе?

- вспомогательные конструкции - связи, элементы фахверка, ограждения и т.п., а также конструкции группы 3 при отсутствии сварных соединений;
- конструкции группы 2 при отсутствии сварных соединений;
- колонны, стойки, прогоны покрытий;
- подкрановые балки;

120. Что составляет основу металлического каркаса?

- поперечные рамы;
- продольные рамы;
- поперечные и продольные рамы;
- подкрановые балки, элементы покрытия;

121. Какие нагрузки воспринимает поперечная рама каркаса?

- вертикальные и горизонтальные;
- только горизонтальные;
- только вертикальные;
- только крановые;

122. Какие размеры являются основными для поперечной рамы каркаса?

- пролет, высота от пола до низа ригеля рамы, высота от пола до отметки головки подкранового рельса, высота от уровня головки рельса до низа ригеля;
- пролет и высота от уровня пола до отметки головки подкранового рельса;
- пролет и высота от уровня головки рельса до низа ригеля;
- пролет и высота от пола до низа ригеля рамы;

123. Каковы основные недостатки каменных конструкций?

- большая собственная масса и значительные затраты ручного труда при возведении;
- значительные затраты ручного труда при возведении и огнестойкость;
- небольшие эксплуатационные расходы;
- большая собственная масса и высокие теплоизоляционные способности;

124. С какой целью каменная кладка армируется стальными сетками, стальными продольными стержнями или железобетоном?

- для повышения несущей способности;
- для повышения жесткости;
- для повышения устойчивости;
- для уменьшения деформативности;

125. Что обозначает марка кирпича?

- временное сопротивление стандартных образцов сжатию, а также изгибу;
- временное сопротивление стандартных образцов растяжению;
- сопротивление стандартных образцов изгибу;
- временное сопротивление стандартных образцов сжатию;

126. Прочность раствора характеризуется его маркой - временным сопротивлением при сжатии кубиков с размером ребра

- 7,07 см на 28-ой день их твердения при $t = 15^{\circ} \text{C}$;
- 10 см на 28-ой день их твердения при $t = 20^{\circ} \text{C}$;
- 15 см на 28-ой день их твердения при $t = 20^{\circ} \text{C}$;
- 6,7 см на 20-ый день их твердения при $t = 28^{\circ} \text{C}$;

127. От каких факторов зависит прочность каменной кладки?

- от прочности и вида камня и раствора, возраста кладки, ее качества и др.
- факторов;
- от возраста кладки, квалификации каменщика;
- от качества работ;
- от прочности камня и возраста кладки;

128. Если в сечении каменной конструкции одновременно действует центрально приложенная сила и изгибающий момент, то конструкция работает

- на внецентренное сжатие;
- на изгиб;
- на растяжение;
- на центральное сжатие;

129. Какие типы каменных зданий относятся к зданиям с жесткой конструктивной схемой?

- жилые и общественные здания, в которых поперечные стены располагаются довольно часто;
- многоэтажные здания со значительными расстояниями между поперечными несущими стенами;
- общественные здания с большими расстояниями между поперечными стенами;
- в основном жилые здания;

130. Какова расчетная схема стены каменного здания с жесткой конструктивной схемой?

- вертикальная неразрезная многопролетная балка, у которой шарнирными неподвижными опорами являются перекрытия;
- вертикальный консольный стержень, заземленный в уровне фундамента;
- вертикальная разрезная многопролетная балка;
- элемент рамы;

131. Какой элемент стены является расчетным?

- простенок;
- карниз;
- парапет;
- цоколь;

132. Прочность древесины на растяжение поперек волокон меньше прочности вдоль волокон

- почти в 25 раз;
- почти в 20 раз;
- в 10 раз;
- почти в 30 раз;

133. Чем отличается прочность древесины при сжатии от прочности древесины при растяжении?

- больше;
- меньше;
- одинаковы;
- меньше при наличии сучков, косослоя и других пороков;

134. Какие элементы древесины менее всех чувствительны к порокам?

- сжатые;
- растянутые;
- изгибаемые;
- сжатые и растянутые;

135. В каких элементах целесообразны врубки?

- в элементах, подверженных сжатию;
- в растянутых элементах;
- в изгибаемых элементах;
- в элементах, подверженных скалыванию;

136. Какой способ соединения элементов деревянных конструкций является практически неподатливым?

- на клею;
- на нагелях;
- на врубках;
- на гвоздях;

137. Для несущих клееных конструкций используют пиломатериалы, доски, брусья хвойных пород с влажностью не более

- 12%;
- 20%;
- 10%;
- 15%;

138. Для стыкования каких деревянных элементов не рекомендуют клеевые соединения?

- растянутых;
- сжатых;
- работающих на сдвиг;
- работающих на ударные воздействия;

139. Основные требования, предъявляемые к клеям, используемых в клеевых соединениях

- прочность не ниже прочности древесины на скалывание вдоль волокон и растяжение поперек волокон;
- прочность не ниже прочности древесины на растяжение вдоль волокон;
- прочность может быть ниже прочности древесины на скалывание вдоль волокон, но не ниже прочности древесины на растяжение вдоль волокон;
- прочность не ниже прочности древесины на скалывание поперек волокон;

140. В каких случаях устраивают отдельные фундаменты?

- при небольших нагрузках и хороших грунтах, и достаточно редком расположении колонн;
- при неоднородных грунтах;
- при больших нагрузках;
- при относительно слабых грунтах;

141. В каких случаях устраивают ленточные фундаменты?

- при больших нагрузках и относительно слабых грунтах;
- при однородных грунтах;
- при одинаковых величинах и нагрузках;
- при хороших грунтах.

142. В каких случаях устраивают сплошные фундаменты?

- при слабых, неоднородных грунтах и больших нагрузках;
- при небольших нагрузках;
- при хороших грунтах;
- при хороших грунтах и небольших нагрузках;

143. Что включает в себя расчет основания отдельного фундамента?

- определение формы и размеров подошвы;
- определение высоты фундамента;
- определение размеров его ступеней;
- определение размеров подошвы;

144. Что включает в себя расчет тела отдельного фундамента?

- определение высоты фундамента, размеров его ступеней и сечения арматуры;
- определение формы подошвы;
- определение высоты фундамента;
- определение размеров ступеней;

145. Как принимают распределение реактивного давления грунта по подошве центрально - нагруженного отдельного фундамента?

- по закону прямоугольника;
- по закону треугольника;
- по закону трапеции;
- по закону параболы;

146. Как рассчитывается высота отдельного центрально - нагруженного фундамента?

- из условия продавливания;
- из условия сжатия;
- из условия растяжения;
- из условия смятия;

147. Как принимается рабочая высота отдельного фундамента, если в стакан монолитного фундамента устанавливают сборную колонну?

- принимается большее из трех значений: высота фундамента из расчета на продавливание, из условия обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте; из условия достаточной анкеровки продольной арматуры;
- из условия продавливания;
- из условия достаточной анкеровки продольной арматуры;
- из условия проверки на раскалывание;

148. Как работают ступени фундамента под воздействием реактивного давления грунта снизу?

- на изгиб;
- на сжатие;
- на растяжение;
- на сдвиг;

149. В каких случаях применяют свайные фундаментаы?

- при возведении зданий и сооружений на грунтах с недостаточной несущей способностью;
- при неоднородных грунтах;
- при хороших грунтах и небольших нагрузках;
- при хороших грунтах и больших нагрузках;

150. Сваи без предварительного напряжения изготавливают из бетона класса

- В15;
- В12,5;
- В20;
- В25;

151. Сваи с предварительно напряженной арматурой изготавливают из бетона классов

- В20-В25;
- В12,5;
- В15;
- В30 и выше;

152. При небольших нагрузках чаще всего используют сваи

- квадратного сплошного сечения (цельные и составные);
- полые круглые сваи;
- сваи-оболочки;
- квадратного сплошного сечения (составные);

153. Центральнo-растянутые сплошные элементы деревянных конструкций рассчитывают на прочность вдоль волокон по формуле

- $\frac{N}{F_{нт}} \leq R_p$
- равновесия;
- сжатия;
- изгиба.

154. Центральнo сжатые стержни сплошных элементов деревянных конструкций рассчитывают на прочность, на

- устойчивость;
- изгиб;
- кручение;
- изгиб с кручением.

155. Какие системы являются предпочтительнее для несущих деревянных конструкций?

- статически определимые;
- статические;
- определимые;
- неопределимые;

156. Деревянные конструкции и их элементы бывают сплошные и

- сквозные;
- кривые;
- вязкие;
- упругие.

157. При расчете деревянных конструкций материал считается

- упругим;
- хрупким;
- мерзлым;
- гнилым.

158. При расчете железобетонных конструкций используется?

- призмная прочность бетона;
- кубиковая прочность бетона;
- нормативная прочность бетона;
- растянутая прочность бетона.

159. Анкеровка арматуры периодического профиля обеспечивается силами

- сцепления;
- сжатия;
- упрочнения;
- утолщения.

160. Изгибаемые железобетонные элементы применяют в виде

- плит и балок;
- колонн;
- ростверков;
- подушек.

161. Площадь сечения арматуры изгибаемого элемента определяется с учетом

- полезной высоты сечения;
- ширины сечения;
- длины сечения;
- диаметра сечения.

162. При расчете тавровых сечений изгибаемых элементов различают 2 случая

- сжатая зона бетона находится в пределах полки и ниже полки;
- сжатая зона бетона отсутствует;
- сжатая зона бетона находится внизу;
- сжатая зона бетона переходит в растянутую.

163. Сжатые железобетонные элементы обычно проектируют

- с ненапрягаемой арматурой;
- с растянутой арматурой;
- с монтажной арматурой;
- с конструктивной арматурой.

164. Если во внецентренно сжатом элементе площади сечения продольной арматуры $A_s = A'_s$

- то такое армирование называют симметричным;
- то такое армирование называют равномерным;
- то такое армирование называют одиночным;
- то такое армирование называют двойным.

165. Расчетная снеговая нагрузка, действующая на покрытие одноэтажного промздания определяется с коэффициентом надежности по нагрузке

- 1,4;
- 1,2;
- 1,0;
- 0.

166. Все каркасы многоэтажных зданий делят на:

- рамные, рамно-связевые, связевые;
- рамные, дискретные;
- рамные, жесткие;
- рамные, пространственные.

167. В рамной системе рамы воспринимают все действующие на здания нагрузки:

- горизонтальные и вертикальные;
- ветровые;
- силовые;
- несилловые.

168. В связевой системе все горизонтальные нагрузки воспринимают

- диафрагмы;
- плиты перекрытия;
- колонны;
- рамы.

169. Поперечная арматура в сжатых элементах устанавливается

- конструктивно;
- по расчету;
- по монтажу;
- по распределению.

170. Железобетонные колонны сечением 400х400 мм можно армировать

- четырьмя стержнями;
- нельзя армировать;
- тремя стержнями;
- пятью стержнями.

171. Основные механические свойства сталей характеризуются

диафрагмой деформирования « $\sigma - \epsilon$ », которая получается путем испытания

- на растяжение стандартных образцов;
- на сжатие стандартных образцов;
- на изгиб стандартных образцов;
- на излом стандартных образцов.

172. Твердение бетона существенно ускоряется

- при повышении температуры и влажности среды;
- при умножении температуры и влажности среды;
- при понижении температуры и влажности среды;
- при разности температуры и влажности среды.

173. Высокопрочную сталь можно успешно применять в

- предварительно напряженных конструкциях;
- растянутых конструкциях;
- сжатых конструкциях;
- изгибаемых конструкциях.

174. Тяжелый бетон имеет

- плотную структуру;
- малоуглеродистую структуру;
- влажную структуру;
- смешанную структуру.

175. Важнейшими физико-механическими свойствами бетона с точки зрения его работы в железобетонных конструкциях является

- прочность и деформативность;
- податливость;
- сейсмостойкость;
- ударостойкость.

176. Для контроля качества бетона служит

- кубиковая прочность бетона;
- призмная прочность бетона;
- разностная прочность бетона;
- податливая прочность бетона.

177. По профилю поверхности различают арматуру

- гладкую и периодического профиля;
- ровного профиля;
- несущего профиля;
- гнутого профиля.

178. Стержневая арматура обозначается буквой

- А;
- Вр;
- В;
- ВрВ.

179. Холоднотянутая проволочная арматура обозначается буквой

- В;
- А;
- С;
- К.

180. Какая арматура (по способу применения) может объединяться в каркасы и сетки?

- ненапрягаемая;
- гнутая;
- монтажная;
- распределительная.

181. При назначении продольных и поперечных стержней арматуры необходимо учитывать

- условия технологии сварки;
- условия расчета;
- условия применения;
- условия доставки.

182. Фундаментальным свойством железобетона, которое обеспечивает его существование, как строительного материала, является

- сцепление арматуры с бетоном;
- плотность бетона;
- хладноломкость арматуры;
- релаксация бетона.

183. Метод расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям

- был основан на законе Гука;
- был основан на законе Ньютона;
- был основан на законе Мора;
- был основан на законе Лапласа.

184. Какие конструкции рассчитываются по первой группе предельных состояний?

- все;
- растянутые;
- сжатые;
- изогнутые.

185. При расчете по первой группе предельных состояний должно выполняться условие: $F \leq F_u$, где F-?

- расчетное усилие;
- расчетное сопротивление;
- расчетное освещение;
- расчетная деформация.

186. Применение растянутой высокопрочной арматуры оказывается возможным

- в предварительно напряженных конструкциях;
- в сжатых конструкциях;
- в сжато-изогнутых конструкциях;
- в нагруженных конструкциях.

187. Относительная высота сжатой зоны бетона зависит

- от сжатой и полезной высот сечения;
- от растянутой высоты сечения;
- от сжатой высоты сечения;
- от рабочей высоты сечения.

188. Минимальный процент армирования для изгибаемых элементов составляет

- 0.05;
- 0.1;
- 0.2;
- 0.4.

189. При расчете конструкций по 2ой группе предельных состояний по перемещениям требуется выполнение условия: $\varphi \leq [\varphi]$, где $[\varphi]$ – это прогиб, установленный

- нормами;
- расчетом;
- конструированием;
- изгибом.

190. Одноэтажные производственные здания из железобетона строят

- однопролетными или многопролетными;
- многоэтажными;
- естественными;
- разделенными.

191. Стропильные балки и фермы одноэтажных промышленных зданиях являются элементами

- покрытия;
- фундамента;
- стены;
- ограждения.

192. Основным элементом каркаса одноэтажного промышленного здания является

- поперечная рама;
- вторая рама;
- срединная рама;
- крайняя рама.

193. Поперечная рама одноэтажного промышленного здания воспринимает нагрузку

- от массы покрытия, стен, кранов, ветра, снега;
- от массы покрытия, стен, кранов, ветра;
- от массы покрытия, стен, ветра;
- от массы покрытия, кранов, ветра, снега.

194. Все многоэтажные здания можно разделить на

- каркасные, бескаркасные, панельные, комбинированные, объемно-блочные;
- каркасные, бескаркасные, панельные;
- каркасные, бескаркасные, панельные, комбинированные;
- бескаркасные, панельные, комбинированные.

195. Пространственный каркас одноэтажного промышленного здания условно расчленяется

- поперечные и продольные рамы;
- перекрестные рамы;
- спаренные рамы;
- рядовые рамы.

196. Основными элементами каркасных зданий, выполненных по рамной системе, являются

- плиты перекрытий, ригели, колонны;
- плиты перекрытий;
- плиты перекрытий, ригели;
- плиты перекрытий, колонны.

197. Основным элементом каркасных зданий, выполненных по рамно-связевой системе, являются

- плиты перекрытий, ригели, колонны, диафрагмы;
- плиты перекрытий, ригели, колонны;
- плиты перекрытий, диафрагмы;
- плиты перекрытий, колонны, диафрагмы.

198. Пространственная жесткость здания или сооружения

- это его способность сопротивляться деформациям;
- это его способность сопротивляться наклону;
- это его способность сопротивляться снегу, ветру;
- это его способность сопротивляться несиловым воздействиям;

199. Диафрагмы жесткости ставятся в рамно-связевых и связевых каркасах для восприятия

- горизонтальных нагрузок;
- вертикальных нагрузок;
- неравномерных нагрузок;
- пульсирующих нагрузок;

200. Коэффициент армирования равен $\mu = A_s / ?$

- bh_0 ;
- $b \cdot x$;
- $b \cdot \xi$;
- $\xi \cdot h_0$.

201. Какое сечение изгибаемого элемента является более выгодным?

- тавровое;
- коробчатое;
- сплошное;
- расчетное.

202. Наблюдается ли в железобетонных элементах в чистом виде центральное сжатие?

- нет;
- да;
- наблюдается;
- совместно с бетоном.

203. Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи

- коротких граней поперечного сечения элемента;
- диагональных граней поперечного сечения элемента;
- параллельных граней поперечного сечения элемента;
- больших граней поперечного сечения элемента.

204. Расстояние между поперечными стержнями в сжатых элементах для сварных каркасов должно быть не более

- 20 d;
- 10 d;
- 15 d;
- 30 d.

205. Диаметр поперечных стержней в сжатых элементах в сварных каркасах должен удовлетворять

- условиям свариваемости;
- условиям коррозии;
- условиям сцепления;
- условиям растяжения.

206. Нижние пояса ферм находятся

- в условиях центрального растяжения;
- в условиях сжатия;
- в условиях изгиба;
- в условиях растяжения.

207. Характер разрушения внецентренно сжатых элементов зависит в первую очередь

- от эксцентриситета;
- от вида сечения;
- от величины усилия;
- от вида арматуры.

208. Несущая способность гибких внецентренно-сжатых железобетонных элементов меньше, чем тех внецентренно сжатых элементов, гибкость которых можно пренебречь?

- да;
- больше;
- меньше;
- равно.

209. Промышленные здания проектируют

- одно и многоэтажными;
- отсеками;
- высотными;
- уникальными.

210. Расчет стыковых соединений при центральном сжатии и растяжении

производится по формуле $\sigma_{\omega} = \frac{N}{A_{\omega}} \leq R_{\omega} \gamma_c$;

- A_{ω} ;
- b ;
- h ;
- γ_f .

211. Если на стыковой шов действует изгибающий момент, то напряжение

определяется по известной из сопромата формуле $\sigma_{\omega} = \frac{M}{W_{\omega}} \leq R_{\omega} \gamma_c$, где

$W_{\omega} = ?$

- $W_{\omega} = t l_w^2 / 6$;
- $W_{\omega} = t$;
- $W_{\omega} = 1$;
- $W_{\omega} = 6$.

212. Угловые швы при действии продольных и поперечных сил рассчитывают на условный срез, который происходит по двум сечениям

- по металлу шва и по металлу границы сплавления;
- по плавлению;
- по металлу;
- по металлу границы сплавления.

213. Правила размещения заклепок и всех видов болтов

- одинаковые;
- рядовые;
- шахматные;
- по диагонали.

214. Размещение болтов в листах, уголках, швеллерах и двутаврах бывает

- рядовое и в шахматном порядке;
- в одиночку;
- в два ряда;
- в три ряда.

215. Расчет прочности прокатных балок на изгиб в предположении их

упругой работы производят по формулам сопромата $\frac{M}{W_n} \leq ?$

- $R_y \gamma_c$;
- R_y ;
- γ_c ;
- A_n .

216. Толщина стенки, полученная при компоновке поперечных сечений составных балок балочной клетки, проверяется по формуле

касательных напряжений при изгибе $t_w = QS / JR_s \gamma_s$, где J -?

- момент инерции сечения балки;
- момент сечения;
- усилие сечения;
- ширина сечения.

217. Ширину и толщину поясов поперечных сечений составных балок назначают с учетом

- обеспечения местной устойчивости сжатого пояса;
- обеспечения местной деформации сжатого пояса;
- обеспечения местной коррозии сжатого пояса;
- обеспечения свариваемости сжатого пояса.

218. Проверка общей устойчивости балок производится по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_n} \leq \varphi_b R_y \gamma_c$$

- W_n ;
- A_n ;
- R ;
- γ_f .

219. В зависимости от нагружения различают

- центрально сжатые, внецентренно сжатые и сжато-изогнутые колонны;
- центрально сжатые колонны;
- внецентренно сжатые колонны;
- сжато-изогнутые колонны.

220. Стержни колонн по конструкции могут быть

- сплошными и сквозными;
- сплошными;
- сквозными;
- корродированными.

221. Подсчитав расчетное усилие N, выбирают расчетную схему колонны, тип поперечного сечения стержня и определяют требуемую площадь сечения центрально сжатой колонны $A = N / ?$

- $\varphi R_y \gamma_c$;
- $R_y \gamma_c$;
- φR ;
- φR_y .

222. Прочность центрально-растянутых и центрально-сжатых элементов ферм считается обеспеченной, если $\frac{N}{?} \leq R_y \gamma_c$

- A_n ;
- R ;
- φ ;
- W_c .

223. Для уменьшения температурных деформаций конструкций здания металлический каркас делят

- на отдельные отсеки температурными швами;
- на отдельные колонны температурными швами;
- на отдельные ригели температурными швами;
- на отдельные рамы температурными швами.

224. В сквозных внецентренно сжатых колоннах, кроме расчета устойчивости стержня в целом, должны быть проверены отдельные ветви

- как центрально сжатые стержни;
- как растянутые стержни;
- как изогнутые стержни;
- как изгибаемые стержни.

225. Благодаря однородности своей структуры и большому модулю упругости металлические конструкции отвечают нашим представлениям

- об изотропных телах, на которых основываются расчеты;
- об анизотропных телах, на которых основываются расчеты;
- о мягких телах, на которых основываются расчеты;
- о пластичных телах, на которых основываются расчеты.

226. Разрушение металлических и железобетонных элементов бывает

- хрупким и пластическим;
- упругим;
- быстрым;
- медленным.

227. вид разрушений является основным случаем работы стальных и алюминиевых конструкций?

- пластический;
- упругий;
- хрупкий;
- вязкоупругий.

228. Какие механические характеристики имеют низколегированные стали по сравнению с малоуглеродистыми сталями?

- более высокие;
- более низкие;
- низкие;
- умеренные.

229. Используется ли алюминий в чистом виде в конструкциях?

- нет;
- да;
- возможно;
- гнутый.

230. При проектировании строительных конструкций следует по возможности избегать

- хрупкого разрушения элементов, так как оно происходит внезапно;
- вязкого разрушения элементов;
- пластичного разрушения элементов;
- вязкоупругого разрушения элементов.

231. В практике применяют балочные клетки следующих типов

- упрощенные, усложненные и нормальные;
- упрощенные;
- нормальные;
- усложненные.

232. В нормальных балочных клетках кроме балок настила имеются

- главные балки, опирающиеся на колонны;
- плиты- балки, опирающиеся на колонны;
- монолитные балки, опирающиеся на колонны;
- сборные балки, опирающиеся на колонны.

233. Основными параметрами металлической балки являются

- пролет, высота и толщина стенки, а также сечение поясов;
- толщина пояса;
- сечение поясов;
- пролет, высота.

234. Металлические стропильные фермы рассматриваются как стержневые системы

- состоящие из отдельных стержней, соединенных в узлах шарнирами;
- состоящие из отдельных стержней, соединенных в узлах сваркой;
- состоящие из отдельных стержней, соединенных в узлах склеиванием;
- состоящие из отдельных стержней, соединенных в узлах болтами.

235. Различают три основные части металлической колонны

- база, стержень и оголовок;
- фундамент, стена, ветвь;
- база, ветвь, ростверк;
- база, оголовок, прокладка.

236. Наибольшая гибкость λ_{\max} центрально-сжатых металлических колонн не должна превышать предельной гибкости $\lambda_u = ?$

- 120;
- 100;
- 150;
- 80.

237. Расчетные длины колонн определяются по формуле $l_0 = \mu l$,

где μ – коэффициент, зависящий от

- закрепления концов колонны, ее типа, отношения момента инерции и вида нагрузки;
- типа колонны;
- момента инерции;
- величины нагрузки.

238. Базы металлических колонн бывают

- шарнирные и жесткие;
- жесткие;
- гнутые;
- податливые.

239. Конструкция базы колонны зависит

- от типа сечения стержня и усилия в колонне;
- от сечения;
- от усилия;
- от нагрузки.

240. При небольших напряжениях до 0,2 от временного сопротивления кладки сжатию, кладка работает

- упруго;
- хрупко;
- медленно;
- неподвижно.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985.,
2. СТ РК 937 – 92 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М., 1986.,
4. Р.Л.Маилян, Д.Р.Маилян, Ю.А. Веселов Строительные конструкции. Учебное пособие. Р-на-Д 2004.,
5. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкции. М., 1989г
6. Байков В.Н., Стронгин С.Т. Строительные конструкции. М., 1970, 1980г.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М., 1991.
8. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. М., Высшая школа, 1989.
9. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции. М., Высшая школа, 1988.
10. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. Вильнюс. 1985.
11. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкции М., 1989г
12. Кузютин А.Д., Бубнович Э.В. Строительные конструкции I. Раздел ЖБК. А.;2004г