

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«МОЗЫРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПЕДАГОГИЧЕСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ ИМЕНИ И. П. ШАМЯКИНА»

## ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания к выполнению лабораторных работ  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

В двух частях

Часть 1

Мозырь  
2010

УДК 624.012 (076.5)

ББК 38.5я73

Ж51

Составители:

**С. Н. Щур**, кандидат педагогических наук, доцент кафедры основ строительства и методики преподавания строительных дисциплин УО МГПУ им. И. П. Шамякина;

**С. Н. Цалко**, ассистент кафедры основ строительства и методики преподавания строительных дисциплин УО МГПУ им. И. П. Шамякина.

Рецензенты:

кандидат технических наук, доцент,  
зав. кафедрой строительного производства учреждения образования  
«Белорусский государственный университет транспорта»

*О. Е. Пантюхов;*

директор КУП «Управление капитального строительства  
Наровлянского района»

*Д. Н. Чернов.*

Печатается по решению редакционно-издательского совета  
учреждения образования

«Мозырский государственный педагогический университет  
имени И. П. Шамякина»

**Ж51** Железобетонные и каменные конструкции: метод. указания  
к выполнению лаб. работ по дисциплине «Железобетонные  
и каменные конструкции»: в 2 ч. / сост.: С. Н. Щур, С. Н. Цалко. –  
Мозырь: УО МГПУ им. И. П. Шамякина, 2010. – Ч. 1. – 92 с.  
ISBN 978-985-477-397-1.

Методические указания составлены в соответствии с программой по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» и предназначены для студентов дневной и заочной форм обучения по специальности 1-08 01 01 «Профессиональное обучение» специализации 1-08 01 01-05 «Строительство» УО МГПУ им. И. П. Шамякина.

Издание включает в себя теоретические сведения по темам работ, примеры решения задач, комплекс приложений.

УДК 624.012 (076.5)

ББК 38.5я73

ISBN 978-985-477-397-1 (Ч. 1)

ISBN 978-985-477-239-4

© С. Н. Щур, С. Н. Цалко, составление, 2010

© УО МГПУ им. И. П. Шамякина, 2010

## ВВЕДЕНИЕ

Методические указания составлены в соответствии с учебной программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции».

В издании рассматриваются основные расчетные положения железобетонных и каменных конструкций, даются общие сведения о строительстве, конструктивных элементах зданий, свойствах материалов и др. Примеры и задачи подобраны так, чтобы при небольшом объеме вычислений можно было усвоить основы и методику проектирования и расчета железобетонных и каменных элементов.

Достаточное внимание уделено организационной стороне проведения занятий. С этой целью в начале лабораторной работы приводится перечень необходимых приборов и принадлежностей, что позволяет студентам более тщательно подготовиться к занятиям.

Лабораторные работы предназначены для закрепления практической стороны изучаемого материала, приобретения навыков в обработке технической документации. Основная цель лабораторных работ заключается в выработке у студентов умения активно применять полученные знания при проектировании и расчете основных конструктивных элементов зданий.

Подготовку к занятию студенты начинают с изучения соответствующего раздела по учебнику или по конспекту лекций. Далее знакомятся с вводной частью работы в методических указаниях, где кратко излагается практическая сущность задания.

Начиная выполнять лабораторные задания, необходимо четко представлять конечный результат, что требует внимательного и вдумчивого отношения к объяснениям преподавателя.

Полностью выполненное и оформленное задание предоставляется на проверку преподавателю и, после соответствующей подписи, подлежит приемке. При приемке задания выявляются практические знания студентов.

Расчеты проводятся по индивидуальным вариантам, выданным преподавателем.

## ВЫЧИСЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЕННОГО ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

**Цель работы:** изучить геометрические характеристики приведенного прямоугольного сечения; определить момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести, и момент сопротивления относительно нижней грани.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, справочный материал.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы, проверить знания по контрольным вопросам.
2. Определить момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести.
3. Определить момент сопротивления относительно нижней грани прямоугольного сечения железобетонной балки.
4. Определить упругопластический момент сопротивления.
5. По результатам расчетов оформить эскиз прямоугольного сечения.

### Краткие теоретические сведения

Бетон, как показывают испытания, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению, поэтому включение стальной арматуры в растянутую зону элементов существенно повышает их несущую способность. Так бетонная балка (без арматуры), лежащая на двух опорах и подверженная поперечному изгибу, испытывает растяжение в зоне, находящейся ниже нейтрального слоя; такая балка имеет малую несущую способность вследствие слабого сопротивления бетона растяжению.

Та же балка, снабженная арматурой, размещенной в растянутой зоне, обладает более высокой несущей способностью, так как сталь имеет высокое сопротивление не только растяжению, но и сжатию. Отсюда прочность железобетонной балки по сравнению с бетонной (неармированной) балкой возрастает в 15–20 раз.

Совместное сопротивление бетона и стальной арматуры внешним нагрузкам обуславливается выгодным сочетанием физико-механических свойств этих материалов, а именно:

– при твердении бетона между ним и стальной арматурой возникают значительные силы сцепления, вследствие чего в железобетонных элементах оба материала деформируются под нагрузкой совместно;

– плотный бетон (с достаточным содержанием цемента) защищает заключенную в нем стальную арматуру от коррозии, а также предохраняет ее от непосредственного действия огня;

– сталь и бетон обладают близкими по значению коэффициентами линейного расширения, поэтому при изменениях температуры в пределах до 100°С в обоих материалах возникают незначительные начальные напряжения; скольжения арматуры в бетоне не наблюдается.

Железобетону присуще образование трещин в бетоне в растянутых зонах конструкций даже при эксплуатационных нагрузках небольшой интенсивности. Раскрытие этих трещин во многих случаях невелико, и не мешает нормальной эксплуатации конструкций. Однако в определенных условиях (как, например, агрессивная среда, повышенная влажность, опасность коррозии высокопрочной проволочной арматуры малых диаметров) необходимо предотвратить образование таких трещин или ограничить ширину их раскрытия. Для этого до приложения нагрузки бетон растянутых зон подвергают предварительному интенсивному обжатию посредством растяжения рабочей арматуры. Такой железобетон называют **предварительно-напряженным**.

Основными техническими показателями бетона, контролируемыми по соответствующим стандартам, являются:

- класс по прочности на сжатие С;
- марка по морозостойкости F;
- марка по водонепроницаемости W;
- марка по средней плотности D;
- марка по самоуплотнению S<sub>p</sub>.

**Класс бетона по прочности на сжатие** отвечает значению предельного сопротивления (предел прочности с обеспеченностью 0,95), при сжатии кубика с ребром 15 см после выдержки в течение 28 суток при температуре  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  и относительной влажности воздуха  $W \geq 60\%$ . Нормами приняты следующие классы по прочности на сжатие тяжелых бетонов, в том числе напрягающих: С8/10, С12/15, С16/20, С20/25, С25/30, С30/37, С35/45, С40/50, С45/55, С50/60, С60/70, С70/85, С80/95, С90/105, С100/115. Для мелкозернистых бетонов естественного твердения или подвергнутых тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем упругости свыше 2,0 приняты следующие классы: С8/10, С12/15, С16/20, С20/25, С25/30, С30/37, С35/45. Для мелкозернистых бетонов естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем упругости 2,0 и меньше приняты следующие классы: С8/10, С12/15, С16/20, С20/25, С25/30.

При проектировании рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие:

- для железобетонных элементов из тяжелого бетона, рассчитываемого на воздействие многократно повторяющейся нагрузки не ниже  $C_{12/15}$ ;
- для железобетонных сжатых стержневых элементов из тяжелого и мелкозернистого бетонов не ниже  $C_{12/15}$ .
- для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов не ниже  $C_{20/25}$ .

**Марка бетона по морозостойкости F50...F500** (от англ. frost resistance – морозостойкость) характеризуется количеством циклов замораживания и оттаивания, которые выдерживает бетон в насыщенном водой состоянии при снижении прочности не более чем на 15%. Назначается для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания (градирни, гидротехнические сооружения).

**Марка бетона по водонепроницаемости W1...W12** (от англ. Watertight – водонепроницаемость). Число после буквы W (например, W6) соответствует наибольшему давлению воды в  $\text{кг/см}^2$ , при котором еще не наблюдается просачивание воды через образец толщиной 150 мм. Назначается для конструкций, работающих под паром воды.

**Марка бетона по средней плотности D** (от англ. density – плотность) характеризует его среднюю плотность в  $\text{кг/м}^3$  (для тяжелых бетонов D2300...D2500, для легких – D800...D2100). Назначается в тех случаях, когда к бетону кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции. Число после буквы соответствует средней плотности бетона в  $\text{кг/м}^3$ .

**Марка по самоупрочению  $S_p0,4...S_p4$**  (от англ. prestress – преднапряжение) характеризует величину предварительного напряжения в бетоне (в МПа) на уровне центра тяжести арматуры при коэффициенте армирования  $\rho = 0,01\%$ ; назначается для самоупроченных конструкций, изготавливаемых из бетона на напрягающем цементе. К таким конструкциям относятся трубы, покрытия дорог, аэродромов и т. п.

**Рекомендации по выбору класса бетона.** Наиболее широкое применение в настоящее время имеет тяжелый (обычный) бетон плотной структуры на цементных вяжущих. Он используется для изготовления практически всех несущих конструкций, если этому не противоречат специальные требования и если невозможно применение легкого бетона. Легкие, поризованные, ячеистые бетоны применяют преимущественно в ограждающих конструкциях.

Выбор оптимального класса бетона производят в каждом конкретном случае на основании технико-экономических расчетов в зависимости от типа конструкций, способов ее изготовления и монтажа, условий эксплуатации.

Свойства арматуры зависят от химического состава, способа производства и обработки. В состав арматурной стали обычно входят

углерод в количестве 0,2–0,8% и легирующие добавки. Увеличение количества углерода приводит к повышению прочности при одновременном снижении деформативности и свариваемости. Изменение свойств стали может быть достигнуто введением легирующих добавок. Марганец, хром повышают прочность без существенного снижения деформативности. Кремний, увеличивая прочность, ухудшает свариваемость.

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов S240, S400, S500. В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует применять стержни и канаты классов S800, S1200, S1400.

По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной.

Прочностные и деформативные свойства сталей характеризуются диаграммой « $\sigma_s - \epsilon_s$ », полученной путем испытаний на растяжение стандартных образцов. Все арматурные стали по характеру диаграммы подразделяются на два вида: 1) мягкие, обладающие явно выраженной площадкой текучести; 2) твердые, с неявно выраженной площадкой текучести (рисунок 1.1).

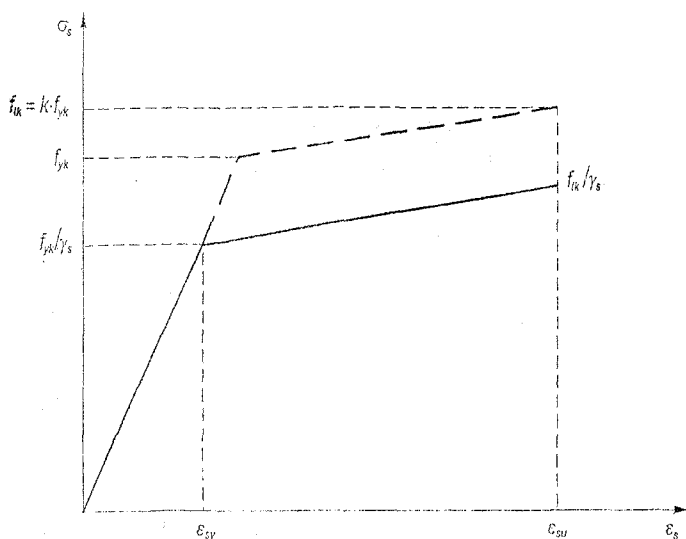


Рисунок 1.1 – Зависимость « $\sigma_s - \epsilon_s$ » для напрягаемой арматуры

Основной характеристикой прочности стали для сталей вида 1 является физический предел текучести  $f_{0,2d}$ , определяемый путем деления нормативного сопротивления  $f_{0,2d} (f_{yk})$ ; на частный коэффициент безопасности по арматуре  $\gamma_s$ , равный 1,2. Для сталей вида 2 – условный предел текучести, принимаемый равным значению напряжений, соответствующих остаточному удлинению, равному 0,2%. Указанная характеристика гарантируется заводом-изготовителем с обеспеченностью не менее 0,95. Помимо этого характеристиками диаграмм являются предел прочности  $f_{ik}$  (нормативное значение временного сопротивления) и предельное удлинение при разрыве  $\epsilon_{sp}$ , характеризующее пластические свойства стали. Малые предельные удлинения могут послужить причиной хрупкого обрыва арматуры под нагрузкой и разрушения конструкции; высокие пластические свойства сталей создают благоприятные условия работы железобетонных конструкций (перераспределение усилий в статически неопределимых системах; при интенсивных динамических нагрузках).

Повышение прочности арматурных сталей может быть достигнуто термическим упрочнением и механической вытяжкой.

При термической обработке вначале осуществляется нагрев арматуры до 800° С и быстрое охлаждение в масле, а затем нагрев до 300–400° С с постепенным охлаждением. При механической вытяжке арматуры на 3–5% вследствие структурных изменений кристаллической решетки – наклепа – сталь упрочняется. При повторной вытяжке (нагрузке) диаграмма деформирования будет отличаться от исходной (рисунок 1.1).

Помимо прочностных и деформативных характеристик в ряде случаев необходимо также учитывать и другие свойства арматурных сталей: свариваемость, реологические свойства, усталостное разрушение и т. п.

**Свариваемость арматурных сталей** – это способность давать доброкачественные соединения при сварке. Хорошо свариваются малоуглеродистые стали. При содержании углерода выше 0,5% свариваемость стали ухудшается. Нельзя сваривать арматурные стали, упрочненные термической обработкой или вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Реологические свойства арматурной стали характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть проявляется лишь при больших напряжениях и высоких температурах. Более опасна релаксация – падение напряжений во времени при неизменной длине образца (отсутствии деформаций). Релаксация зависит от химического состава стали, технологии изготовления, интенсивности напряжения, температуры и др. Она наиболее интенсивно протекает в первые часы, но может продолжаться длительное время. Учет ее важен при расчете предварительно напряженных конструкций.

Многokrатно повторяющаяся нагрузка вызывает в арматурной стали усталостные явления, которые могут привести к понижению



сопротивления и хрупкому разрушению. Усталостная прочность (предел выносливости) стали зависит от числа повторений нагрузки и коэффициента асимметрии цикла.

При действии на конструкции нагрузок большой интенсивности, продолжительность которых весьма мала, наблюдается динамическое упрочнение стали вследствие запаздывания пластических деформаций (на развитие которых нужно время). Явление динамического упрочнения особенно характерно для мягких сталей, предел текучести которых повышается на 20–30% и более.

Под **коррозией** понимают разрушение железобетонных конструкций с течением времени под воздействием агрессивной среды. Различают коррозию бетона и арматуры. Коррозия бетона зависит от его прочности и плотности, свойств цемента и агрессивности среды.

Коррозия арматуры вызывается недостаточным содержанием цемента или наличием в нем вредных примесей, чрезмерным раскрытием трещин, недостаточной толщиной защитного слоя. Коррозия арматуры может протекать одновременно с коррозией бетона и независимо от нее. Для уменьшения коррозии ограничивают агрессивность среды в процессе эксплуатации (отвод агрессивных вод, улучшение вентиляции помещений), применяют плотные бетоны на сульфатостойких и других специальных вяжущих, устраивают на поверхности бетона защитные покрытия, ограничивают раскрытие трещин и т. д.

**Защитный слой бетона (с)** должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту арматуры от коррозии и внешних атмосферных, температурных и других воздействий.

Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня или каната и не менее 10 мм – в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно; 15 мм – в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках высотой менее 250 мм; 20 мм – в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах; 35 мм – для нижней арматуры в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки; 70 мм – при ее отсутствии.

Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее: 10 мм – при  $h < 250$  мм, 15 мм – при  $h > 250$  мм.

Толщина защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине передачи напряжений должна составлять не менее: для стержневой арматуры, а также для арматурных канатов –  $2d$ ; для стержневой арматуры высоких классов –  $3d$ . Кроме того, толщина защитного слоя на указанном участке должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов.

Для свободной укладки в форму целых стержней концы их должны отстоять от грани элемента на 10, 15 или 20 мм при размере изделия соответственно 9, 12 или свыше 12 м.

Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, при повышенной температуре или влажности толщина защитного слоя увеличивается на 5–15 мм.

### Ход работы

Расстояние от нижней грани до центра тяжести  $y$  (рисунок 1.2) определяется следующим отношением:

$$y = \frac{S_c}{A_c}, \quad (1.1)$$

где  $S_c$  – статический момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения,  $\text{м}^3$ ;

$A_c$  – приведенная площадь сечения,  $\text{м}^2$ .

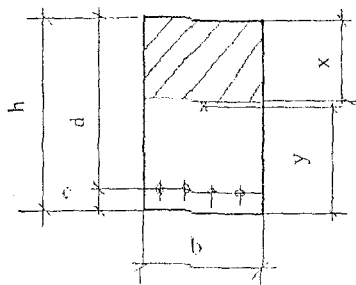


Рисунок 1.2 – К расчету геометрических характеристик приведенного прямоугольного сечения

Приведенная площадь сечения  $A_c$  определяется следующим образом:

$$A_c = b \cdot h + \alpha_e \cdot A_s, \quad (1.2)$$

где  $b$  и  $h$  – ширина и высота приведенного сечения железобетонного элемента, м;

$\alpha_e$  – нормирующее число, определяемое по формуле:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}, \quad (1.3)$$

где  $E_s$  – модуль упругости стали, Па (приложение А);

$E_{cm}$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии, Па (приложение Б);

$A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры,  $\text{м}^2$ .

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки  $S_{red} (м^3)$  определяется следующим образом:

$$S_{red} = \frac{b \cdot h^2}{2} + \alpha_s \cdot A_s \cdot c, \quad (1.4)$$

где  $c$  — защитный слой бетона, м.

Получив расстояние от нижней грани до центра тяжести, можно определить момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения  $I_c (м^4)$ :

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h(0.5 \cdot h - y)^2 + \alpha_s \cdot A_s (y - c)^2. \quad (1.5)$$

В прямой зависимости от момента инерции находится момент сопротивления относительно нижней грани при упругой работе материалов  $W (м^3)$ , который в свою очередь влияет на упругопластический момент сопротивления  $W_c, м^3$ .

$$W = \frac{I_c}{y}, \quad (1.6)$$

$$W_c = \frac{2(I_{b0} + \alpha_s \cdot I_{s0})}{h - x} + S_{bt}, \quad (1.7)$$

где  $I_{b0}$  — момент инерции сжатой зоны бетона относительно нейтральной оси,  $м^4$ ;

$I_{s0}$  — приведенный момент инерции арматуры относительно нейтральной оси,  $м^4$ ;

$S_{bt}$  — статический момент бетона растянутой зоны относительно нейтральной оси,  $м^3$ ;

$x$  — геометрическая характеристика, определяемая как разность высоты сечения элемента  $h$  и расстояния до центра тяжести  $y$ , м:

$$x = h - y, \quad (1.8)$$

$$I_{b0} = \frac{b \cdot x^3}{3}, \quad (1.9)$$

$$I_{s0} = A_s \cdot (y - c)^2, \quad (1.10)$$

$$S_{bt} = \frac{b \cdot y^2}{2} \quad (1.11)$$

Правильность расчетов можно проверить по приближенной формуле:

$$W_c = 1,75 \cdot W. \quad (1.12)$$

Расчет производится согласно варианту, выданному преподавателем (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Исходные данные для расчета

Вариант	Размеры сечения балки, м		$A_s \cdot 10^{-4}$ , м <sup>2</sup>	$\epsilon$ , м	Класс бетона	Класс арматуры
	$h$	$b$				
1	0.20	0.10	2.26	0.025	C12/15	S240
2	0.25	0.10	3.08	0.025	C16/20	S400
3	0.30	0.10	4.02	0.025	C20/25	S240
4	0.35	0.10	5.09	0.025	C25/30	S240
5	0.40	0.15	6.28	0.03	C30/37	S400
6	0.45	0.15	7.60	0.03	C35/45	S240
7	0.50	0.15	9.82	0.03	C12/15	S500
8	0.55	0.15	12.32	0.03	C16/20	S240
9	0.60	0.20	14.70	0.035	C25/30	S400
10	0.65	0.20	18.50	0.035	C30/37	S240
11	0.70	0.20	19.60	0.035	C35/45	S500
12	0.75	0.20	24.60	0.035	C40/50	S400
13	0.80	0.25	32.10	0.04	C12/15	S500
14	0.35	0.25	6.28	0.04	C16/20	S400
15	0.40	0.25	7.60	0.04	C20/25	S500
16	0.45	0.25	9.82	0.04	C25/30	S240
17	0.50	0.30	12.32	0.045	C30/37	S500
18	0.55	0.30	14.70	0.045	C35/45	S400
19	0.60	0.30	18.50	0.045	C40/50	S400
20	0.65	0.30	19.6	0.045	C45/55	S500

### Вопросы и задания для контроля

1. Сущность железобетона.
2. Условия совместной работы бетона и арматуры.
3. Идея предварительного напряжения бетона.
4. Что называют классом и маркой бетона?
5. Основные виды прочности бетона. Почему призмечная прочность бетона меньше кубиковой?
6. Рекомендации по выбору бетона.
7. По каким признакам классифицируется арматура железобетонных конструкций? Свойства арматурных сталей.
8. Разъясните диаграмму деформаций мягких и твердых сталей с характерными пределами.
9. Какими характеристиками связаны напряжения и деформации бетона в пределах упругой и пластической работы?
10. Свариваемость арматурных сталей. Усталостная прочность стали.
11. Причины коррозии железобетона и основные методы защиты от коррозии.
12. Назначение и величина защитного слоя бетона.

## ВЫЧИСЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЕННОГО ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

**Цель работы:** изучить геометрические характеристики приведенного таврового сечения; определить момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести, момент сопротивления относительно нижней грани.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, справочный материал.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы, проверить знания по контрольным вопросам.
2. Определить момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести.
3. Определить момент сопротивления относительно нижней грани таврового сечения железобетонной балки.
4. По результатам расчетов оформить эскиз таврового сечения.

### Краткие теоретические сведения

В первый период применения железобетона перекрытия сооружений выполнялись в виде сплошных плит (рисунок 2.1, а). Однако такие конструкции нерациональны, поскольку сжатая зона составляет  $1/10-1/5$  их высоты, а растянутая зона в расчете прочности не учитывается и служит для размещения арматуры.

Если часть бетона из растянутой зоны удалить, оставив его только вблизи арматурных стержней, то получится ребристая плита (рисунок 2.1, б). Несущая способность плиты при этом не изменится, а расход бетона и масса конструкции значительно уменьшатся. Такие элементы, называемые тавровыми, широко применяют в виде отдельных балок настилов, в составе монолитных ребристых перекрытий. Тавровое сечение состоит из полки и ребра. В неразрезных или монолитных перекрытиях на опорах полка оказывается в растянутой зоне и поэтому в расчете прочности не учитывается. Опыты показывают, что полка вовлекается в совместную работу с ребром сдвигающими усилиями, и по мере удаления от ребра сжимающие напряжения в ней уменьшаются. Поэтому нормы ограничивают ширину свесов полки в каждую сторону от ребра таврового сечения величиной, составляющей не более  $1/6$  пролета элемента.

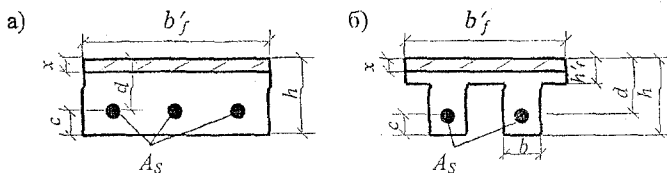


Рисунок 2.1 – Элементы таврового профиля

### Ход работы

Для определения момента инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести железобетонной балки таврового сечения, необходимо разбить сечение относительно нижней грани (рисунок 2.2). Тогда момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения  $I_c$ , будет равен:

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - y)^2 + \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f{}^3}{12} + h'_f \cdot (b'_f - b) \cdot (h - y - 0,5 \cdot h'_f)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (y - c)^2, \quad (2.1)$$

где  $b'_f$  и  $h'_f$  – ширина и высота полки таврового сечения (см. рисунок 2.2), м;  
 $\alpha_e$  – нормированное число, определяемое по формуле:

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

где  $E_s$  – модуль упругости стали, Па (приложение А);

$E_{cm}$  – начальный модуль упругости бетона при сжатии, Па (приложение Б).

При этом расстояние от нижней грани до центра тяжести определяется по формуле (1.1).

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{2} + h'_f \cdot (b'_f - b) \cdot (h - 0,5 \cdot h'_f)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot c. \quad (2.2)$$

Приведенная площадь таврового сечения  $A_c$  равна:

$$A_c = b \cdot h + h'_f \cdot (b'_f - b) + \alpha_e \cdot A_s. \quad (2.3)$$

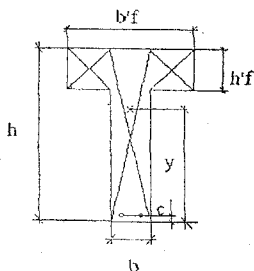


Рисунок 2.2 – К расчету момента инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести гаврового сечения.

Расчет производится согласно варианту, выданному преподавателем (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Исходные данные для расчета

Вариант	Размеры сечения балки, м				$A_s \cdot 10^{-4}, \text{ м}^2$	с, м	Класс бетона	Класс арматуры
	$h'f$	$b'f$	$h$	$b$				
1	0,15	0,05	0,20	0,10	2,26	0,025	C12/15	S240
2	0,15	0,05	0,25	0,10	3,08	0,025	C16/20	S400
3	0,15	0,05	0,30	0,10	4,02	0,025	C20/25	S240
4	0,15	0,05	0,35	0,10	5,09	0,025	C25/30	S240
5	0,20	0,10	0,40	0,15	6,28	0,030	C30/37	S400
6	0,20	0,10	0,45	0,15	7,60	0,030	C35/45	S240
7	0,20	0,10	0,50	0,15	9,82	0,030	C12/15	S500
8	0,20	0,10	0,55	0,15	12,32	0,030	C16/20	S240
9	0,25	0,12	0,60	0,20	14,70	0,035	C25/30	S400
10	0,25	0,12	0,65	0,20	18,50	0,035	C30/37	S240
11	0,25	0,12	0,70	0,20	19,60	0,035	C35/45	S500
12	0,25	0,12	0,75	0,20	24,60	0,035	C40/50	S400
13	0,30	0,15	0,80	0,25	32,10	0,040	C12/15	S500
14	0,30	0,15	0,35	0,25	6,28	0,040	C16/20	S400
15	0,30	0,15	0,40	0,25	7,60	0,040	C20/25	S500
16	0,30	0,15	0,45	0,25	9,82	0,040	C25/30	S240
17	0,35	0,10	0,50	0,30	12,32	0,045	C30/37	S500
18	0,40	0,10	0,55	0,30	14,70	0,045	C35/45	S400
19	0,45	0,10	0,60	0,30	18,50	0,045	C40/50	S400
20	0,45	0,10	0,65	0,30	19,60	0,045	C45/55	S500

## Вопросы и задания для контроля

1. В каких элементах применяют тавровое, двутавровое и другие подобные сечения?
2. Из каких конструктивных частей состоит тавровое сечение?
3. В каких случаях балку таврового сечения в расчет не включают?
4. Преимущества и недостатки балок таврового профиля.
5. Как ограничивается ширина свесов полки?
6. Как определить положение нулевой линии в сечении?
7. В чем заключается проверка несущей способности тавровых сечений в случае, когда сжатая зона сечения опускается ниже полки?
8. Каким образом подбирается сечение бетона и арматуры в случае, когда сжатая зона сечения опускается ниже полки?
9. Для чего в тавровых сечениях применяют двойное армирование?
10. По каким соображениям в элементах таврового профиля назначают количество ненапрягаемой арматуры?



## РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ОДИНОЧНОЙ АРМАТУРОЙ

**Цель работы:** изучить конструктивные особенности изгибаемых элементов с одиночной арматурой, определить площадь сечения продольной арматуры и процент армирования железобетонной балки.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

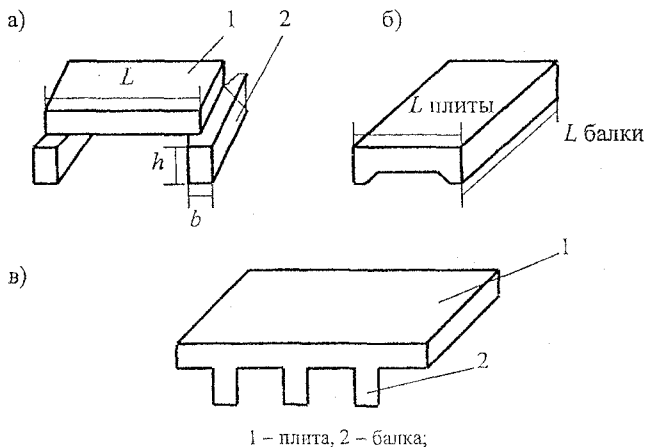
### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы.
2. Определить площадь поперечного сечения арматуры.
3. Определить процент армирования железобетонной балки.
4. По результатам расчета оформить эскиз поперечного сечения изгибаемой железобетонной балки.

### Краткие теоретические сведения

К изгибаемым элементам относят плиты и балки. **Плитой** называют конструкцию, имеющую малую толщину  $h$  по сравнению с пролетом  $L$  и шириной  $b$ . **Балкой** называют конструкцию с размерами поперечного сечения  $h$  и  $b$ , значительно меньшими пролета  $L$ . Для плит отношение  $h/L = 1/20 - 1/40$  и менее. Для балок  $h/L = 1/8 - 1/20$  и  $b = (0,25 - 0,5)h$ . Балки и плиты принимают как отдельные конструктивные элементы, так и в сочетании друг с другом (рисунок 3.1).

Плиты армируют преимущественно сварными сетками из стержней, направленных взаимно перпендикулярно. Стержни, расположенные вдоль пролета конструкции – рабочие, перпендикулярные – распределительные. Рабочие стержни располагают ближе к растянутой грани плиты. Площадь поперечного сечения рабочей арматуры определяют расчетом, а распределительной принимают конструктивно. В однопролетных свободно лежащих плитах рабочую арматуру ставят только в пролете, а в защемленных и многопролетных в соответствии с эпурой моментов – в пролете и на опорах.



1 – плита, 2 – балка;  
 а – сборное перекрытие, б – сборная плита, в – монолитное перекрытие  
**Рисунок 3.1 – Конструкции изгибаемых элементов**

Поперечные сечения железобетонных балок без предварительного натяжения арматуры обычно бывают прямоугольные, тавровые (с полкой сверху или внизу), трапециевидные (рисунок 3.2) и др.



**Рисунок 3.2 – Формы поперечного сечения железобетонных балок**

Рациональными для предварительно напряженных балок являются сечения с развитой верхней и нижней полкой.

Армирование балок выполняют продольными рабочими стержнями, поперечной арматурой и монтажными стержнями, соединенными между собой в сварные (реже вязанные) каркасы. Продольную рабочую арматуру укладывают в растянутых зонах согласно эпюре изгибающих моментов. Размещают арматуру в один или два ряда по высоте сечения с такими зазорами, которые позволили бы произвести плотную укладку бетона и обеспечить его надежное сцепление с арматурой.

Балки армируют также сварными и вязанными пространственными каркасами; в первом случае отдельные плоские сварные каркасы объединяются в пространственный каркас с помощью горизонтальных соединительных стержней, привариваемых контактной или дуговой сваркой через 1–1,5 м.

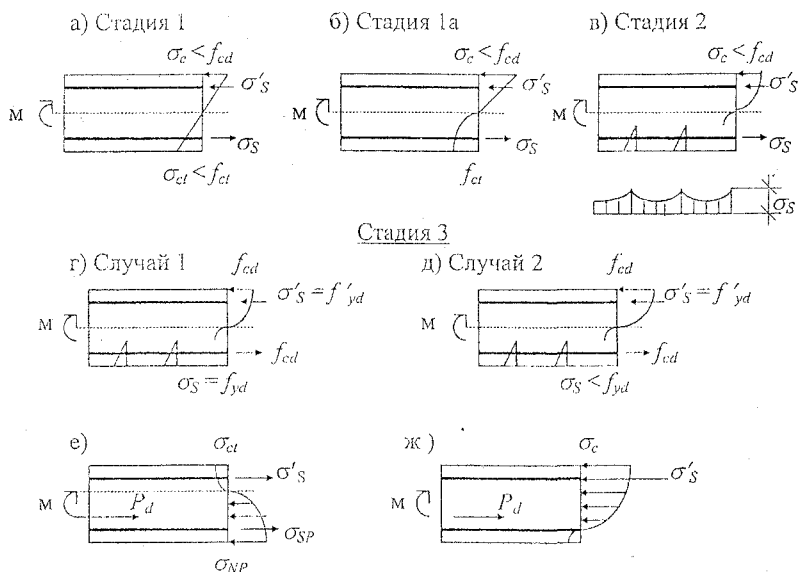
Поперечную арматуру ставят для восприятия поперечных усилий, действующих в наклонных сечениях. Количество поперечной арматуры, ее диаметр и расстояние между стержнями определяются расчетом и

конструктивными требованиями. В балках и ребрах высотой 150 мм и менее, а также в многопустотных панелях высотой до 300 мм поперечную арматуру можно не ставить, если она не требуется по расчету. В остальных случаях поперечная арматура обязательна.

При высоте балок более 700 мм у боковых граней ставят конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм. Площадь этих стержней принимается не менее 0,1% площади сечения бетона, имеющего размер, равный половине ширины элемента, но не более 200 мм.

Вследствие значительного различия свойств бетона и арматуры напряженное состояние сечений при постепенном увеличении внешней нагрузки от нуля до разрушения меняется не только количественно, но и качественно. Для нормального сечения принято различать три характерные стадии напряженного состояния.

**Стадия 1.** При малых нагрузках на элемент, составляющих 20–25% от разрушающей, напряжения в арматуре и бетоне невелики, деформация носит упругий характер, зависимость между напряжениями и деформациями линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутых зон сечения треугольные (рисунок 3.3, а).



а-д – с ненапрягаемой арматурой, е-ж – с напрягаемой

Рисунок 3.3 – Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях элемента при изгибе

По мере увеличения нагрузки в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются, а затем становятся равными пределу прочности бетона при растяжении. Это состояние называют стадией 1а (рисунок 3.3, б). Именно эта стадия положена в основу расчета изгибаемых элементов по образованию трещин.

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

**Стадия 2.** В том месте растянутой зоны, где образовывались трещины, растягивающие усилия в сечении воспринимаются арматурой и участком бетона растянутой зоны над трещиной (рисунок 3.3, в). В интервалах между трещинами в растянутой зоне сцепление арматуры с бетоном сохраняется и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. В сжатой зоне развиваются неупругие деформации, и эпюра нормальных напряжений искривляется. Высота сжатой зоны уменьшается. Считается, что стадия 2 заканчивается, когда напряжения в растянутой арматуре достигнут предела текучести, физического или условного. По этой стадии, называемой эксплуатационной, производится расчет прогибов и ширины раскрытия трещин конструкции.

**Стадия 3.** Это стадия разрушения. Опыт показывает, что характер разрушения зависит главным образом от количества и вида арматуры, при этом возможны два случая (рисунок 3.3, г, д).

*Случай 1.* В нормально армированных балках, когда количество растянутой арматуры не превышает определенного предела, разрушение начинается в растянутой арматуре и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны (рисунок 3.3, г). В арматуре из мягких сталей напряжения достигают физического или условного предела текучести, что приводит к интенсивному увеличению ширины трещин, а элемент получает значительный прогиб, высота сжатой зоны бетона сокращается, и напряжения быстро достигают предела прочности на сжатие. Разрушение носит пластический характер. Если элемент армирован твердой сталью (с относительным удлинением при разрыве 4%), то одновременно с ее разрывом раздавливается бетон сжатой зоны, то есть происходит хрупкое разрушение.

*Случай 2.* В сечениях с чрезмерно большим количеством арматуры (переармированных сечений) разрушение начинается в бетоне сжатой зоны, а напряжения в растянутой арматуре не достигают предельных значений (рисунок 3.3, д). Независимо от свойств арматурных сталей разрушение по этому случаю носит хрупкий характер. Поскольку прочность арматуры в таких элементах оказывается использованной не полностью, они считаются не экономичными и без специального обоснования не применяются.

Стадия 3 положена в основу расчета несущей способности железобетонных конструкций.

В предварительно напряженных элементах до приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура обжимает все сечение или часть его (рисунок 3.3, е). В процессе последовательного нагружения внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения в бетоне погашаются (рисунок 3.3, ж), и в элементе будут последовательно развиваться те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и в элементе без предварительного напряжения.

### Ход работы

Процент армирования железобетонной балки  $\mu$  определяется как:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\%, \quad (3.1)$$

где  $A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры,  $m^2$ ;

$b$  – ширина сечения железобетонного элемента,  $m$ ;

$d$  – рабочая высота сечения балки, определяемая по формуле,  $m$ :

$$d = h - c, \quad (3.2)$$

где  $h$  – высота сечения балки,  $m$ ;

$c$  – защитный слой,  $m$ .

Площадь сечения растянутой арматуры определяется следующим образом:

$$A_s = \frac{M}{\nu df_{yd}}, \quad (3.3)$$

где  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры, определяемое по СНБ 5.03.01–02,  $Pa$  (приложение А);

$M$  – изгибающий момент,  $MПа$ ;

$\nu$  – коэффициент урегулирования.

В целях упрощения расчетов по подбору площади сечения и рабочей арматуры рекомендуется пользоваться коэффициентом  $\alpha_m$ , который позволит определить относительную высоту сжатой зоны  $\xi$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \alpha b d^2}, \quad (3.4)$$

где  $M$  – изгибающий момент, действующий на балку,  $H \cdot m$ ;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д. (приложение Т);

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона, определяемое по СНБ 5.03.01–02, Па (приложение В).

Для дальнейших расчетов по приложению Г определим относительную высоту сжатой зоны  $\xi$  и коэффициент  $\omega$ . Относительная высота сжатой зоны представляет собой отношение высоты сжатой зоны к рабочей высоте  $\frac{x}{d}$ . Она не должна превышать граничной высоты  $\xi_{lim}$ .

При относительной высоте сжатой зоны меньшей, чем ее предельное значение  $\xi \leq \xi_{lim}$  сжатая арматура не требуется, однако разрушение элемента начинается со сжатой зоны бетона, что опасно.

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s f_{yd}}{\sigma_{su}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.5)$$

где  $\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона.

$$\omega = \alpha - 0,0008 f_c$$

$\sigma_s$  – временная прочность арматуры

$\sigma_{su}$  – предел текучести арматуры

Значение  $\xi_{lim}$  выбрать по приложению Д.

При соблюдении условия  $\xi \leq \xi_{lim}$  необходимо рассчитать площадь поперечного сечения арматуры и процент армирования.

Площадь сечения арматуры можно определить и без использования технической документации. Для этого необходимо найти относительную величину сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, \quad (3.6)$$

$$A_s = \frac{f_{cd} b \xi \cdot d}{f_{yd}}. \quad (3.7)$$

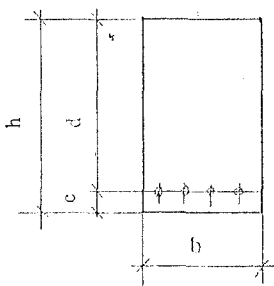


Рисунок 8 – К расчету изгибаемого элемента с одиночной арматурой

По полученным расчетным данным определяем процент армирования железобетонной балки, согласно формуле 3.1.

Данные для расчета принимаются по таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Исходные данные для расчета

Вариант	Размеры сечения, м		Класс бетона	$\alpha$	Класс арматуры	$\epsilon, м$	$M, кН\cdot м$
	$h$	$b$					
1	0,30	0,10	C12/15	1,00	S500	0,025	10
2	0,35	0,15	C16/20	1,10	S240	0,03	22
3	0,40	0,15	C20/25	0,90	S400	0,03	54
4	0,45	0,20	C25/30	0,85	S500	0,035	117
5	0,50	0,20	C30/37	1,00	S240	0,035	169
6	0,55	0,20	C35/45	0,90	S400	0,04	250
7	0,60	0,25	C40/50	0,85	S500	0,045	300
8	0,65	0,25	C35/45	1,00	S400	0,045	350
9	0,70	0,30	C30/37	1,10	S400	0,045	400
10	0,75	0,30	C25/30	0,90	S500	0,05	410
11	0,35	0,20	C20/25	0,85	S240	0,035	55
12	0,40	0,20	C16/20	1,00	S400	0,04	60
13	0,45	0,25	C15/20	1,10	S500	0,04	90
14	0,50	0,25	C20/25	0,90	S240	0,04	150
15	0,55	0,25	C25/30	0,85	S400	0,04	180
16	0,60	0,30	C25/30	1,00	S500	0,045	200
17	0,65	0,30	C30/37	1,10	S240	0,045	250
18	0,70	0,35	C35/45	0,90	S400	0,045	360
19	0,75	0,35	C40/50	0,85	S240	0,05	450
20	0,80	0,35	C40/50	1,00	S500	0,05	500

### Вопросы и задания для контроля

1. Какие железобетонные элементы называются изгибаемыми? Назовите основные железобетонные изгибаемые элементы.
2. В чем заключается сущность изгибаемых элементов с одиночным армированием?
3. Что собой представляет железобетонная плита?
4. Что собой представляет железобетонная балка (ригель)?
5. Как армируется железобетонная плита?
6. Как армируется железобетонный ригель?
7. Какие стержни арматуры являются поперечными, а какие распределительными в железобетонных плитах?

8. На каком основании назначается площадь поперечного сечения арматуры плит?
9. Назовите основные формы поперечных сечений ригелей.
10. На каком основании назначается площадь поперечного сечения арматуры ригелей?
11. Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов.
12. Какой расчет положен в основу 1-ой стадии напряженно-деформированного состояния?
13. Какой расчет положен в основу 2-ой стадии напряженно-деформированного состояния?
14. Какой расчет положен в основу 3-ей стадии напряженно-деформированного состояния?
15. Как определить площадь сечения арматуры изгибаемого элемента?
16. Что такое процент армирования железобетонного изделия? От чего он зависит?
17. Что такое относительная высота сжатой зоны?



## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОПТИМАЛЬНЫХ РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЯ БАЛКИ

**Цель работы:** изучить теоретический материал по теме работы, определить оптимальные размеры сечения балки.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы, проверить знания по вопросам для самоконтроля.
2. Определить оптимальные размеры сечения железобетонной балки.
3. Определить несущую способность железобетонной балки.
4. По результатам расчета оформить эскиз поперечного сечения изгибаемой железобетонной балки.

### Краткие теоретические сведения

Условия назначения размеров сечения балки. Высота сечения балки составляет  $1/8-1/20$  пролета и назначается кратной 50 мм при высоте меньшей 600 мм и кратной 100 мм при большей высоте. Ширина балки составляет  $(0,25-0,5)$  высоты.

Размеры балок подбирают исходя из действующих нагрузок, они должны отвечать требованиям предельных состояний.

Под предельным понимается такое состояние конструкции, при наступлении которого она выходит из строя или становится невозможным ее дальнейшая нормальная эксплуатация.

В соответствии с этим установлены две группы предельных состояний: первая – по несущей способности; вторая – по пригодности к нормальной эксплуатации.

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения: разрушения конструкции (расчет по прочности), потери устойчивости формы или положения, усталостного разрушения (расчет на выносливость), разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных воздействий внешней среды.

Расчет по второй группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения: развития недопустимых деформаций (расчет прогибов и углов поворота) и колебаний, образования трещин или их чрезмерного раскрытия.

Расчет по первой группе предельных состояний является основным и используется при подборе сечений. Расчет по второй группе производится для тех конструкций, которые, будучи прочными, теряют свои качества вследствие чрезмерных прогибов (балки больших пролетов при малой нагрузке), образования трещин (резервуары, напорные трубопроводы) или чрезмерного раскрытия трещин, приводящего к преждевременной коррозии арматуры.

Чтобы не допустить наступления во время эксплуатации любого из предельных состояний, вводится система коэффициентов, учитывающих возможные отклонения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, под влиянием которых находятся конструкции: коэффициенты надежности по нагрузке, учитывающие изменчивость нагрузок или воздействий; коэффициенты надежности по бетону и арматуре, учитывающие изменчивость их механических свойств; коэффициенты надежности по назначению зданий и сооружений, учитывающие степень их ответственности и капитальности; коэффициенты условий работы, позволяющие оценить некоторые особенности работы материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем.

**Нагрузки и воздействия.** При изготовлении, транспортировке, монтаже и эксплуатации несущих конструкций на них действуют различные нагрузки. Все нагрузки в зависимости от продолжительности действия делятся на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

К постоянным, действующим в течение всего периода эксплуатации относят вес частей здания, в том числе несущих и ограждающих конструкций, вес и давление грунта, усилия предварительного обжатия.

К временным длительным нагрузкам относятся: вес стационарного оборудования; аппаратов; станков; нагрузки на перекрытия от складываемых материалов.

К временным кратковременным нагрузкам относятся: нагрузки от масс людей, снега, ветра, кранов, а также нагрузки, возникающие при монтаже и ремонте конструкции.

**Особые** нагрузки могут возникать вследствие сейсмических и взрывных воздействий или в результате нарушения технологических процессов. В тех случаях, когда требуется учитывать влияние длительности действия нагрузок на деформации и образование трещин, к длительным нагрузкам относится и часть кратковременных. Это от 30 до 60% снеговой, от 50 до 70% полной нагрузки от мостовых кранов, часть нагрузки от массы людей. Эти нагрузки отнесены к длительным, вследствие того, что они могут действовать в течение времени, достаточного для проявления деформаций ползучести, увеличивающих прогиб и ширину раскрытия трещины.

При расчете по предельным состояниям нагрузки разделяют на нормативные и расчетные. Установленные нормы нагрузки на конструкцию при ее нормальной эксплуатации являются нормативными  $f_k$ .

Возможные отклонения фактических нагрузок от нормативных их значений учитываются коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_F$ . В расчет вводится расчетная нагрузка  $f$ , которая определяется как произведение нормативной  $f_k$  на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_F$ , т. е.  $f = f_k \cdot \gamma_F$ .

При расчете по первой группе предельных состояний значения коэффициента надежности  $\gamma_F$  принимают: для постоянных нагрузок — 1,1–1,3, временных — 1,2–1,4. Если при уменьшении массы конструкции условия ее работы под нагрузкой ухудшаются, то коэффициент надежности  $\gamma_F = 0,8–0,9$ .

Расчет конструкций по второй группе предельных состояний производят при действии расчетных нагрузок при  $\gamma_F = 1$ .

**Сочетание нагрузок.** При эксплуатации зданий все нагрузки могут действовать в различных сочетаниях. Расчет конструкций должен производиться для наиболее неблагоприятного реально возможного их сочетания. Нормами установлены два вида сочетаний нагрузок: основное — постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; особое — постоянные, длительные и кратковременные и одна из особых нагрузок.

Степень ответственности зданий оценивается размером материального и социального ущерба при их преждевременном разрушении. При проектировании степень ответственности зданий учитывается умножением расчетной нагрузки на коэффициент надежности по назначению, принимаемый в зависимости от класса ответственности зданий. Для сооружений класса I и объектов особо важного народно-хозяйственного значения (главные корпуса АЭС, телебашни)  $\gamma_N = 1$ ; для сооружений 2 класса — объектов, имеющих важное народно-хозяйственное значение (здания промышленного и гражданского строительства не входящие в I класс)  $\gamma_N = 0,95$ ; для сооружений 3 класса (одноэтажные дома, склады)  $\gamma_N = 0,9$ .

### Ход работы

Для определения оптимальных размеров сечения железобетонной балки необходимо назначить размеры сечения и величину защитного слоя, исходя из основных требований к ним.

Определение несущей способности балки подтвердит либо опровергнет правильность нашего выбора.

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad (4.1)$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}), \quad (4.2)$$

где  $f_{cd}$  — расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа, (приложение В).

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.

$b$  – ширина сечения, м;

$d$  – рабочая высота сечения балки, м;

$x_{eff}$  – высота условной сжатой зоны, м.

Если задать ширину сечения железобетонной балки  $b$ , можно определить рабочую высоту сечения  $d$ :

$$d = \sqrt{\frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot \alpha_m}} \quad (4.3)$$

В целях упрощения расчетов по подбору оптимальных размеров сечения и рабочей арматуры рекомендуется пользоваться коэффициентом  $\alpha_m$ , который позволит определить относительную высоту сжатой зоны. При оптимальном проценте армирования относительная высота сжатой зоны равна  $\xi = 0,35$ . По приложению Г принимаем  $\alpha_m = 0,289$ .

Высота сечения балки будет равна:

$$h = d + c \quad (4.4)$$

Полученную высоту сечения необходимо привести в стандартный вид. Затем обратным действием нужно определить рабочую высоту балки:

$$d = h - c.$$

Уточняем величины  $\alpha_m$  и  $\xi$  для принятого сечения балки.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \alpha b d^2} \quad (4.5)$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (4.6)$$

Находим площадь поперечного сечения арматуры:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}} \quad (4.7)$$

По приложению Е, полагаясь на рассчитанную площадь, выберем сортамент арматуры.

Определение несущей способности балки позволит судить о правильности выбора размеров сечения и защитного слоя.

Таблица 4.1 – Исходные данные для расчета

Вариант	Класс бетона	Коэффициент условий работы	Класс арматуры	Изгибающий момент, кН·м
1	C12/15	1,10	S400	30
2	C70/85	0,85	S500	200
3	C16/20	1,10	S400	40
4	C60/70	0,85	S500	180
5	C25/30	1,10	S400	50
6	C50/60	0,85	S400	120
7	C30/37	0,90	S240	80
8	C45/55	1,10	S500	110
9	C35/45	0,85	S240	90
10	C40/50	0,90	S400	120
11	C35/45	1,10	S400	100
12	C30/37	0,90	S240	60
13	C45/55	0,85	S400	85
14	C20/25	1,10	S240	35
15	C50/60	0,85	S400	150
16	C16/20	1,10	S400	35
17	C60/70	0,85	S500	220
18	C12/15	1,10	S400	25
19	C70/85	0,90	S500	280
20	C8/10	1,10	S240	15

### Вопросы и задания для контроля

1. Назовите основные условия назначения размеров сечения балки.
2. Какое состояние железобетонного элемента называют предельным?
3. Основные группы предельных состояний.
4. Какие расчеты ведутся по 1-ой и 2-ой группам предельных состояний?
5. Классификация нагрузок, воздействующих на конструкцию.
6. Какие нагрузки относят к постоянным нагрузкам?
7. Какие нагрузки относят к временным длительным нагрузкам?
8. Какие нагрузки относят к временным кратковременным нагрузкам?
9. Какие нагрузки относят к особым нагрузкам?
10. Система коэффициентов, принятых в расчете железобетонных конструкций.
11. Назовите основные сочетания нагрузок.
12. Каким образом оценивается степень ответственности зданий?
13. Что такое рабочая высота сечения балки?
14. Как определяется граничное значение высоты сжатой зоны?

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ ПРИ ОДИНОЧНОМ АРМИРОВАНИИ

**Цель работы:** изучить конструирование изгибаемых элементов с одиночной арматурой, определить прочность по нормальному сечению железобетонной балки при одиночном армировании.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы. Познакомиться с исходными данными для расчета в таблице 5.1.
2. Определить максимальный изгибающий момент, воспринимаемый балкой по формуле (5.5).
3. Определить площадь поперечного сечения арматуры. Подобрать сортамент арматуры (приложение Б).
4. Определить высоту условной сжатой зоны по формуле (5.3).
5. Определить наибольший изгибающий момент, воспринимаемый балкой по формуле (5.2).
6. Сделать выводы о несущей способности балки.

### Краткие теоретические сведения

Изгибаемыми называют элементы, подверженные действию одного изгибающего момента или изгибающего момента с поперечной силой.

Разрушение железобетонного элемента происходит либо по нормальному сечению от действия изгибающего момента, либо по наклонному сечению вблизи опор от действия изгибающего момента и поперечной силы.

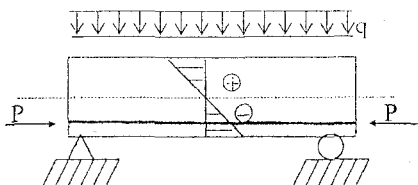
Нормальные сечения изгибаемых элементов симметричны относительно плоскости изгиба и характеризуются наличием в них одновременно сжатой и растянутой зон. Следовательно, нормальные сечения изгибаемых элементов характеризуются наличием в них одновременно растягивающих и сжимающих напряжений. Сжимающие усилия воспринимаются бетоном, растягивающие – арматурой.

Вследствие значительного различия свойств бетона и арматуры напряженное состояние сечений при постепенном увеличении внешней нагрузки от нуля до разрушения меняется не только количественно, но и качественно. Для нормального сечения принято различать три характерные стадии напряженного состояния (лабораторная работа № 3).

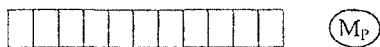
Необходимость в обеспечении прочности по нормальным сечениям обусловлена возможностью излома элементов в этих сечениях под действием внешнего изгибающего момента. Предотвращение такого разрушения и составляет сущность данного расчета. При его выполнении определяются размеры поперечного сечения элемента и площадь сечения растянутой и сжатой арматуры, гарантирующие надежную работу конструкции в течение заданного срока службы сооружения.

**Особенности конструирования предварительно напряженных элементов.** Предварительно напряженная арматура не входит в состав каркасов и размещается в соответствии с эпюрой моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты и при небольших нагрузках и пролетах предварительно напряженную арматуру располагают в растянутой зоне прямолинейно и по всей длине элемента (рисунок 5.1, а).

а)



б)



в)



г)

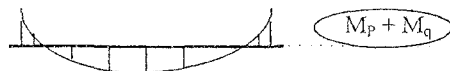


Рисунок 5.1 – Схемы армирования балок предварительно напряженной арматурой

От усилия предварительного обжатия  $P$ , если оно приложено вне центра ядра сечения, балка выгибается, и в верхних волокнах появляются растягивающие напряжения, постоянные по всей длине балки (рисунок 5.1, б). При действии эксплуатационной нагрузки в верхней зоне

возникают сжимающие напряжения, изменяющиеся по длине элемента по параболе (рисунок 5.1, в). Суммируя эпюры напряжений (рисунок 5.1, г) можно увидеть, что в верхних волокнах балки вблизи опор неизбежно появление растягивающих напряжений, которые могут вызывать образование трещин. Для погашения этих напряжений, если они достигают опасной величины, в балках большой высоты укладывают верхнюю напрягаемую арматуру в количестве 15–25% от нижней.

**Расчет изгибаемых элементов по нормальным сечениям.** Расчет производят по стадии 3 напряженно-деформированного состояния. Для получения расчетных зависимостей проводят в балке сечение, отбрасывают правую часть и заменяют ее действие внутренними силами (рисунок 5.2, а).

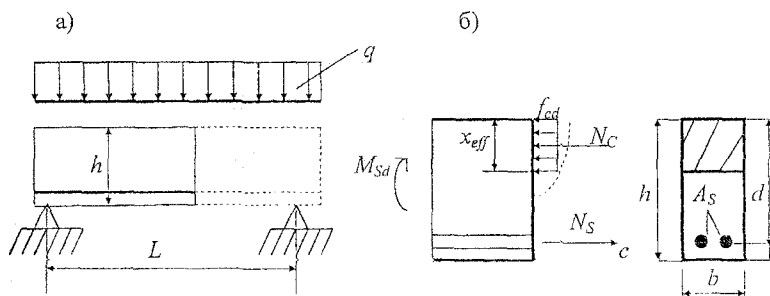


Рисунок 5.2 – К расчету сечений с одиночной и двойной арматурой

Так как действительные законы распределения напряжений по сечению очень сложны, то часто используют упрощающие предположения:

- напряжения в бетоне в предельном состоянии равны расчетному сопротивлению  $f_{cd}$ ;
- действующую криволинейную эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны заменяют прямоугольной (рисунок 5.2, б); применение такой эпюры в качестве расчетной приводит к погрешностям, не превышающим 2–8%, но позволяет существенно упростить расчетные зависимости;
- усилиями, воспринимаемыми растянутым бетоном над устьем трещины, пренебрегают вследствие их малости;
- деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона с учетом деформаций (напряжений) от предварительного натяжения;
- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению  $f_{yd}$ .

Прочность сечения элемента будет обеспечена, если расчетный момент от внешней нагрузки не превысит расчетного момента внутренних усилий.



## Ход работы

Прочность железобетонной балки по нормальному сечению будет обеспечена при изгибающем моменте, воздействующем на балку, меньшем, чем его предельное значение:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}, \quad (5.1)$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}), \quad (5.2)$$

где  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа (приложение В);

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ её приложения и т. д.;

$b$  – ширина стенки сечения, м;

$d$  – рабочая высота сечения балки, м;

$x_{eff}$  – высота условной сжатой зоны, м;

$M_{Rd}$  – прочность сечения при изгибе, кН·м.

Требуется определить неизвестные величины.

Значения коэффициента  $\alpha$  следует принимать (приложение Т):

– Для бетона, в том числе напрягающего, классов по прочности на сжатие не более С50/60  $\alpha$  равен 0,85;

– Для высокопрочного бетона классов С55/67 и выше  $\alpha$  равен 0,80.

Для высокопрочных бетонов классов С70/85 и выше расчетные сопротивления  $f_{cd}$  с коэффициентом  $\alpha$  следует умножать на дополнительный коэффициент  $\lambda$ , принимаемый по приложению Ж.

Высота условной сжатой зоны определяется из отношения:

$$x_{eff} = \frac{f_{yt} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}, \quad (5.3)$$

где  $A_s$  – площадь поперечного сечения арматуры, м<sup>2</sup>, которая определяется следующим образом:

$$A_s = \frac{\xi_{lim} \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot d}{f_{yt}}, \quad (5.4)$$

где  $\xi_{lim}$  – граничная относительная высота сжатой зоны (приложение Д).

Подбор сортамента арматуры производится по приложению Е.

Максимальный расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки балкой определяется по формуле:

$$M_{Sd} = \alpha_{lim} \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot d^2, \quad (5.5)$$

где  $\alpha_{lim}$  – граничное значение коэффициента  $\alpha_m$ , определяемое по приложению Д.

Таблица 5.1 – Исходные данные для определения прочности балки

Вариант	Размеры сечения, м		Класс бетона	$\alpha$	Класс арматуры
	$h$	$b$			
1	0,40	0,15	C12/15	1,00	S400
2	0,45	0,20	C20/25	1,10	S500
3	0,50	0,20	C16/20	0,90	S400
4	0,55	0,20	C20/25	0,85	S500
5	0,60	0,25	C25/30	1,00	S400
6	0,65	0,30	C50/60	1,10	S400
7	0,70	0,30	C30/37	0,90	S240
8	0,40	0,20	C45/55	0,85	S500
9	0,45	0,15	C35/45	1,00	S240
10	0,50	0,25	C12/15	1,10	S400
11	0,55	0,25	C20/25	0,90	S400
12	0,60	0,30	C16/20	0,85	S240
13	0,65	0,25	C20/25	1,00	S400
14	0,70	0,25	C25/30	1,10	S240
15	0,35	0,15	C50/60	0,90	S400
16	0,40	0,20	C30/37	0,85	S400
17	0,45	0,20	C45/55	1,00	S500
18	0,50	0,20	C12/15	1,10	S400
19	0,55	0,25	C16/20	0,90	S500
20	0,60	0,25	C20/25	0,85	S240

### Вопросы и задания для контроля

1. Какие элементы относят к изгибаемым?
2. Схемы разрушения изгибаемых элементов.
3. Какое сечение элемента является нормальным?
4. Какие напряжения возникают в изгибаемых элементах? Причины их появления.
5. Особенности конструирования предварительно напряженных элементов.
6. Расчет элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.
7. Предпосылки, упрощающие расчет элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

## РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ

**Цель работы:** изучить конструирование изгибаемых элементов с двойной арматурой, определить площадь сечения продольной арматуры и несущую способность железобетонной балки.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы.
2. Убедиться, что заданная железобетонная балка предусматривает двойное армирование.
3. Определить площадь сечения растянутой арматуры.
4. Проверить несущую способность железобетонной балки.

### Краткие теоретические сведения

Сечениями с двойной арматурой называют такие, в которых кроме растянутой арматуры ставят сжатую.

Необходимость установки сжатой арматуры обусловлено двумя особенностями:

– сжатую арматуру в изгибаемых элементах устанавливают по расчету в том случае, когда прочность бетона сжатой зоны оказывается недостаточной ( $x > \xi_r \cdot h_0$ ) для восприятия изгибающего момента от внешней нагрузки. При этом увеличение рабочей высоты сечения  $d$  оказывается нецелесообразным по архитектурным соображениям, а повышение класса бетона – по экономическим и технологическим соображениям;

– сжатую арматуру устанавливают также при воздействии на элемент изгибающих моментов двух знаков для уменьшения ползучести бетона сжатой зоны или уменьшения эксцентриситета усилия обжатия в предварительно напряженных элементах.

Сечения с двойной арматурой неэкономичны по расходу стали, так как увеличивается расход продольной арматуры и требуется постановка поперечных стержней (с шагом не более  $15d$  в вязаных каркасах и  $20d$  в сварных), обеспечивающих закрепление сжатых продольных рабочих стержней от выпучивания.

Арматура в сжатой зоне используется только в пределах возможных деформаций бетона. Среднее значение предельных деформаций бетона при сжатии  $\varepsilon_{cu}$  кратковременно действующей нагрузкой принимают равным 0,002. Тогда наибольшие напряжения, которые возникают в сжатой арматуре, определяют, исходя из условия совместности деформаций бетона и стали:  $\sigma_{sc} = \varepsilon_s \cdot E_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 400$  МПа. Поэтому считается, что при использовании в качестве сжатой арматуры с расчетным сопротивлением менее 400 МПа (S400) ее прочность используется полностью. В случаях, когда конструкция загружена длительно действующей нагрузкой, а прочность бетона вводится в расчет с коэффициентом условий работы  $\gamma_{c2} < 1$ , принимается  $\varepsilon_{cu} = 0,0025$ , и предельные напряжения в арматуре могут быть увеличены, но во всех случаях  $f_{yt} \leq 500$  МПа.

Соотношение  $A_{s1}$  и  $A_{s2}$  в нормальном сечении элемента может быть различным. Устанавливают его в каждом конкретном случае на основании технико-экономического обоснования. Предельный процент армирования сжатой зоны нормы не устанавливают. Наиболее экономичными оказываются элементы с минимально возможным содержанием сжатой арматуры. Этого достигают использованием в расчете граничного коэффициента  $\alpha_{lim}$ , характеризующего максимально возможную несущую способность бетона сжатой зоны сечения.

На рисунке 6.1 представлена расчетная схема элемента с двойным армированием.

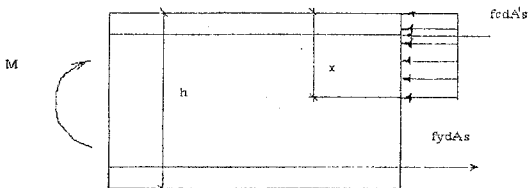


Рисунок 6.1 – Расчетная схема элемента с двойным армированием

### Ход работы

Перед расчетом проверим необходимость установки в элементе сжатой арматуры  $x > \xi_{lim} \cdot d$ , определив коэффициент  $\alpha_m$

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (6.1)$$

При  $\alpha_m$  большем, чем его предельное значение  $\alpha_{lim}$  (приложение Д), расчет продолжается как для железобетонного изгибаемого элемента с двойным армированием.

Расчётная схема элемента с двойным армированием показана на рисунке 6.1.

Условия равновесия в предельном состоянии:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) \quad (6.3)$$

При этом высоту условной сжатой зоны  $x_{eff}$  следует определять из формулы:

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} = f_{yd} \cdot A_s - f_{yd} \cdot A'_s, \quad (6.4)$$

где  $f_{cd}$  — расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа, (приложение В);

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление в растянутой арматуре, МПа, (приложение А);

$A'_s$  и  $A_s$  — площадь поперечного сечения растянутой и сжатой арматуры, м<sup>2</sup>;

$\alpha$  — коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.;

$b$  — ширина сечения, м;

$c$  — защитный слой, м;

$d$  — рабочая высота сечения балки, м.

Площадь сечения сжатой арматуры  $A'_s$ , м<sup>2</sup>, определяется следующим образом:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{lim} \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot b}{f_{yd} (d - c)} \quad (6.5)$$

Из расчетного значения площади поперечного сечения по приложению В определим сортамент арматуры (диаметр и количество стержней).

Площадь сечения растянутой арматуры  $A_s$ , м<sup>2</sup>, определяется из равенства:

$$f_{yd} \cdot A_s = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h' + f_{yd} \cdot A'_s, \quad (6.6)$$

где  $h' = x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$ .

После определения площади растянутой арматуры, необходимо принять требуемое количество стержней и их диаметр (согласно сортамента арматуры, см. приложение В).

Последним шагом в расчете железобетонного элемента с двойным армированием является проверка несущей способности балки при воздействии внешнего изгибающего момента из условия 6.2.

Таблица 6.1 – Исходные данные для расчета

Вариант	Размеры сечения, м		Класс бетона	$\alpha$
	$h$	$b$		
1	30	15	C8/10	1,00
2	35	20	C12/15	1,10
3	40	15	C16/20	0,90
4	45	20	C20/25	0,85
5	50	25	C25/30	1,00
6	55	25	C30/37	1,10
7	60	30	C35/45	0,90
8	65	30	C40/50	0,85
9	70	30	C45/55	1,00
10	75	35	C50/60	1,10
11	70	35	C45/55	0,90
12	65	25	C40/50	0,85
13	60	25	C35/45	1,00
14	55	20	C30/37	1,10
15	50	20	C25/30	0,90
16	45	15	C20/25	0,85
17	40	20	C16/20	1,00
18	35	20	C12/15	1,10
19	40	20	C25/30	0,90
20	45	15	C35/45	0,85
21	50	35	C25/30	1,00
22	55	35	C30/37	1,10
23	60	25	C35/45	0,90
24	65	25	C40/50	0,85
25	70	20	C45/55	1,00

### Вопросы и задания для контроля

1. В каких случаях применяют двойное армирование?
2. Особенности конструирования сечения с двойной арматурой.
3. В соответствии с чем определяются наибольшие напряжения в сжатой арматуре, при деформациях сжатой зоны сечения?
4. Раскройте формулы для определения площади сечения сжатой и растянутой арматуры при двойном армировании.
5. Охарактеризуйте расчетную схему элемента с двойным армированием.

## РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

**Цель работы:** определить площадь сечения рабочей арматуры для балки таврового профиля.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы.
2. Определить изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки.
3. Определить положение нейтральной оси сечения.
4. Определить площадь сечения рабочей арматуры для балки таврового сечения.

### Краткие теоретические сведения

При расчете балок таврового сечения рассматривают два случая: сжатая зона находится в пределах полки или ниже полки.

**Первый случай** ( $x_{eff} \leq h_f$ ) обычно встречается в сечениях с развитой полкой, когда внешний расчетный момент ( $M_{Sd}$ ) меньше момента внутреннего усилия ( $M_{Rd}$ ), воспринимаемого сжатой полкой сечения, относительно центра тяжести арматуры.

Тавровые сечения этого типа рассчитывают как прямоугольные с размерами  $b_f$  и  $h$ , поскольку площадь растянутого бетона не влияет на несущую способность. Для расчета используют формулы, полученные ранее для расчета сечений с одиночной арматурой, в которых  $b$  заменяют на  $b_f$ .

**Второй случай** ( $x_{eff} > h_f$ ) имеет место, если внешний расчетный момент ( $M_{Sd}$ ) будет больше момента внутреннего усилия ( $M_{Rd}$ ), воспринимаемого сжатой полкой, относительно центра тяжести арматуры. Сечение в этом случае рассчитывают с учетом сжатия в полке и ребре. Тавровые сечения этого типа встречаются при расчете балочных конструкций с малой шириной свесов полки.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового сечений, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует производить следующим образом:

- если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки ( $x_{eff} \leq h'_f$ ) (рисунок 7.1).

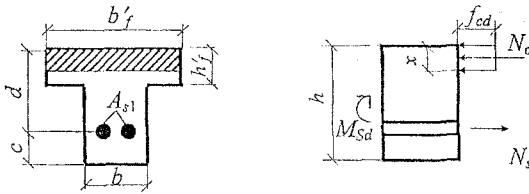


Рисунок 7.1 – К расчету тавровых сечений (случай первый)

Должно соблюдаться условие:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = f_{cd} b'_f h'_f (d - 0,5 h'_f),$$

где  $M_{Sd}$  – расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки, кНм;

$M_{Rd}$  – момент, обеспечивающий прочность сечения при изгибе, кНм.

При этом высоту условной сжатой зоны  $x$  следует определять по формуле:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} b'_f} \quad (7.1)$$

При тонкой полке ( $h'_f \leq 0,2h$ ) можно принять  $x = h'_f$  и для определения площади арматуры пользоваться приближенной формулой:

$$A_{s1} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} (d - 0,5h'_f)} \quad (7.2)$$

Коэффициент армирования для сечений, рассчитываемых по случаю 1, принимают  $\rho_l = \frac{A_{s1}}{b'_f d}$ .

При заданной площади сечения растянутой арматуры случай 1 будет иметь место при соблюдении условия:

$$f_{yd} A_{s1} \leq f_{cd} b'_f h'_f \quad (7.3)$$

где  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление в растянутой арматуре, МПа, (приложение А);

$b'_f, h'_f$  – ширина и высота полки таврового сечения, м;

$A_{s1}$  – площадь поперечного сечения растянутой и сжатой арматуры, м<sup>2</sup>;

$d$  – рабочая высота сечения балки, м;

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа, (приложение В).

$\rho_l$  – коэффициент продольного армирования.



– если граница сжатой зоны включает и полку и часть сечения ребра (рисунок 7.2).

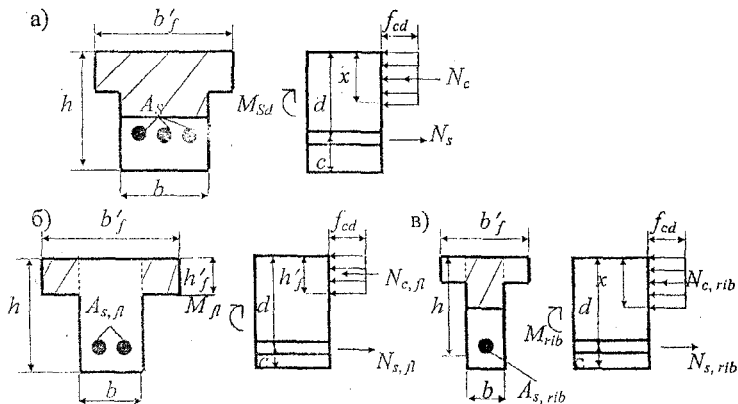


Рисунок 7.2 – К расчету тавровых сечений (случай второй)

Расчет производится из условия:

$$M_{Sd} \geq M_{Rd},$$

где  $M_{Sd}$  – расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки, кНм;

$M_{Rd}$  – изгибающий момент, обеспечивающий прочность сечения при изгибе, кНм.

Для получения расчетных зависимостей изгибающий момент, воспринимаемый сечением  $M_{Sd}$  (рисунок 7.2, а) разделяют на два заменяющих момента:  $M_{fl}$  (рисунок 7.2, б), воспринимаемый свесами полок и соответствующей арматурой  $A_{s,fl}$  и момент  $M_{rib}$  (рисунок 7.2, в), воспринимаемый сжатым бетоном ребра и соответствующей ему арматурой  $A_{s,rib}$ .

$$M_{Sd} = M_{fl} + M_{rib}$$

$$M_{fl} = N_{c,fl} \cdot z = f_{cd} (b'f - b) h'f (d - 0,5 h'f) \quad (7.4)$$

$$M_{rib} = N_{s,fl} \cdot z = f_{yd} A_{s,fl} (d - 0,5 h'f). \quad (7.5)$$

Определив  $M_{fl}$  по формуле (7.4) из формулы (7.5) находим

$$A_{s,fl} = \frac{M_{fl}}{f_{yd} (d - 0,5 h'f)}.$$

Далее определяем:

$$\alpha_m = \frac{M_{rib}}{f_{cd} b \cdot d^2}.$$

Затем по таблицам находим значение коэффициента  $\varphi$ , и определяем:

$$A_{s,rib} = \frac{M_{rib}}{f_{yd} \cdot \varphi \cdot d}$$

Общая площадь продольной рабочей арматуры в тавровом сечении равна:

$$A_s = A_{s,\beta} + A_{s,rib}$$

### Ход работы

Для балки таврового профиля по исходным данным таблицы 7.1 необходимо определить площадь сечения рабочей арматуры при коэффициенте  $\alpha$ , учитывающем длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения, равном 1.

Таблица 7.1 – Исходные данные для расчета балки таврового профиля

Вариант	Размеры сечения балки, м				Класс бетона	Класс арматуры	с, м	Момент внутреннего усилия $M_{int}$ кН·м
	b	b	b <sub>f</sub>	b <sub>f</sub>				
1	0,2	0,10	0,15	0,05	C8/10	S400	0,025	9,0
2	0,25	0,10	0,15	0,05	C12/15	S500	0,025	15,0
3	0,3	0,10	0,15	0,05	C16/20	S400	0,025	22,0
4	0,35	0,10	0,15	0,05	C20/25	S500	0,025	35,0
5	0,4	0,15	0,20	0,10	C25/30	S400	0,030	120,0
6	0,45	0,15	0,20	0,10	C30/37	S400	0,030	165,0
7	0,5	0,15	0,20	0,10	C8/10	S240	0,030	65,0
8	0,55	0,15	0,20	0,10	C12/15	S500	0,030	92,0
9	0,6	0,20	0,25	0,12	C20/25	S240	0,035	231,0
10	0,65	0,20	0,25	0,12	C25/30	S400	0,035	315,0
11	0,7	0,20	0,25	0,12	C30/37	S400	0,035	400,0
12	0,75	0,20	0,25	0,12	C35/45	S240	0,035	500,0
13	0,8	0,25	0,30	0,15	C8/10	S400	0,040	615,0
14	0,35	0,25	0,30	0,15	C12/15	S240	0,040	122,0
15	0,4	0,25	0,30	0,15	C16/20	S400	0,040	150,0
16	0,45	0,25	0,30	0,15	C20/25	S400	0,040	235,0
17	0,5	0,30	0,35	0,10	C25/30	S500	0,045	265,0
18	0,55	0,30	0,40	0,10	C30/37	S400	0,045	400,0
19	0,60	0,30	0,45	0,10	C35/45	S500	0,045	510,0
20	0,65	0,30	0,45	0,10	C40/50	S240	0,045	720,0

Изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки, определяется следующим образом:

$$M_{sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f (d - 0,5 \cdot h'_f) \quad (7.6)$$

Площадь сечения растянутой арматуры в железобетонной балке таврового профиля определяется следующим образом:

$$A_{s1} = [\xi \cdot b \cdot d + (b'_f - b) \cdot h'_f] \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.7)$$

Для определения относительной высоты сжатой зоны потребуется определить коэффициент  $\alpha_m$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \alpha b d^2} \quad (7.8)$$

где  $M$  – изгибающий момент, действующий на балку,  $H \cdot m$ ;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д. (приложение Т);

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона, определяемое по СНБ 5.03.01–02,  $P_a$  (приложение В).

Условная высота сжатой зоны определяется по формуле:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (7.9)$$

Определив площадь сечения рабочей арматуры, необходимо подобрать количество и диаметр арматуры, достаточные для обеспечения несущей способности железобетонной балки по приложению В.

### Вопросы и задания для контроля

1. Особенности конструирования сечения тавровой формы.
2. Как назначается ширина свесов полки, вводимой в расчёт таврового сечения?
3. Какие два случая рассматривают при расчете балок таврового профиля?
4. Напишите условия, при которых тавровое сечение может рассматриваться как прямоугольное.
5. Раскройте условия и особенности расчёта при сжатии таврового сечения в полке и ребре.
6. Выведите формулы для расчёта таврового сечения.

## СБОР НАГРУЗОК НА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ РИГЕЛЬ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ОПОРНЫХ СЕЧЕНИЯХ РИГЕЛЯ

**Цель работы:** произвести сбор нагрузок на ригель, определить изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Произвести компоновку перекрытия с учетом размеров здания.
2. Произвести сбор нагрузок на железобетонный ригель при данном коэффициенте условия работы. Данные внести в таблицу 8.2.
3. Определить изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях по формулам (8.1), индексы и характер загрузки балки (приложение И). Результаты внести в таблицу 8.3.
4. Рассчитать поперечную силу по формуле (8.2). Результаты внести в таблицу 8.4.

### Краткие теоретические сведения

Прочность изделий может изменяться в значительных пределах в зависимости от размеров и формы изделия, характера приложения нагрузки и длительности ее действия, условий и сроков твердения, технологических факторов. Поэтому с целью обеспечения достаточной надежности конструкций для выполнения расчетов необходимо назначить такие значения сопротивления изделий, которые в подавляющем большинстве случаев были бы ниже их возможных фактических значений в конструкциях.

Длительность действия нагрузок отрицательно влияет на прочностные свойства бетона. Поэтому расчет на прочность должен выполняться на взаимодействие длительных нагрузок при коэффициенте условий работы  $\gamma_{c2} = 0,9$  и на воздействие всех нагрузок при  $\gamma_{cb2} = 1,1$ . Разрешается вести расчет только на воздействие всех нагрузок при

коэффициенте  $\gamma_{c2} = 0,9 \cdot \frac{q}{q_i} \leq 1,1$ , где  $q$  и  $q_i$  – соответственно нагрузки

полные и длительные (без учета нагрузок малой суммарной длительности).

Если в пролете ригеля укладывается не более четырех ребристых плит, то все расчеты ведутся как для равномерно распределенной нагрузки.

Изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях определяют по формулам:

$$\begin{aligned} M &= (\alpha \cdot q + \beta \cdot p) \cdot l^2; \\ M &= (\gamma \cdot \sigma + \delta \cdot P) \cdot l, \end{aligned} \quad (8.1)$$

где  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  – табличные коэффициенты, зависящие от характера загрузки неразрезной балки (приложение И);

$q, p, \sigma, P$  – соответственно величины постоянных и временных распределенных или сосредоточенных нагрузок;

$l$  – пролет ригеля, м.

Максимальные моменты определяются при расчетных постоянной и временной нагрузках. Расчет опорных моментов и поперечных сил необходим для построения эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.

При расчете опорных моментов и поперечных сил вводится система индексов. Цифры индекса означают: первая – количество пролетов в балке, вторая – вид нагрузки в загружаемых пролетах (0 – равномерно распределенная, 1 – одна сосредоточенная сила в середине пролета, 2 – две силы в пролете, 3 – три силы в пролете; две или три силы в пролете считаются расположенными друг от друга на равных расстояниях). При числе пролетов больше 5 моменты во всех средних пролетах и опорах принимаются равными моментам средней части 5 – пролетной балки. Схемы загрузки и коэффициенты, зависящие от характера загрузки балки, определяются по приложению И.

Поперечная сила при сосредоточенных нагрузках  $Q_m$ , кН, рассчитывается по формуле:

$$Q_m = \frac{M_{sup,r} - M_{sup,l}}{l}, \quad (8.2)$$

где  $M_{sup,r}$  – абсолютное значение момента на правой опоре с учетом перераспределения усилий, кН·м;

$M_{sup,l}$  – абсолютное значение момента на левой опоре с учетом перераспределения усилий, кН·м;

$l$  – длина пролета, м.

Таблица 8.1 – Исходные данные для сбора нагрузок на ригель

№ варианта	Кратковременная нагрузка, $q$	Полная временная нагрузка, $P$	Нормативная нагрузка на пол, $m$	Нормативная нагрузка на плиту перекрытия, $w$	Размеры поперечного сечения ригеля, $b \times h$ , м	Ширина здания, м	Длина здания, м
1	3	7	0,5	3	$0,2 \times 0,5$	12	12
2	3	6	0,5	3	$0,2 \times 0,5$	15	24
3	3	5	0,5	3	$0,25 \times 0,5$	12	24
4	1,5	4	0,5	3,5	$0,25 \times 0,5$	18	24
5	1,5	3	0,5	3,5	$0,25 \times 0,5$	18	24
6	5	8	0,6	3,6	$0,2 \times 0,6$	18	36
7	4	9	0,6	3,3	$0,2 \times 0,6$	21	36
8	4	10	0,6	3,3	$0,2 \times 0,6$	21	36
9	6	12	0,6	3,1	$0,25 \times 0,7$	21	42
10	2	4	0,7	3,1	$0,25 \times 0,6$	18	42
11	2,5	5	0,7	3	$0,2 \times 0,65$	18	42
12	2,5	6	0,7	3,3	$0,3 \times 0,75$	18	42
13	2,5	7	0,7	3,3	$0,25 \times 0,5$	18	36
14	3	5	0,4	3	$0,25 \times 0,5$	24	72
15	1,0	4	0,4	3	$0,25 \times 0,6$	24	72
16	4,5	8	0,5	3	$0,2 \times 0,6$	24	24
17	3,5	6	0,8	3,7	$0,25 \times 0,6$	24	36
18	7,5	10	0,6	3,7	$0,25 \times 0,5$	18	36
19	3,5	12	0,5	3,7	$0,25 \times 0,6$	12	36
20	7,5	16	0,5	4,0	$0,2 \times 0,55$	18	84
21	5	12	0,7	4,0	$0,2 \times 0,7$	21	56
22	2	6	0,8	4,4	$0,2 \times 0,45$	24	72
23	2,5	8	0,4	4,2	$0,25 \times 0,45$	24	48
24	2,5	4	0,6	4,2	$0,25 \times 0,5$	18	48

### Ход работы

При сборе нагрузок на ригель необходимо учесть вес пола и плиты перекрытия. Однако в процессе изготовления реальных конструкций вследствие влияния различных факторов, трудно поддающихся учету, могут возникнуть отклонения прочности бетона от нормативных значений, возможны также отклонения фактических размеров конструкций

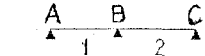


от проектных. Учесть эти отклонения статистическими методами пока не представляется возможным. В связи с этим возможное отклонение прочности бетона в конструкциях учитывается специальным коэффициентом надежности  $\gamma$ .

Таблица 8.2 – Сбор нагрузок на ригель

Наименование нагрузок	Нагрузки, кПа		
	нормативные	$\gamma_f$	расчетные
<u>Постоянные</u>			
1. Пол		1,2	
2. Плита перекрытия $l = 6 \text{ м}$		1,1	
3. Ригель $g = 25 \cdot b \cdot h$		1,1	
Итого:			
<u>Временные</u>			
1. Длительная		1,2	
2. Кратковременная		1,3	
Итого:			
<u>Суммарные</u>			
3. Полная нагрузка			
4. Постоянная и длительная			

Согласно формулам (8.1) определяем максимальные моменты, действующие на опорах и в пролетах. Предварительно необходимо обозначить возможные схемы загрузки многопролетной балки.

Таблица 8.3 – Максимальные изгибающие моменты в ригеле (для двухпролетной балки)

№ п/п	Индекс	Характер загрузки 	Пролетные моменты, кН·м		Опорные моменты, кН·м $-M_B$
			$M_1$	$M_2$	
1	220 210				
2					

Определяя нагрузку, действующую на каждый пролет при каждом нагружении, необходимо обращаться к изображенным ранее схемам во избежание ошибок.

Таблица 8.4 – Расчет опорных моментов и поперечных сил

Формулы или обозначение	Наименование, единицы измерения	Сил	
		1 пролет	2 пролет
$l$	пролет, м		
$g$	полная постоянная нагрузка, кН/м (таблица 8.2)		
$p$	полная временная нагрузка, кН/м (таблица 8.2)		
<u>№ загрузки</u>			
$q = g + p$	полная нагрузка, кН/м		
$q = g$	равномерно-распределенная нагрузка, кН/м		
$M_{sup,l}$	момент опорный левый, кН/м		
$M_{sup,r}$	момент опорный правый, кН/м		
$Q_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$	поперечная сила, кН		

### Вопросы и задания для контроля

1. В чем заключается компоновка перекрытия?
2. На основании чего назначается тип плиты?
3. Как определить суммарные нагрузки на плиту перекрытия?
4. Назовите основные стыки ригеля с колонной.
5. Как определить изгибающие моменты в пролетных сечениях?
6. Какая система коэффициентов вводится в расчет при определении опорных моментов и поперечных сил?
7. Как определяется поперечная сила при сосредоточенных нагрузках?



## ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ НАЗНАЧЕНИЕ РАЗМЕРОВ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

Цель работы: определить размеры поперечного сечения железобетонной балки (ригеля) прямоугольного сечения.

Приборы и принадлежности: учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Изучить теоретические сведения по работе.
2. Определить размеры поперечного сечения железобетонной балки (ригеля).
3. Сделать эскиз поперечного сечения балки (ригеля) с предварительно назначенными размерами.

### Краткие теоретические сведения

Предварительное сечение ригеля можно определить по формулам:

$$d = 1,85 \cdot \sqrt{\frac{M}{f_{cd}}}; \quad (9.1)$$

$$b = \frac{d}{2,4}, \quad (9.2)$$

где  $M$  – расчетный изгибающий момент для свободно опертой балки наибольшего из пролетов без учета нагрузки от ее собственного веса:

$$M = \frac{g \cdot l^2}{8}; \quad (9.3)$$

$f_{cd}$  – расчетная прочность бетона на осевое сжатие (приложение В).

Нагрузки от собственного веса ригеля,  $kH/m$ , принимаются из таблицы 8.2.

Задавись сечением, необходимо определить нагрузку от собственного веса ригеля.

$$g = 25 \cdot b \cdot h, \quad (9.4)$$

где  $b$  и  $h$  – принятая ширина ( $b = 10, 12, 15$  и далее кратно 5 см) и высота сечения (кратно 5 см до 60 см и кратно 10 см при большей высоте). Размеры  $b$  и  $h$  подставляются в метрах.

Задавшись сечением, необходимо определить нагрузку от собственного веса ригеля.

Например:

$$M = \frac{27,5 \cdot 6^2}{8} = 123,75 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$d = 1,85 \cdot \sqrt[3]{\frac{123,75 \cdot 10^3}{19,5 \cdot 10^6}} = 0,34 \text{ м.}$$

Для дальнейшего расчета необходимо задаться толщиной защитного слоя. Защитный слой бетона должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном, а также защиту арматуры от коррозии и внешних атмосферных, температурных и других воздействий.

Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня или каната и не менее 10 мм – в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно; 15 мм – в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках высотой менее 250 мм; 20 мм – в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах; 35 мм – для нижней арматуры в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки; 70 мм – при ее отсутствии.

Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее: 10 мм – при  $h < 250$  мм, 15 мм – при  $h > 250$  мм.

Толщина защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине передачи напряжений должна составлять не менее: для стержневой арматуры, а также для арматурных канатов –  $2d$ ; для стержневой арматуры классов высоких классов –  $3d$ . Кроме того, толщина защитного слоя на указанном участке должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов.

Для свободной укладки в форму целых стержней концы их должны отстоять от грани элемента на 10, 15 или 20 мм при размере изделия соответственно 9, 12 или свыше 12 м.

Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, при повышенной температуре или влажности толщина защитного слоя увеличивается на 5...15 мм.

Пример:

С учетом толщины защитного слоя  $c = 20$  мм принимаем полную высоту ригеля  $h = 0,4$  м;

$$d = 0,4 - 0,02 = 0,38 \text{ м};$$

$$b = \frac{0,38}{2,4} = 0,158 \text{ м.}$$

Расчетные размеры сечения ригеля в примере 350 × 200 мм.

Тогда  $g = 25 \cdot 0,40 \cdot 0,20 = 2 \text{ кН/м}$ .

### Ход работы

Для определения размеров поперечного сечения железобетонной балки (ригеля) прямоугольного сечения, используйте формулы (9.1–9.4). Рассчитав предварительные размеры сечения балки (ригеля) уточняем их с учетом величины защитного слоя. Исходные данные для выполнения задания даны в таблице 9.1

Таблица 9.1 – Исходные данные для определения размеров поперечного сечения ригеля

Вариант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Класс бетона по прочности на сжатие	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105

### Вопросы и задания для контроля

1. Как определяют предварительные размеры сечения балки (ригеля)?
2. Как определяется расчетный изгибающий момент в балке (ригеле) без учета собственного веса?
3. Как определяется собственный вес в балке (ригеле)?
4. Укажите основные назначения защитного слоя бетона.
5. Основные требования при назначении защитного слоя бетона в зависимости от высоты ( $h$ ) конструкции и вида арматуры.

## СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Цель работы:** произвести статический расчет железобетонного ригеля, изобразить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

1. Определить несущую способность ригеля по изгибающему моменту и поперечной силе, используя формулы (10.1) и (10.4) и данные работы № 8. Результаты вычислений занести в таблицу 10.1.
2. Построить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил по примеру рисунка 10.1.
3. Сделать выводы по эпюрам.

### Краткие теоретические сведения

Многоэтажные промышленные здания по конструкции разделяют на здания:

- с полным железобетонным каркасом и навесными наружными стенами;
- с полным железобетонным каркасом и наружными самонесущими стенами;
- с внутренним железобетонным каркасом и несущими стенами.

Определение несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций методом предельного равновесия позволяет существенно упростить расчеты и получить возможность проектирования более экономичных конструкций.

Расчет статически неопределимой упругой системы производят любым эффективным методом на действие расчетной нагрузки от собственного веса конструкций и различных случаев невыгодного расположения расчетной временной нагрузки. Существует упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выровненным моментам для случаев, если временная нагрузка превышает постоянную не более чем в пять раз. При этих условиях в качестве расчетной выровненной эпюры принимают эпюру моментов неразрезной балки, построенную для максимальных пролетных моментов, т. е. при расположении временной нагрузки через пролет. Тогда при расположении временной нагрузки в двух любых

смежных пролетах образуется пластический шарнир в опорном сечении между загруженными пролетами и будет обеспечено необходимое перераспределение усилий между опорными и пролетными сечениями без увеличения изгибающих моментов в пролетах. Возможно и дальнейшее перераспределение усилий изгибающих моментов между опорными и пролетными сечениями неразрезных балок и рам, при котором усиление одних усилий вызывает увеличение других усилий. Для многопролетных конструкций наиболее целесообразной является равномоментная схема, т. е. с одинаковыми моментами на опорах и в пролетах.

Несущая способность ригеля по изгибающему моменту определяется по формуле (10.1).

$$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_{II} - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (10.1)$$

$$M_{II} = M_{\text{суп,II}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}, \quad (10.2)$$

$$M_n = M_{\text{суп,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}. \quad (10.3)$$

Несущая способность ригеля по поперечной силе определяется по формуле (10.4):

$$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}, \quad (10.4)$$

где  $q$  — полная нагрузка, принятая из таблицы 8.1,  $\text{кН}$ ;

$l$  — длина пролета,  $\text{м}$ ;

$Q_m$  — поперечная сила при сосредоточенных нагрузках,  $\text{кН}$ , рассчитанная по формуле (9.4) и отмеченная в таблице 9.1.

### Ход работы

Вычисления изгибающего момента и поперечной силы необходимо вести по алгоритму в черновике и результаты их сводятся в табличную форму. Это позволит в дальнейшем проследить правильность построения эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.

Таблица 10.1 — Вычисление  $M$  и  $Q$

Формулы или обозначения		I пролет				
	$\varepsilon$	0	0,25	0,5	0,75	1
	$1 - \varepsilon$					
	$\varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)$					
	$1 - 2 \cdot \varepsilon$					
№ загру- жения	$M_{II} = M_{\text{суп,II}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}$					
	$M_n = M_{\text{суп,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}$					
	$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_{II} - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}$					
	$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}$					

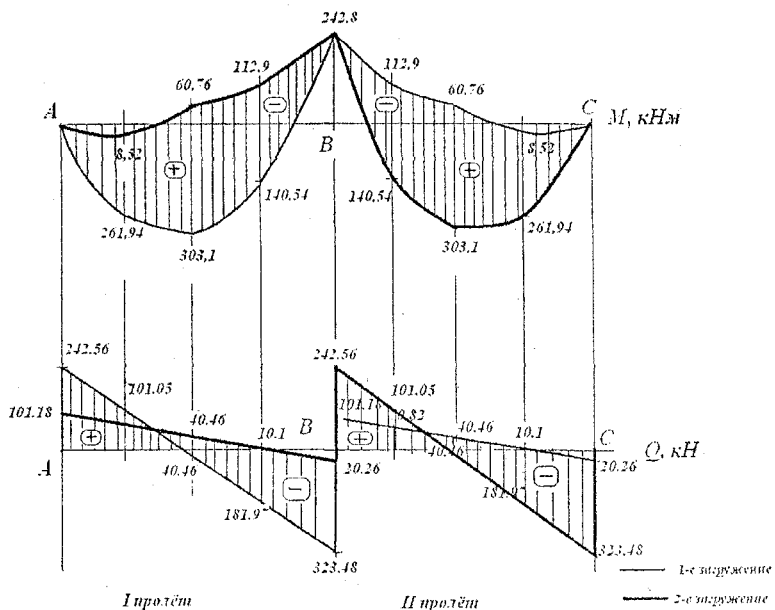


Рисунок 10.1 – Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов (для двухпролетной балки)

Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил строятся обязательно на миллиметровой бумаге. Построение эпюр начинается с построения осей координатной системы. Точка пересечения осей представляет собой начало координат. Для построения эпюр необходимо на оси абсцисс в выбранном студентом масштабе отложить ширину заданного промышленного здания, разбив ее на число пролетов. Каждый пролет делится на пять равных частей. По оси ординат откладываем, согласно вычислений таблицы 10.1, значения поперечных сил либо изгибающих моментов напротив соответствующего значения  $x$ . Отложив значения нагрузок, соединяем их плавной линией. Аналогичные действия проводим на другом пролете.

Таблица 10.2 - К построению эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

Формулы или обозначения		1 пролет				
1 загру- жение	$\varepsilon$	0	0,25	0,5	0,75	1
	$1 - \varepsilon$	1	0,75	0,5	0,25	0
	$\varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)$	0	0,19	0,25	0,19	0
	$1 - 2 \cdot \varepsilon$	1	0,5	0	-0,5	-1
	$M_H = M_{\text{sup,l}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}$	0	0	0	0	0
	$M_n = M_{\text{sup,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	60,7	121,4	182,1	242,8
	$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_H - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	261,94	303,1	140,54	-242,8
$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}$	242,56	101,05	-40,46	-181,97	-323,48	
2 загру- жение	$M_H = M_{\text{sup,l}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}$	0	0	0	0	0
	$M_n = M_{\text{sup,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	60,7	121,4	182,1	242,8
	$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_H - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	8,52	-60,76	-112,9	-242,8
	$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}$	101,18	70,82	40,46	10,1	-20,26
		2 пролет				
1 загру- жение	$\varepsilon$	0	0,25	0,5	0,75	1
	$1 - \varepsilon$	1	0,75	0,5	0,25	0
	$\varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)$	0	0,19	0,25	0,19	0
	$1 - 2 \cdot \varepsilon$	1	0,5	0	-0,5	-1
	$M_H = M_{\text{sup,l}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}$	242,8	182,1	121,4	60,7	0
	$M_n = M_{\text{sup,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	0	0	0	0
	$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_H - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}$	-242,8	-112,9	-60,76	8,52	0
$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}$	101,18	70,82	40,46	10,1	-20,26	
2 загру- жение	$M_H = M_{\text{sup,l}} \cdot (1 - \varepsilon), \text{кН} \cdot \text{м}$	210,99	158,24	105,5	52,75	0
	$M_n = M_{\text{sup,r}} \cdot \varepsilon, \text{кН} \cdot \text{м}$	0	0	0	0	0
	$M = \frac{q \cdot l^2 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \varepsilon)}{2} - M_H - M_n, \text{кН} \cdot \text{м}$	-242,8	140,54	303,1	261,94	0
	$Q = \frac{q \cdot l \cdot (1 - 2 \cdot \varepsilon)}{2} - Q_m, \text{кН}$	323,48	181,97	40,46	-101,05	-242,56

## Вопросы и задания для контроля

1. Конструктивная схема сборного перекрытия.
2. Классификация промышленных зданий по конструкции.
3. Назовите основные стыки ригеля с колонной.
4. Как определить несущую способность ригеля по изгибающему моменту и поперечной силе?
5. Как определить изгибающие моменты в пролетном сечении?
6. Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.



## СБОР НАГРУЗОК НА КОЛОННУ

**Цель работы:** рассчитать нагрузки, передаваемые на колонну с покрытия, с перекрытия, определить расчетные нагрузки на колонну.

**Приборы и принадлежности:** учебный конспект, калькулятор, техническая документация.

### Задание

Выполнить подсчет нагрузок, действующих на колонну многоэтажного здания:

1. Определить нагрузки, действующие на покрытие.
2. Определить нагрузки, действующие на перекрытие.
3. Определить расчетные нагрузки от веса каждой колонны в пределах этажа и подвала при наличии.
4. Определить полные нагрузки на колонны здания.

### Краткие теоретические сведения

Расчет колонны начинают с определения нагрузок, действующих на покрытие и перекрытие (таблица 11.1). Если над верхним этажом пролет перекрыт балкой или фермой, то нагрузка от покрытия передается на стены, а колонны нижележащих этажей воспринимают нагрузку только от перекрытий.

Колонны первого этажа, а при наличии подвала – подвального этажа, рассматриваются как стойки с жестким защемлением в фундаменте и шарнирно-неподвижным закреплением в уровне междуэтажного перекрытия. Расчетная длина для такой схемы закрепления принимается от обреза фундамента до оси ригеля с коэффициентом 0,7. Колонны остальных этажей рассчитываются как стойки с шарнирно-неподвижным опиранием в уровнях перекрытий с расчетной длиной  $l = h$ , где  $h$  – высота этажа.

Стыки колонн устраиваются в каждом этаже или через этаж. Ригели опираются на консоли колонн. Стык ригеля с колонной предусматривается жестким. Ввиду того, что жесткость ригеля выше жесткости колонн, влияние изгибающих моментов на несущую способность колонн незначительно. Однако при расчете сжатых элементов всегда должны приниматься во внимание эксцентриситеты от неучтенных факторов, которые суммируются с эксцентриситетом приложения продольной силы.

Значения случайных эксцентриситетов принимаются не менее  $1/600$  расчетной элемента,  $1/30$  высоты и не менее  $1$  см.

Для сокращения типоразмеров сборных элементов целесообразно назначать сечение колонн постоянным на всех этажах, за исключением подвального, варьируя классом бетона и процентом армирования, принимая его в пределах от 0,2 до 3%. Оптимальный процент армирования находится в пределах 0,8–1,5%.

От действия продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, колонна работает на внецентренное сжатие.

Расчет колонны заканчивается проверкой прочности сечения. Для колонн нижних этажей не следует допускать излишнего расхода материалов, придерживаясь оптимальных процентов армирования. Сечения колонн верхних этажей и их армирование приходится назначать, как правило, по конструктивным соображениям.

Колонны армируют сварными или вязаными каркасами.

В стыках колонн усилия могут передаваться через бетон или через закладные детали и бетон. В зависимости от этого применяются следующие типы стыков: шарнирные; с торцевыми листами и центрирующей прокладкой; с ванной сваркой выпусков арматуры; со стальными обоймами и стыковыми закладками.

Шарнирный стык колонны обеспечивает передачу только осевого сжимающего усилия и применяется при небольших нагрузках и надежной пространственной жесткости каркаса. Одна из сопрягаемых поверхностей колонны делается выпуклой, а другая – вогнутой. Разница между радиусами кривизны обычно составляет 6–8%. Более надежным соединением данного типа является стык с центрирующей прокладкой и штырем.

Второй тип стыка имеет торцевые стальные листы толщиной 10–20 мм с анкерными стержнями. Усилия на бетон передаются через центрирующую прокладку ( $\delta = 3\text{--}4$  мм) и контурные сварные швы. Стык обладает некоторой деформативностью и применяется только при малых эксцентриситетах.

В третьем типе стыка ванная сварка выпусков продольных стержней позволяет уменьшить расход стали и восстановить непрерывность рабочей арматуры колонны. Стык менее материалоемок, но требует обетонирования при монтаже с постановкой специальных сеток, что повышает трудоемкость монтажных работ.

В обетонированном стыке со стальными обоймами усилия передаются на обойму через центрирующую прокладку. Непрерывность продольных стержней обеспечивается стыковыми накладками, которые, как и продольные стержни, привариваются к обойме. Центрирующая прокладка может быть взята толще ( $\delta = 30\text{--}40$  мм), и зазор между торцами обойм зачеканивается раствором, затем стык бетонируется по сетке. Стык обеспечивает монолитность колонны и высокую жесткость.

Четвертый тип стыка является наиболее надежным из перечисленных, но отличается повышенной трудоемкостью и металлоемкостью. Он применяется, когда колонна воспринимает не только нормальные силы, но и изгибающие моменты. Для центрально-сжатых колонн рекомендуется применять стыки трех первых типов.

Все стыки уменьшают сечение колонны. Возмещение этих потерь обеспечивается постановкой косвенной арматуры в виде сеток, назначаемых по расчету.

### Ход работы

Подсчет нагрузок, действующих на колонну многоэтажного здания с подвалом или без него, при грузовой площади для всех вариантов компоновки равной  $A = 36 \text{ м}^2$ , снеговой нагрузке  $1 \text{ кН/м}^2$ , нормативной полезной и длительно действующей нагрузках, взятых из таблицы 8.2 согласно своего варианта, следует выполнять в форме таблицы 11.1.

Таблица 11.1 – Нагрузки на плиту покрытия.

Вид нагрузки	Нормативное значение, $\text{кН}$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН}$
<u>Постоянные</u>			
1. Пол $t \times A$		1,2	
2. Железобетонная плита $v \times A$		1,1	
3. Железобетонный ригель $g = 25 \times b \times h \times l$		1,1	
Итого:			
<u>Временные</u>			
4. Полная снеговая $1 \times A$		1,4	
5. в т. ч. длительная $0,3 \times A$		1,4	
<u>Суммарные</u>			
6. Полные			
7. в т. ч. длительные (п.1-3, 5)			

Сбор нагрузок на плиту перекрытия следует выполнять в форме таблицы 11.2. Расчетная нагрузка определяется с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$ .

Таблица 11.2 – Нагрузки на колонну, передаваемые с перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН
<u>Постоянные</u>			
1. Пол и плита $(m + v) \times A$		1,1	
2. Ригель $g = 25 \times b \times h \times l$		1,1	
Итого:			
<u>Временные</u>			
3. Стационарное оборудование $(p-n) \times A$		1,2	
4. Вес людей и материалов $n \times A$		1,3	
Итого:			
<u>Суммарные</u>			
5. Полные			
6. В том числе длительные (п.1-4)			

Нагрузка от собственного веса колонны в пределах этажа при предварительно принятых размерах ее сечения  $b \times h$  м составит:

- нормативная  $g = 25 \times b \times h \times h_{\text{этажа}}$ , кН;
- расчетная  $g_p = g \times \gamma_f$ , кН,

Нагрузка от собственного веса колонны в подвале составит:

- нормативная  $g = 25 \times b \times h \times h_{\text{подвала}}$ , кН,
- расчетная  $g_p = g \times \gamma_f$ , кН.

Полученные данные позволяют вычислить нагрузки на колонну каждого этажа (таблица 11.3). Для определения нагрузки на колонну последнего этажа нужно из таблицы 11.1 вынести расчетную полную нагрузку. Ее необходимо увеличить на расчетную нагрузку от веса колонны в пределах этажа (пример в таблице 11.4). Полная нагрузка колонны предпоследнего этажа, определяется на основании нагрузки последнего этажа. Определяя расчетную нагрузку предпоследнего этажа, необходимо учитывать полную расчетную нагрузку от перекрытия этого этажа, т. е.

$$N_{\text{этажа}} = N_{\text{пред}} + g + N_{\text{перекр.}} \quad (11.4)$$

Аналогично определяются расчетные длительно действующие нагрузки (пример в таблице 11.4).

Таблица 11.3 – Расчетные нагрузки на колонны, кН.

Этаж	Полная нагрузка, $N$	В том числе длительная $N_l$
	<u>Расчетные нагрузки при <math>\gamma_f &gt; 1</math></u>	
и т. д.		
3		
2		
1		
Подвал		

Таблица 11.4 – Пример расчета нагрузок на колонны, кН.

Этаж	Полная нагрузка, $N$	В том числе длительная, $N_l$
	<u>Расчетные нагрузки при <math>\gamma_f &gt; 1</math></u>	
3	$302 + 22 = 324$	274
2	$324 + 276,2 + 22 = 606,2$	520
1	$606,2 + 276,2 + 22 = 904,4$	766
Подвал	$904,4 + 276,2 + 14,08 = 1195,$ где полная расчетная нагрузка равна 302 кН, длительно действующая нагрузка равна 252 кН.	1004,08

Таблица 11.5 – Исходные данные для сбора нагрузок на колонну.

Вариант	Количество этажей	Высота этажа	Высота подвала	Ширина здания, м	Длина здания, м
1	2	3	4	5	6
1	3	2,4	2,8	12	12
2	4	3,6	2,8	15	24
3	5	3,6	3,0	12	24
4	6	4,8	3,0	18	24
5	3	4,8	3,2	18	24
6	4	3,6	3,2	18	36
7	5	2,4	3,4	21	36
8	6	6,0	3,4	21	36
9	3	6,0	3,6	21	42
10	4	2,4	3,6	18	42
11	5	2,4	2,8	18	42
12	6	3,6	2,8	18	42

Продолжение таблицы 1.5

1	2	3	4	5	6
13	3	3,6	3,2	18	36
14	4	3,6	3,2	24	54
15	5	4,8	3,0	24	72
16	6	4,8	3,6	24	72
17	3	3,6	3,2	24	24
18	4	2,4	2,8	24	36
19	5	2,4	2,8	18	36

### Вопросы и задания для контроля

1. Компонировка перекрытия многоэтажного промышленного здания.
2. Армирование колонн.
3. Как работает колонна от действия продольной силы приложенной со случайным эксцентриситетом?
4. Стыки колонн. Характеристика стыков.
5. Сбор нагрузок на колонну.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СВАИ И РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКИ, ДОПУСКАЕМОЙ НА СВАЮ ПО ГРУНТУ ОСНОВАНИЯ И ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА СВАИ

**Цель работы:** научиться определять несущую способность сваи и ее расчетное сопротивление по несущей способности грунтов и прочности материала сваи.

**Приборы и принадлежности:** конспект, калькулятор, справочная документация.

### Задание

1. Изучить теоретический материал по теме работы.
2. Определить несущую способность сваи фундамента.
3. Определить расчетную нагрузку по несущей способности грунтов.
4. Определить прочность материала сваи.
5. Изобразить эскиз свайного фундамента.

### Краткие теоретические сведения

*Фундаментом* называют подземную часть здания, предназначенную для передачи нагрузки от массы сооружения на основание.

В зависимости от назначения и конструктивных особенностей фундаменты подразделяют на две группы: *фундаменты неглубокого заложения*, возводимые в открытых котлованах на естественном основании, и *специальные* (глубокого заложения и свайные). Наибольшее распространение в промышленном и гражданском строительстве нашли фундаменты неглубокого заложения. Они бывают трех типов: *отдельные* – под каждой колонной, *ленточные* – под рядами колонн в одном или двух направлениях или стенами, *сплошные* – под всем сооружением.

*Свайные фундаменты* следует подразделять на фундаменты с высоким и низким ростверком; на сваи-стойки и сваи трения; на жесткие и гибкие.

К фундаментам с высоким ростверком относят конструкции, подошва которых, как правило, находится над поверхностью грунта, а сваи

в верхней части имеют свободную длину и защемлены в грунте в сечении, расположенном от подошвы ростверка на расстоянии:

$$l = l_0 + \frac{2}{\alpha_c} \quad (12.1)$$

где  $l_0$  – свободная длина участка свай, м, от подошвы ростверка до ближайшего слоя грунта с  $E > 0,5 \text{ МПа}$ ;

$\alpha_c$  – коэффициент деформации,  $1/\text{м}$ , равный  $\alpha_c = 60\text{--}120$  для песка от мелкого до гравелистого ( $0,55 \leq I_L \leq 0,75$ );  $\alpha_c = 40\text{--}60$  для песка пылеватого;  $\alpha_c = 35\text{--}45$  для глин и суглинков ( $0,75 \leq I_L \leq 1,0$ )

К низким ростверкам относятся конструкции, подошва которых соприкасается с грунтом ( $E \geq 0,5 \text{ МПа}$ ) и, как правило, располагается ниже глубины сезонного промерзания.

Сваи с глубиной погружения в грунт  $\leq 0,8d$  ( $d$  – приведенный диаметр свай) относятся к жестким сваям, изгибом которых можно пренебречь.

Сваи с глубиной погружения  $9d \leq l \leq 40d$  относятся к сваям конечной жесткости, когда одновременно с жестким поворотом вокруг некоторой нулевой точки имеет место изгиб.

Фундаменты из забивных свай рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП 2.02.03–85 по двум предельным состояниям:

– по предельному состоянию первой группы (по несущей способности): по прочности – сваи и ростверки, по устойчивости – основания свайных фундаментов;

– по предельному состоянию второй группы (по деформациям) – основания свайных фундаментов.

Перед расчетом свайного фундамента необходимо выбрать тип свай, назначить ее длину и размеры поперечного сечения. Длину свай назначают такой, чтобы ее острие было заглублено в плотный слой грунта:

– в мелкие пески и супеси – не менее чем на 2,0 м;

– в пески средней крупности, твердые глины и суглинки – не менее чем на 1,0 м;

– в крупные и гравелистые пески и галечники – не менее чем на 0,5 м.

Полная длина свай определяется как сумма:

$$l = l_1 + l_2 + l_3, \quad (12.2)$$

где  $l_1$  – глубина заделки свай в ростверк, которая принимается для свайных фундаментов с вертикальной нагрузкой не менее 5 см, для свайных фундаментов, работающих на горизонтальную нагрузку – не менее наибольшего размера поперечного сечения свай;

$l_2$  – расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя;

$l_3$  – заглубление в несущий слой.



Рекомендуется применять железобетонные сваи квадратного сечения размером 250×250, 300×300 или 350×350 мм. Типовые размеры свай приведены в приложениях К и Л.

Глубина заложения ростверка назначается в зависимости от:

- наличия подвалов и подземных коммуникаций;
- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства (виды грунтов, их состояние, положение подземных вод и т. д.);
- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- возможности пучения грунтов при промерзании.

### Ход работы

Для определения несущей способности и расчетного сопротивления свай по несущей способности грунтов и прочности материала свай необходимо задаться маркой свай, в соответствии с которой мы определим размеры сечения свай, ее длину, расход материала (приложение К и Л). Марка свай выбирается по ее длине, определяемой по формуле 12.2.

Расстояние от подошвы ростверка до кровли несущего слоя  $l_2$  определим как разность соответствующих отметок (таблица 12.1).

Величину заглубления острия свай в плотный слой грунта  $l_3$  назначаем исходя из грунта несущего слоя (рисунок 12.1). Для определения длины свай необходимо также задаться глубиной заделки свай в ростверк  $l_1$ .

Таблица 12.1 – Исходные данные для расчета свайного фундамента

№ варианта	Отметка подошвы ростверка, м	Отметка кровли несущего слоя, м	Грунт несущего слоя
1	2	3	4
1	-1,3	4,6	супесь
2	-1,4	5,25	твердая глина
3	-1,5	6,0	суглинок
4	-1,7	16,2	гравий
5	-1,9	6,65	песок средней крупности
6	-2,0	17,0	крупный песок
7	-2,25	7,0	мелкий песок
8	-2,35	9,0	твердая глина

Продолжение таблицы 12.1

1	2	3	4
9	-2,45	9,35	суглинок
10	-3,55	9,5	суглинок
11	-3,75	10,7	твердая глина
12	-4,55	10,9	песок средней крупности
13	-4,85	12,5	крупный песок
14	-5,25	12,6	суглинок
15	-7,15	14,85	супесь
16	-6,95	15,5	супесь
17	-10,35	15,7	мелкий песок
18	-3,55	16,0	крупный песок
19	-4,5	16,2	песок средней крупности
20	-1,5	10,35	твердая глина

По приложению К определим марку сваи.

Сваи-стойки передают нагрузку от сооружения нижним концом на практически несжимаемый грунт, при этом силы трения по боковой поверхности не учитываются.

Несущая способность сваи-стойки определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot f \cdot A \quad (12.3)$$

Примечание: к сваям-стойкам надлежит относить сваи всех типов, опирающиеся на скальные грунты, а забивные, кроме того, на малосжимаемые грунты (крупнообломочные с песчаным заполнителем средней плотности и плотным, а также глины твердой консистенции в водонасыщенном состоянии ( $S_r \geq 0,85$ ) с модулем деформации ( $E \geq 50$  МПа). Расчетное сопротивление грунта под нижним концом забивной сваи-стойки следует принимать  $f = 20000$  кПа.

Расчет свайных фундаментов и свай по несущей способности грунтов производится исходя из условия:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = R, \quad (12.4)$$

где  $N$  – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю от внешних нагрузок (при невыгодном их сочетании);

$R$  – расчетная нагрузка, допускаемая на сваю;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4.

Значение расчетного сопротивления сваи-стойки (нагрузки, допускаемой на сваю-стойку) следует определять по прочности материала сваи по формуле:

$$N \leq \gamma \varphi_c (f_{cd} \cdot A + f_{yd} \cdot A_s), \quad (12.5)$$

где  $\varphi_c$  – коэффициент, учитывающий особенности загрузки, гибкость и др. (для свай, полностью погруженных в грунт,  $\varphi_c = 1,0$ );

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии;

$A$  – площадь поперечного сечения сваи;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию;

$A_s$  – площадь поперечного сечения продольных стержней арматуры.

Из двух значений  $N$ , полученных по формулам (12.4) и (12.5), в дальнейших расчетах следует использовать меньшее значение.

Для свай-стоек обязательно производится проверка на сжатие по материалу сваи, и эта величина принимается за несущую способность сваи, если она окажется меньше ее несущей способности по грунту. Несущая способность по материалу железобетонных свай определяется по формуле:

$$F_{dn} = \varphi (\gamma_c \gamma_m f_{cd} A + \gamma_a f_{yd} A_a), \quad (12.6)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, обычно принимаемый  $\varphi = 1$  ( $\varphi < 1$  может назначаться для свай с высоким ростверком и для свай, прорезающих с поверхности мощные толщи очень слабых грунтов);

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,85 для свай сечением менее 30×30 см и 1 для свай большего сечения;

$\gamma_m$  – коэффициент условий работы бетона, принимаемый  $\gamma_m = 1$  для всех видов свай, кроме буронабивных, для которых:  $\gamma_m = 0,9$  – в случае, если при бурении скважин и изготовлении свай используются извлекаемые обсадные трубы и отсутствует вода в скважинах и  $\gamma_m = 0,8$  в том же случае, но при бетонировании под водой;  $\gamma_m = 0,7$  – в грунтах, бурение скважин и изготовление свай в которых ведется под глинистым раствором;

$f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, зависящее от его класса и принимаемое по приложению В;

$A$  – площадь поперечного сечения сваи;

$\gamma_a$  – коэффициент условий работы арматуры, принимаемый  $\gamma_a = 1$ ;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление сжатию арматуры, принимаемое по приложению А;

$A_a$  – площадь сечения рабочей арматуры.

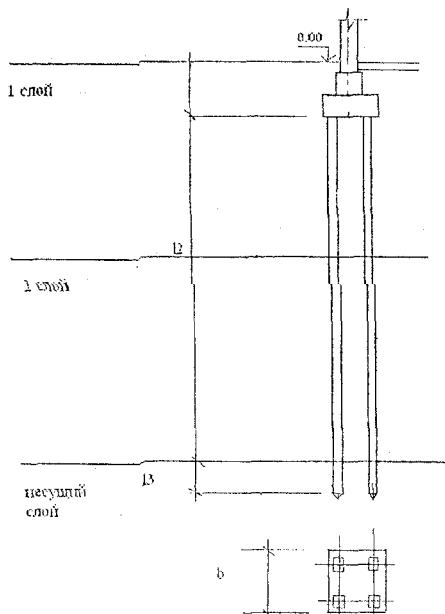


Рисунок 12.1 – Свайный фундамент

### Вопросы и задания для контроля

1. Классификация фундаментов.
2. Что такое глубина заложения фундамента и от чего она зависит?
3. Основные требования к армированию фундаментов.
4. С какой целью и каким образом устраивают гидронзоляцию фундаментов?
5. Классификация свайных фундаментов.
6. Какие требования лежат в основе расчета фундаментов из забивных свай?
7. От чего зависит длина свай?
8. От чего зависит глубина заложения ростверка?
9. Определение несущей способности висячей сваи.
10. Определение несущей способности сваи-стойки.
11. Определение несущей способности свайных фундаментов с низким ростверком.
12. От чего зависит количество свай в свайном фундаменте?
13. Конструктивные требования, предъявляемые к свайным фундаментам.

## УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- $S_c$  — статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- $A_c$  — площадь сечения бетона;
- $A_{s1}$  — площадь сечения растянутой арматуры;
- $A_{s2}$  — площадь сечения сжатой арматуры;
- $A_{sv}$  — площадь сечения поперечной арматуры;
- $\alpha$  — угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали к модулю упругости бетона;
- $E_{sm}$  — модуль упругости бетона;
- $E_{c, eff}$  — эффективный модуль упругости бетона;
- $E_s$  — модуль упругости стали;
- $\alpha_e$  — нормированное число, отношение модуля упругости стали к эффективному модулю упругости бетона;
- $c$  — защитный слой бетона;
- $I_c$  — момент сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
- $W$  — момент сопротивления;
- $W_c$  — момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала;
- $M_{Rd}$  — прочность сечения при изгибе;
- $M_{Sd}$  — расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;
- $N_{Rd}$  — прочность сечения при действии продольного усилия;
- $N_{Sd}$  — расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
- $V_{cd}$  — расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;
- $V_{Sd}$  — расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;
- $f_{cm}$  — средняя прочность бетона на осевое сжатие;
- $f_{cd}$  — расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
- $f_{ck}$  — нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;
- $f_{ctm}$  — средняя прочность бетона на осевое растяжение;
- $f_{yd}$  — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
- $f_{yk}$  ( $f_{0,2k}$ ) — нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры, наименьшее контролируемое значение условного предела текучести;
- $f_{tk}$  — нормативное значение временного сопротивления;
- $f_{ywd}$  — расчетное сопротивление поперечной арматуры;
- $h_f$  — высота (толщина) полки таврового сечения;
- $b'_{eff}$  — эффективная ширина полки тавровых сечений;
- $b_w$  — ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;

$l_{eff}$  — расчетный пролет;  
 $x_{eff}$  — эффективная высота условной сжатой зоны сечения;  
 $x_{eff, lim}$  — граничное значение высоты условной сжатой зоны;  
 $\varepsilon_c$  — относительная деформация бетона;  
 $\varepsilon_s$  — относительная деформация арматуры;  
 $\zeta$  — отношение  $x/d$ ;  
 $\sigma$  — нормальные напряжения;  
 $\sigma_c$  — нормальные сжимающие напряжения в бетоне;  
 $\sigma_{cNp}$  — напряжения в бетоне, вызванные усилием предварительного напряжения;  
 $\sigma_{cR}$  — допускаемые напряжения в бетоне при действии многократно-повторяющейся нагрузки;  
 $\sigma_p$  — напряжения в напрягаемой арматуре;  
 $e_a$  — случайный эксцентриситет;  
 $e_e$  — расчетный эксцентриситет;  
 $e_0$  — начальный эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения;

## **ПРИЛОЖЕНИЯ**

Характеристики арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	$k = \frac{f_{lk}}{f_{yk}}$	Нормативное сопротивление $f_{yk}, Н/мм^2$	Расчетное сопротивление $f_{yk}, Н/мм^2$	Модуль упругости арматуры $E_s, кН/мм^2$
S240	5,5-40,0	1,08	240	218	200
S400	6,0-40,0	1,05	400	365	200
S500	3,0-40,0	1,05	500	450(410)*	200
S800	10-32	1,1	800	665	200
S1200	6-32	1,1	1200	1000	200
S1400	3-15	1,1	1400	1165	200

*Примечание*  
\*В скобках приведены значения для проволочной арматуры

Приложение Б

Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона, ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
Ж3, Ж4	-	-	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
СЖ1-СЖ3	-	-	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
Ж1, Ж2	-	31	32	33	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
П3-П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	-	-	-	-	-
П5-П11-П15-П15	19	22	25	26	28	29	32	35	-	-	-	-	-	-	-

*Примечания:*

1. При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.09 с учетом СТБ 1035.
  2. Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
  3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.
  4. Для бетонов, подвергшихся попеременному замораживанию и оттаиванию модуль упругости следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
    - ниже минус 20 до минус 40° включ. - 0,85;
    - - ниже минус 5 до минус 20° включ. - 0,90;
    - минус 5° и выше - 0,95;
- При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть выше единицы.



Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона прочности на сжатие														
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/115
$f_{ck}$ , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,emb}^G$ , МПа	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ , МПа	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{cm,s}$ , МПа	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0

Значения коэффициентов  $\alpha_m$  и  $\xi$ 

$\xi$	$\alpha_m$	$\xi$	$\alpha_m$	$\xi$	$\alpha_m$	$\xi$	$\alpha_m$	$\xi$	$\alpha_m$
0,01	0,010	0,15	0,139	0,29	0,248	0,43	0,337	0,57	0,408
0,02	0,020	0,16	0,147	0,30	0,255	0,44	0,343	0,58	0,412
0,03	0,030	0,17	0,155	0,31	0,262	0,45	0,349	0,59	0,416
0,04	0,039	0,18	0,164	0,32	0,269	0,46	0,354	0,60	0,420
0,05	0,048	0,19	0,172	0,33	0,275	0,47	0,359	0,61	0,424
0,06	0,058	0,20	0,180	0,34	0,282	0,48	0,365	0,62	0,428
0,07	0,067	0,212	0,188	0,35	0,289	0,49	0,370	0,63	0,432
0,08	0,077	0,22	0,196	0,36	0,295	0,50	0,375	0,64	0,435
0,09	0,085	0,23	0,203	0,37	0,301	0,51	0,380	0,65	0,439
0,10	0,095	0,24	0,211	0,38	0,309	0,52	0,385	0,66	0,442
0,11	0,104	0,25	0,219	0,39	0,314	0,53	0,390	0,67	0,446
0,12	0,113	0,26	0,226	0,40	0,320	0,54	0,394	0,68	0,449
0,13	0,121	0,27	0,236	0,41	0,326	0,55	0,399	0,69	0,452
0,14	0,130	0,28	0,241	0,42	0,332	0,56	0,403	0,70	0,455

Граничные значения  $\alpha_{lim}$  и  $\xi_{lim}$ 

Класс бетона	Класс и расчетные сопротивления арматуры, МПа							
	S240, $f_{yd}=218$ МПа		S400, $f_{yd}=365$ МПа		S500, $f_{yd}=450$ МПа		B500, $f_{yd}=410$ МПа	
	$\xi_{lim}$	$\alpha_{lim}$	$\xi_{lim}$	$\alpha_{lim}$	$\xi_{lim}$	$\alpha_{lim}$	$\xi_{lim}$	$\alpha_{lim}$
C8/10	0,689	0,452	0,658	0,441	0,630	0,432	0,660	0,442
C12/15	0,674	0,447	0,647	0,437	0,615	0,426	0,645	0,437
C16/20	0,660	0,442	0,629	0,431	0,600	0,420	0,631	0,432
C20/25	0,650	0,439	0,619	0,427	0,590	0,416	0,620	0,428
C25/30	0,623	0,429	0,592	0,417	0,562	0,404	0,593	0,417
C30/37	0,596	0,418	0,565	0,405	0,535	0,392	0,566	0,406
C35/45	0,573	0,408	0,541	0,394	0,512	0,381	0,543	0,395

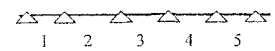
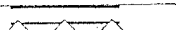



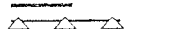

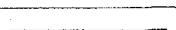
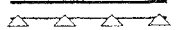



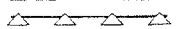


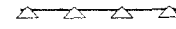
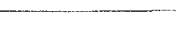
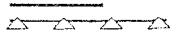


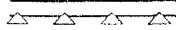


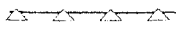


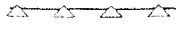

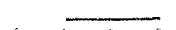
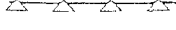


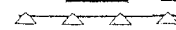






## Сортамент арматуры

Диаметр арматуры, мм	Расчетные площади поперечного сечения, при числе стержней								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,13
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,38	1,57	1,77
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53
9	0,635	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,26	7,07
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
28	6,157	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1

Значения коэффициента  $\lambda$ 

Класс бетона по прочности	C70/85	C80/95	C90/105
$\lambda$	0,95	0,93	0,91

Изгибающие моменты неразрезных балок  
с равными пролетами при равномерно распределённой  
и сосредоточенной нагрузках

Индекс	Характер загрузки A B C D E F 	Пролетные моменты			Опорные моменты			
		M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	-M <sub>B</sub>	-M <sub>C</sub>	-M <sub>D</sub>	-M <sub>E</sub>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
210		0,070	0,070		0,125			
211		0,156	0,156		0,188			
212		0,222	0,222		0,333			
213		0,266	0,266		0,469			
220		0,096	-0,025		0,063			
221		0,203	-0,047		0,094			
222		0,278	-0,056		0,167			
223		0,383	-0,117		0,234			
310		0,080	0,025		0,100	0,100		
311		0,175	0,100		0,150	0,150		
312		0,244	0,067		0,267	0,267		
313		0,313	0,125		0,375	0,375		
320		0,101	-0,050		0,050	0,050		
321		0,213	-0,075		0,075	0,075		
322		0,289	-0,133		0,133	0,133		
323		0,406	-0,188		0,188	0,188		
330		-0,025	0,075		0,050	0,050		
331		-0,038	0,175		0,075	0,075		
332		-0,044	0,200		0,133	0,133		
333		-0,094	0,313		0,188	0,188		
340					0,117	0,033		
341					0,175	0,050		
342					0,311	0,089		
343					0,437	0,125		
410		0,077	0,036	0,036	0,107	0,071	0,107	
411		0,169	0,116	0,116	0,161	0,107	0,161	
412		0,238	0,111	0,111	0,286	0,191	0,286	
413		0,299	0,165	0,165	0,402	0,268	0,402	
420		0,100	-0,045	0,081	0,054	0,036	0,054	
421		0,210	-0,067	0,183	0,080	0,054	0,080	
422		0,286	-0,111	0,222	0,143	0,095	0,143	
423		0,400	-0,167	0,333	0,201	0,134	0,201	
430					0,121	0,018	0,058	
431					0,181	0,027	0,087	
432					0,321	0,048	0,155	
433					0,452	0,067	0,218	
440					0,036	0,107	0,036	
441					0,054	0,161	0,054	
442					0,095	0,286	0,095	
443					0,134	0,402	0,134	
450		-0,023	0,081	-0,045	0,054	0,036	0,054	
451		-0,040	0,183	-0,067	0,080	0,054	0,080	
452		-0,048	0,222	-0,111	0,143	0,095	0,143	
453		-0,101	0,333	-0,167	0,201	0,134	0,201	

1	2	3	4	5	6	7	8	9
460					0,058	0,018	0,121	
461					0,087	0,027	0,181	
462					0,155	0,048	0,321	
463					0,218	0,067	0,452	
510		0,078	0,033	0,046	0,105	0,079	0,079	0,105
511		0,171	0,112	0,132	0,158	0,118	0,118	0,158
512		0,240	0,100	0,122	0,281	0,211	0,211	0,281
513		0,302	0,155	0,204	0,395	0,296	0,296	0,395
520		0,100	-0,046	0,086	0,053	0,040	0,040	0,053
521		0,211	-0,069	0,191	0,079	0,059	0,059	0,079
522		0,287	-0,117	0,228	0,140	0,105	0,105	0,140
523		0,401	-0,173	0,352	0,198	0,148	0,148	0,198
530		-0,026	0,079	-0,040	0,053	0,040	0,040	0,053
531		-0,039	0,118	-0,059	0,079	0,059	0,059	0,079
532		-0,047	0,211	-0,105	0,140	0,105	0,105	0,140
533		-0,099	0,296	-0,148	0,198	0,148	0,148	0,198
540					0,119	0,022	0,044	0,051
541					0,179	0,032	0,066	0,077
542					0,319	0,057	0,118	0,137
543					0,449	0,081	0,166	0,193
550					0,135	0,111	0,020	0,057
551					0,052	0,167	0,031	0,086
552					0,093	0,297	0,054	0,153
553					0,130	0,417	0,076	0,215
560					0,051	0,044	0,022	0,119
561					0,077	0,066	0,032	0,179
562					0,137	0,118	0,057	0,319
563					0,193	0,166	0,081	0,449
570					0,057	0,020	0,111	0,035
571					0,086	0,031	0,167	0,052
572					0,153	0,054	0,297	0,093
573					0,215	0,076	0,417	0,130

Характеристика свай сплошного квадратного сечения  
с поперечным армированием ствола  
с неапрямой стержневой арматурой

Марка свай	Основные размеры, мм		Класс бетона	Расход на сваю		Масса свай, т
	длина L	ширина грани b		арматуры, кг	бетона, м <sup>3</sup>	
C3-20	3000	200	C20/25	13,98	0,13	0,33
C3,5-20	3500	200	"	15,41	0,15	0,38
C4-20	4000	200	"	16,90	0,17	0,43
C4,5-20	4500	200	"	18,35	0,19	0,48
C5-20	5000	200	"	19,86	0,21	0,53
C5,5-20	5500	200	"	21,28	0,23	0,58
C6-20	6000	200	"	22,89	0,25	0,63
C4,5-25	4500	250	C20/25	20,08	0,29	0,73
C5-25	5000	250	"	21,62	0,32	0,80
C5,5-25	5500	250	"	23,16	0,35	0,88
C6-25	6000	250	"	31,47	0,38	0,95
C3-30	3000	300	C20/25	16,84	0,28	0,70
C3,5-30	3500	300	"	18,47	0,33	0,83
C4-30	4000	300	"	20,08	0,37	0,93
C4,5-30	4500	300	"	21,70	0,42	1,05
C5-30	5000	300	"	24,14	0,46	1,15
C5,5-30	5500	300	"	32,01	0,51	1,28
C6-30	6000	300	"	33,96	0,55	1,38
C7-30	7000	300	"	37,76	0,64	1,60
C8-30	8000	300	C25/30	42,08	0,73	1,83
C9-30	9000	300	"	46,40	0,82	2,05
C10-30	10000	300	"	64,68	0,91	2,28
C11-30	11000	300	"	86,96	1,00	2,50
C12-30	12000	300	"	94,04	1,09	2,73
C8-35	8000	350	C20/25	45,13	1,00	2,50
C9-35	9000	350	"	49,81	1,12	2,80
C10-35	10000	350	"	68,59	1,24	3,10
C11-35	11000	350	"	91,09	1,37	3,43
C12-35	12000	350	"	98,33	1,49	3,73
C13-35	13000	350	C30/37	106,81	1,61	4,03

Марка сваи	Основные размеры, мм		Класс бетона	Расход на сваю		Масса сваи, т
	длина $L$	ширина грани $b$		арматуры, кг	бетона, м <sup>3</sup>	
C14-35	14000	350	"	138,05	1,73	4,33
C15-35	15000	350	"	146,98	1,86	4,65
C16-35	16000	350	"	186,48	1,98	4,95
C13-40	13000	400	C30/37	121,69	2,10	5,25
C14-40	14000	400	"	166,39	2,26	5,62
C15-40	15000	400	"	221,73	2,42	6,05
C16-40	16000	400	"	223,30	2,58	6,45



**Характеристика свай сплошных квадратного сечения  
с поперечным армированием ствола  
с напрягаемой стержневой арматурой**

Марка свай	Основные размеры, мм		Класс бетона	Расход на сваю		Масса свай, т
	длина $L$	ширина грани $b$		арматуры, кг	бетона, м <sup>3</sup>	
СН9-30	9000	300	С35/45	35,95	0,82	2,05
СН10-30	10000	300	"	39,72	0,91	2,28
СН11-30	11000	300	"	54,86	1,00	2,50
СН12-30	12000	300	"	59,05	1,09	2,73
СН13-30	13000	300	С40/50	82,67	1,18	2,95
СН14-30	14000	300	"	89,28	1,27	3,18
СН15-30	15000	300	"	117,45	1,36	3,40
СН10-35	10000	350	С35/45	43,25	1,24	3,10
СН11-35	11000	350	"	58,53	1,37	3,43
СН12-35	12000	350	"	62,83	1,49	3,73
СН13-35	13000	350	С50/60	88,42	1,61	4,03
СН14-35	14000	350	"	94,16	1,73	4,33
СН15-35	15000	350	"	122,56	1,86	4,65
СН16-35	16000	350	"	157,18	1,98	4,95
СН17-35	17000	350	"	199,97	2,12	5,30
СН18-35	18000	350	"	248,77	2,23	5,58
СН19-35	19000	350	"	328,83	2,35	5,88

Примечание. Длина острья свай  $A$  в зависимости от величины  $d$ :

$d$ , см	20	25	30	35	40
$A$ , см	15	15	25	30	35

**Расчетные сопротивления грунта  
под нижними концами забивных свай**

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления $f$ , т/Па						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	глинистых грунтов при показателе консистенции $I_L$ , равной						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
6	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

**Расчетные сопротивления грунта  
по боковой поверхности забивных свай**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления $f$ , кПа					
	песчаных грунтов средней плотности					
	крупных, средней крупности	мелких	пылеватых	—	—	—
	глинистых грунтов при показателе консистенции $I_L$ , равной					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	35	23	15	12	8	4
2	42	30	21	17	12	7
3	48	35	25	20	14	8
4	53	38	27	22	16	9
5	56	40	29	24	17	10
6	58	42	31	25	18	10
8	62	44	33	26	19	10
10	65	46	34	27	19	10
15	72	51	38	28	20	11
20	79	56	41	30	20	12
25	86	61	44	32	20	12
30	93	66	47	34	21	12
35	100	70	60	36	22	13

*Примечание.* Для плотных песчаных грунтов значение  $f$  увеличивают на 30%.

**Расчетные сопротивления  $f$ , МПа,  
сжатия кладки всех видов**

Марка кирпича	Марка раствора							
	200	150	100	75	50	25	10	4
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7

Расчетные сопротивления  $f$ , МПа, сжатию кладки  
из крупных сплошных блоков из бетона  
и природного камня пиленного или чистой тески

Марка блока или камня	Марка раствора						
	200	150	100	75	50	25	10
1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5
800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3
600	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	10,9	9,9
500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7
400	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4
300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7
250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9
200	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0
150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4
100	—	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4
75	—	—	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8
50	—	—	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2

Упругая характеристика  $\alpha$ 

Вид кладки	Марка раствора		
	25...200	10	4
Из крупных блоков, изготовленных: из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня	1500	1000	750
Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута.	1500	1000	750
Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня.	1000	750	500
Из крупных блоков, изготовленных из ячеистого бетона:			
Вида А	750	750	500
Вида Б	500	500	350
Из камней, изготовленных из ячеистого бетона:			
Вида А	750	500	350
Вида Б	500	350	200
Из керамических камней	1200	1000	750
Из кирпича керамического пластического прессования обыкновенного и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях, и поризованного, из легких природных камней.	1000	750	500
Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350
Из кирпича керамического полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350

Значения коэффициента  $\alpha$ ,  
учитывающего длительность действия нагрузки,  
способ ее приложения и т. д.

Класс бетона не более	$\alpha$
С 50/60	0,85
С55/67 и более	0,8

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение .....	3
<i>Лабораторная работа № 1</i>	
Вычисление геометрических характеристик приведенного прямоугольного сечения .....	4
<i>Лабораторная работа № 2</i>	
Вычисление геометрических характеристик приведенного таврового сечения .....	13
<i>Лабораторная работа № 3</i>	
Расчет изгибаемых элементов с одиночной арматурой .....	17
<i>Лабораторная работа № 4</i>	
Определение оптимальных размеров сечения балки .....	25
<i>Лабораторная работа № 5</i>	
Определение прочности по нормальному сечению железобетонной балки при одиночном армировании .....	30
<i>Лабораторная работа № 6</i>	
Расчет изгибаемых элементов с двойной арматурой .....	35
<i>Лабораторная работа № 7</i>	
Расчет изгибаемых элементов таврового сечения .....	39
<i>Лабораторная работа № 8</i>	
Сбор нагрузок на железобетонный ригель. Определение изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля .....	44
<i>Лабораторная работа № 9</i>	
Предварительное назначение размеров поперечного сечения железобетонной балки .....	49
<i>Лабораторная работа № 10</i>	
Статический расчет железобетонных конструкций .....	52
<i>Лабораторная работа № 11</i>	
Сбор нагрузок на колонну .....	57
<i>Лабораторная работа № 12</i>	
Определение несущей способности сваи фундамента и расчетной нагрузки, допускаемой на сваю по грунту основания и прочности материала сваи .....	63
Условные обозначения .....	69
Приложения .....	71
Список использованной и рекомендованной литературы .....	90



## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ И РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетонные и железобетонные конструкции. Изменение № 1 СНБ 5.03.01–02. – Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 2004 – 22 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01–02. – Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 2003 – 140 с.
3. Теория расчета железобетонных конструкций: учебное пособие / Ю. Д. Золотухин. – Гомель: БелГУТ, 1996. – 77 с.

*Учебное издание*

## ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания к выполнению лабораторных работ  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»

В двух частях

Часть 1

Составители:

**Щур Сергей Николаевич**  
**Цалко Светлана Николаевна**

Ответственный за выпуск С. С. Борисова  
Технический редактор Н. В. Жогло  
Оригинал-макет Е. В. Лис, Т. Н. Макаревич  
Корректор Е. М. Мельченко  
Компьютерный набор С. Н. Цалко

Подписано в печать 07.09.2010. Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.  
Гарнитура Times New Roman. Ризография. Усл. печ. л. 5,75  
Тираж 74 экз. Заказ 78.

Издатель и полиграфическое исполнение:  
учреждение образования «Мозырский государственный  
педагогический университет имени И. П. Шалякина»  
ЛИ № 0230/0549479 от 14 мая 2009 г.  
247760, Мозырь, Гомельская обл., ул. Студенческая, 28  
Тел. (02351) 2-46-29