

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебно-методическое пособие  
по выполнению контрольной работы № 1  
для студентов ФБО

2-е издание, переработанное и дополненное

*Одобрено методической комиссией ФБО*

Гомель 2011

УДК 624.01.3/4(075.8)

ББК 38.53

T16

Р е ц е н з е н т – главный конструктор проектного института  
«Гомельоблстройпроект» *И. Б. Овчаренко.*

**Талецкий, В. В.**

T16                    Строительные конструкции: учеб.-метод. пособие по  
выполнению контрольной работы № 1 для студентов ФБО / В. В.  
Талецкий; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т  
трансп. – 2-е изд., перераб. и доп. – Гомель: БелГУТ, 2011. – 53  
с.

ISBN 978-985-468-934-0

Приведена последовательность проектирования и расчета железобетонных элементов многоэтажного промышленного здания: ребристой плиты перекрытия, балки перекрытия прямоугольного сечения, центрально нагруженных колонны и фундамента. Даны краткие указания по конструированию этих элементов. Все расчеты выполнены в соответствии с СНБ 5.03.01–02 "Конструкции бетонные и железобетонные".

Предназначено для выполнения контрольной работы по железобетонным конструкциям дисциплины "Строительные конструкции" студентами факультета безотрывного обучения специальности "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство" и может быть полезно для студентов дневной формы обучения, изучающих дисциплину "Железобетонные и каменные конструкции".

УДК 624.01.3/4(075.8)

ББК 38.53

ISBN 978-985-468-934-0

© Талецкий В. В., 2007

© Талецкий В. В., 2011, с изменениями

<b>Общие указания</b> .....	4
<b>1 Расчет железобетонной ребристой плиты перекрытия (задача № 1)</b> .....	7
1.1 Поперечное сечение плиты.....	9
1.2 Нормативные и расчетные нагрузки.....	10
1.3 Усилия от расчетных и нормативных нагрузок.....	10
1.4 Характеристики прочности бетона и арматуры.....	11
1.5 Расчеты плиты по предельным состояниям первой группы – по прочности....	12
1.5.1 Расчет плиты на действие изгибающего момента, возникающего от расчетной нагрузки.....	12
1.5.2 Расчет плиты на действие поперечной силы.....	16
1.5.3 Расчет полки плиты на местный изгиб.....	18
1.5.4 Расчет плиты на действие изгибающего момента, возникающего при подъеме и монтаже.....	19
1.6 Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы.....	22
1.6.1 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси плиты.....	22
1.6.2 Расчет прогиба плиты.....	24
1.7 Конструирование плиты.....	26
<b>2 Расчет ригеля (задача № 2)</b> .....	27
2.1 Характеристики прочности бетона и арматуры.....	28
2.2 Размеры поперечного сечения ригеля и схема его армирования.....	28
2.3 Определение усилий, возникающих в ригеле от расчетной нагрузки.....	29
2.4 Расчет ригеля по предельным состояниям первой группы.....	30
2.4.1 Расчет ригеля на действие изгибающего момента от расчетной нагрузки.....	30
2.4.2 Расчет ригеля на действие поперечной силы.....	32
2.4.3 Расчет ригеля на действие изгибающего момента, возникающего при его подъеме и монтаже.....	32
2.4.4 Определение мест обрывов стержней рабочей продольной арматуры.....	32
2.5 Конструирование ригеля.....	35
<b>3 Расчет колонны (задача № 3)</b> .....	35
3.1 Конструирование колонны.....	39
<b>4 Расчет монолитного железобетонного фундамента (задача № 4)</b> .....	39
4.1 Определение нагрузок.....	41
4.2 Расчет основания.....	41
4.3 Расчет тела фундамента.....	42
4.4 Конструирование фундамента.....	45
<b>Приложения</b>	
А Характеристики бетона и арматуры.....	47
Б Сортамент арматуры.....	49
В Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85).....	50
Г Пример оформления чертежа плиты перекрытия.....	вкл.
<b>Список литературы</b> .....	53

## ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Согласно учебному плану заочного обучения студенты IV курса специальности "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство" по дисциплине «Строительные конструкции» должны выполнить две контрольные работы: № 1 по железобетонным конструкциям, № 2 по металлическим конструкциям и сдать экзамен.

К выполнению контрольных работ следует приступать лишь после изучения соответствующих разделов программы дисциплины по учебникам и пособиям.

В результате изучения раздела «Железобетонные конструкции» студенты должны:

1 Усвоить физические и механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона.

2 Знать основы теории расчета железобетонных конструкций по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к условиям нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

3 Уметь рассчитывать и конструировать железобетонные элементы при действии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

4 Уметь проектировать железобетонные конструкции зданий и искусственных сооружений с учетом современных методов изготовления и монтажа конструкций.

При изучении раздела «Железобетонные конструкции» следует сначала ознакомиться с историей развития железобетонных

конструкций. Это даст представление о предмете курса и достижениях в области строительной техники в нашей стране и за рубежом.

В дальнейшем дисциплина должна изучаться по разделам программы. При этом в первую очередь следует изучить темы, непосредственно связанные с выполнением контрольной работы.

При изучении физико-механических свойств бетона, арматуры и железобетона необходимо обратить особое внимание на следующие вопросы: характеристики прочности и деформативности бетона и арматуры; упругопластические свойства бетона и стали; сцепление арматуры с бетоном и совместная их работа.

Изучая расчеты и конструирование элементов железобетонных конструкций на основе анализа напряженного состояния элемента, необходимо научиться выводить формулы для проверки несущей способности элемента и подбора сечений бетона и арматуры при различных силовых воздействиях (осевое и внецентренное сжатие и растяжение, изгиб и кручение и т. п.). Следует помнить условия применения расчетных формул и уметь ими пользоваться. Надо понимать влияние предварительного напряжения арматуры на прочность, деформативность и трещиностойкость конструкций при изгибе, сжатии и растяжении. Необходимо усвоить особенности армирования железобетонных элементов с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, работающих на разные силовые воздействия; знать основные конструктивные требования, минимальные размеры сечения элементов, защитный слой бетона, минимальные расстояния между стержнями арматуры и др.

Изучая монолитные и сборные железобетонные конструкции, применяемые в транспортном строительстве, необходимо ознакомиться с конструктивными решениями зданий и сооружений, уяснить общие принципы проектирования железобетонных конструкций.

***Задание на контрольную работу и указания к ее выполнению.***  
Требуется решить четыре задачи, включающие расчеты и конструирование железобетонных элементов производственного здания.

Исходные данные к задачам контрольной работы принимаются в соответствии с учебным номером (шифром) студента по трем

последним цифрам. Если третья с конца цифра в шифре отсутствует, принимается вместо нее предпоследняя цифра. Контрольная работа должна выполняться полностью и самостоятельно. Работы, выполненные без соблюдения требований задания, не рецензируются. При получении проверенной работы студент должен исправить все отмеченные ошибки и выполнить все указания рецензента. Исправленная работа отправляется на рецензирование повторно. Исправления следует выполнять в соответствующих местах работы слева, на оборотной стороне предыдущего листа. Отдельно от контрольной работы исправления не рассматриваются.

Цель приведенных указаний к решению задач – помочь студентам в самостоятельном выполнении контрольной работы. Указания не могут заменить учебники и нормативную литературу, использование которых при выполнении контрольной работы необходимо.

***Оформление контрольной работы.*** Текстовый материал контрольной работы должен быть написан на одной стороне листов белой писчей бумаги формата А4, сшитых в одну тетрадь. Каждая страница должна иметь поля шириной: слева – 25 мм, справа и сверху – по 20 мм и снизу – 10 мм.

Перед решением задачи следует выписать ее условия с числовыми данными. Решение задач должно сопровождаться краткими, последовательными, без сокращения слов пояснениями и аккуратными схемами. Схемы выполняются в масштабе с указанием размеров и других величин, нужных для расчета.

Чертежи и схемы выполнять на отдельных листах белой писчей бумаги формата А4. Вычисления следует производить в Международной системе единиц СИ. Небольшие рисунки и схемы можно вставлять в текст.

Все решения и формулы должны быть обоснованы ссылками на литературу с указанием номера источника литературы. Ссылаться надо главным образом на официальную литературу (ТКП, СНБ, СНиП, СТБ и ГОСТ).

При расчетах сначала записываются формулы в общем виде, а затем в них подставляются цифровые значения.

Страницы тетради должны быть пронумерованы.

В конце тетради необходимо привести перечень использованной литературы.

## 1 РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ (ЗАДАЧА № 1)

Требуется рассчитать ребристую железобетонную плиту перекрытия (рисунок 1.1) по двум группам предельных состояний и сделать арматурный чертеж.

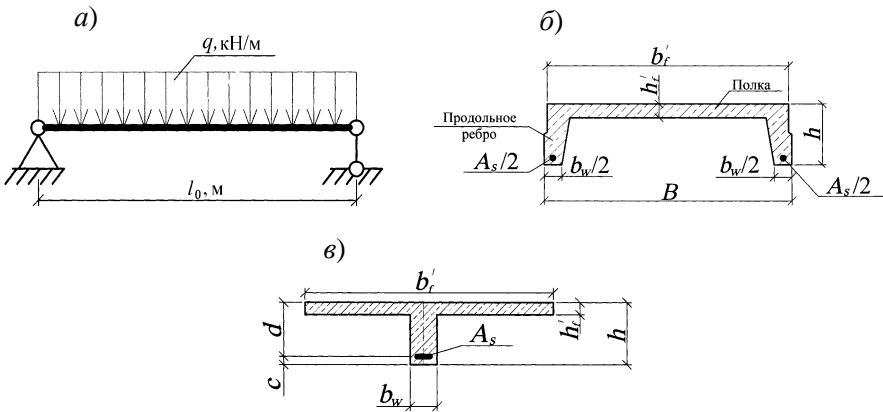


Рисунок 1.1 – Расчетная схема (а), реальное (б) и расчетное (в) поперечные сечения ребристой плиты

И с х о д н ы е д а н н ы е для решения задачи № 1 принимаются по таблице 1.1.

Т а б л и ц а 1.1 – Исходные данные к задаче № 1

Наименование исходных данных	Номер варианта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1 Размеры плиты: – длина плиты $l$ , м – ширина плиты $B$ , м – толщина полки $h'_f$ , мм	<i>По последней цифре шифра</i>									
	5,4	5,7	6,0	6,3	6,5	6,8	7,0	7,2	7,5	7,8
	1,8	1,6	1,4	1,2	1,5	1,4	1,2	1,5	1,4	1,2
2 Нормативные нагрузки: – вес пола и перегородок	<i>По предпоследней цифре шифра</i>									
	0,65	0,70	0,75	0,50	0,55	0,60	0,80	0,85	0,90	0,95

$G_{k,пл}$ , кН/м <sup>2</sup> – полезная нагрузка длительная $Q_{k,d}$ , кН/м <sup>2</sup> – полезная нагрузка кратковременная $Q_{k,k}$ , кН/м <sup>2</sup>										
	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0	10,5	11,0	11,5	12,0	12,5
	3,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5

Окончание таблицы 1.1

Наименование исходных данных	Номер варианта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
3 Материалы:	<i>По третьей от конца цифре шифра</i>									
– бетон класса	тяжелый бетон С 16/20			мелкозернистый бетон С 20/25			тяжелый бетон С 25/30			
– рабочая продольная арматура класса	S400			S500			S400			
– поперечная и монтажная арматура класса	S240			S240			S240			
<i>Примечания</i> 1 Плита изготавливается без предварительного натяжения арматуры. Коэффициент условий работы для бетона класса не более С 50/60 $\alpha = 1,0$ . 2 Коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ . 3 Расчетный пролет плиты $l_0 = l - 0,2$ м.										

П о с л е д о в а т е л ь н о с т ь р е ш е н и я з а д а ч и :

- 1 Начертить поперечное сечение плиты (рисунок 1.2), поставить размеры и показать схему ее армирования.
- 2 Определить расчетные нагрузки, действующие на плиту.
- 3 Определить усилия, возникающие в плите от расчетных и нормативных нагрузок.
- 4 Выписать из норм характеристики прочности бетона и арматуры.
- 5 Выполнить расчеты плиты по предельным состояниям первой группы (по прочности).
  - 5.1 Рассчитать плиту на действие изгибающего момента, возникающего от расчетной нагрузки, и подобрать рабочую продольную арматуру.
  - 5.2 Рассчитать плиту на действие поперечной силы и подобрать поперечную арматуру (хомуты).
  - 5.3 Рассчитать полку плиты на местный изгиб и подобрать сетки для ее армирования.
  - 5.4 Рассчитать плиту на действие изгибающего момента, возникающего при ее подъеме и монтаже, и подобрать монтажную арматуру.
- 6 Выполнить расчеты плиты по предельным состояниям второй группы.



6.1 Определить ширину раскрытия трещин в сечениях, нормальных к продольной оси плиты.

6.2 Определить прогиб плиты.

7 Сделать арматурный чертеж плиты.

## 1.1 Поперечное сечение плиты

Поперечное сечение плиты с размерами и схемой армирования требуется начертить в масштабе 1 : 10 в расчетно-пояснительной записке к контрольной работе.

Номинальная ширина плиты  $B$  и толщина ее полки  $h'_f$  принимаются по зданию. Остальные размеры и схема армирования ребристой плиты показаны на рисунке 1.2.

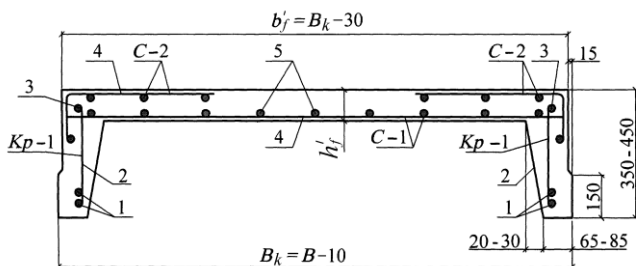


Рисунок 1.2 – Схема расположения арматуры в поперечном сечении

Конструктивная ширина плиты  $B_k$  принимается на 10 мм меньше заданной номинальной ширины  $B$ . Конструктивная длина плиты  $l_k$  принимается на 20 мм меньше номинальной длины  $l$ .

Следует помнить, что размеры на чертежах указываются в миллиметрах, а в расчетные формулы обычно вставляются в метрах.

Ребристая плита (см. рисунок 1.2) армируется двумя одинаковыми плоскими каркасами  $Kp-1$  в ребрах и двумя сетками  $C-1$  и  $C-2$  в полке плиты.

Каркасы и сетки, как правило, сварные. В каркасе  $Kp-1$  объединяются: рабочая продольная арматура  $1$ , устанавливаемая по расчету плиты на действие изгибающего момента, возникающего при эксплуатации; поперечная арматура  $2$ , устанавливаемая по расчету плиты на действие поперечной силы, и монтажная продольная арматура  $3$ , устанавливаемая по расчету плиты на действие изгибающего момента, возникающего при ее подъеме и монтаже.

В сетках С-1 и С-2 объединяются арматура 4, устанавливаемая по расчету полки плиты на местный изгиб, и распределительная арматура 5, устанавливаемая без расчета.

Для выполнения расчетов фактическое поперечное сечение ребристой плиты заменяют расчетным, несколько упрощенным, учитывающим предпосылки расчетов по первой и второй группам предельных состояний (см. рисунок 1.1, в).

## 1.2 Нормативные и расчетные нагрузки

Нагрузки,  $\text{кН/м}^2$ , действующие на плиту, целесообразно определять в табличной форме (таблица 1.2).

Т а б л и ц а 1.2 – Нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент безопасности по нагрузке $\gamma_F$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
<i>Постоянные</i>			
1 Вес пола и перегородок	$G_{k,пп} =$ (по заданию)	1,35	$G_{d,пп} =$
2 Собственный вес плиты	$G_{k,пл} =$	1,15	$G_{d,пл} =$
И т о г о	$g_k = G_{k,пп} + G_{k,пл} =$		$g_d = G_{d,пп} + G_{d,пл} =$
<i>Переменные</i>			
3 Полезная длительно действующая	$Q_{k,d} =$ (по заданию)	1,35	$Q_{d,d} =$
4 Полезная кратковременная	$Q_{k,k} =$ (по заданию)	1,5	$Q_{d,k} =$
<i>Суммарные</i>			
Полные	$q_k = g_k + Q_{k,d} + Q_{k,k} =$		$q_d = g_d + Q_{d,d} + Q_{d,k} =$
В том числе длительно действующие	$q_{k,d} = g_k + Q_{k,d} =$		$q_{d,d} = g_d + Q_{d,d} =$
<p><i>Примечание</i> – Собственный вес плиты определяется по приведенной толщине бетона <math>h_{пр}</math>, м, которая вычисляется как отношение объема плиты к ее площади в плане: для плиты из тяжелого бетона <math>G_{k,пл} = 25h_{пр}</math> (<math>\text{кН/м}^2</math>), для плиты из мелкозернистого бетона <math>G_{k,пл} = 18h_{пр}</math> (<math>\text{кН/м}^2</math>).</p>			

## 1.3 Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

От действия нагрузок в сечениях плиты возникают изгибающие моменты и поперечные силы. Наибольший изгибающий момент – в середине плиты, а наибольшая поперечная сила – у опоры.

Для расчетов плиты по предельным состояниям первой и второй групп требуется вычислить следующие значения изгибающих моментов,  $\text{кН}\cdot\text{м}^2$ , и поперечных сил,  $\text{кН}$ :

1) от расчетной нагрузки

$$M_{sd} = \frac{q_d l_0^2}{8} B \gamma_n; V_{sd} = \frac{q_d l_0}{2} B \gamma_n;$$

2) от нормативной полной нагрузки

$$M_{sk} = \frac{q_k l_0^2}{8} B \gamma_n; V_{sk} = \frac{q_k l_0}{2} B \gamma_n;$$

3) от нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$M_{sk,d} = \frac{q_{k,d} l_0^2}{8} B \gamma_n; V_{sk,d} = \frac{q_{k,d} l_0}{2} B \gamma_n,$$

где  $B$  – ширина плиты, м; переводит нагрузку, вычисленную в таблице 1.2 на  $1 \text{ м}^2$ , в нагрузку на  $1 \text{ м}$  длины плиты;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению.

Эпюры  $M$  и  $Q$  от расчетной нагрузки следует привести в пояснительной записке.

#### 1.4 Характеристики прочности бетона и арматуры

Для выполнения расчетов по предельным состояниям первой и второй групп требуются следующие расчетные сопротивления бетона и арматуры:

$f_{ck}$  и  $f_{cd}$  – соответственно нормативное и расчетное сопротивления бетона осевому сжатию, МПа;

$f_{ctk}$  и  $f_{ctd}$  – соответственно нормативное и расчетное сопротивления бетона осевому растяжению, МПа;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры (рабочей и монтажной), МПа ( $\text{Н}/\text{мм}^2$ );

$f_{ywd}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов), МПа ( $\text{Н}/\text{мм}^2$ ).

Нормативные сопротивления бетона выписываются из таблицы А.1. Расчетные сопротивления бетона определяются путем деления нормативных сопротивлений на коэффициент безопасности по бетону  $\gamma_c = 1,5$ .

Расчетные сопротивления арматуры выписываются из таблицы А.2.

Кроме этого надо выписать значения модуля упругости бетона  $E_{cm}$  из таблицы А.3. Модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа (200 кН/мм<sup>2</sup>).

## **1.5 Расчеты плиты по предельным состояниям первой группы – по прочности**

Расчеты по прочности выполняются для сечений, нормальных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента  $M_{sd}$  и для сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы  $V_{sd}$ .

$M_{sd}$  и  $V_{sd}$  принимаются от расчетной нагрузки.

Выполняя расчеты, необходимо внимательно следить за размерностями величин, входящих в расчетные формулы.

Надо помнить, что 1 МПа = 1000 кН/м<sup>2</sup> ( $1 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>).

### **1.5.1 Расчет плиты на действие изгибающего момента, возникающего от расчетной нагрузки**

Расчетным поперечным сечением плиты является тавровое сечение с полкой, расположенной в сжатой зоне (см. рисунок 1.1, в).

Значение  $b'_f$ , вводимое в расчет, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более  $1/6$  пролета плиты  $l_0$  и не более:

а) при  $h'_f \geq 0,1h - 1/2$  – расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при  $h'_f < 0,1h - 6h'_f$ .

Различают два расчетных случая элементов таврового сечения в зависимости от положения нижней границы сжатой зоны: в пределах полки и в ребре. Расчетный случай может быть установлен проверкой условия

$$M_{sd} \leq \dot{I}'_f = \alpha f_{cd} b'_f h'_f (d - h'_f / 2).$$

Если это условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке (первый случай); при обратном неравенстве она проходит в ребре (второй случай).

В приведенной формуле  $d$  – рабочая высота сечения – расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести растянутой рабочей продольной арматуры,  $d = h - c$  (предварительно можно принять  $c = 30 \dots 50$  мм).

Определение требуемой площади рабочей продольной арматуры производят с учетом установленного расчетного случая.

**Первый случай** – нижняя граница сжатой зоны бетона проходит в полке.

Последовательность расчета:

1 Вычислить коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} b'_f d^2}. \quad (1.1)$$

2 По формуле

$$\alpha_m = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right) \quad (1.2)$$

определить относительную высоту сжатой зоны бетона  $\xi$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (1.3)$$

3 Проверить условие

$$\xi \leq \xi_{\text{lim}}, \quad (1.4)$$

где  $\xi_{\text{lim}}$  – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона;

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s, \text{lim}}}{\sigma_{s, cu}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (1.5)$$

$\omega$  – характеристика сжатой зоны бетона;

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd},$$

$k_c$  – коэффициент, принимаемый равным: для тяжелого бетона – 0,85, для мелкозернистого – 0,8;  $f_{cd}$  подставляется в МПа;

$\sigma_{s, \text{lim}}$  – напряжения в арматуре, Н/мм<sup>2</sup> (МПа), принимаемые для арматуры классов S240, S400 и S500 равными  $f_{yd}$ ;

$\sigma_{s, cu} = 500$  Н/мм<sup>2</sup> (МПа) – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения.

Если окажется, что  $\xi > \xi_{\text{lim}}$ , то разрешается принять  $\xi = \xi_{\text{lim}}$ .

4 Определить требуемую площадь растянутой рабочей продольной арматуры

$$A_s = \alpha f_{cd} b'_f \xi d / f_{yd}. \quad (1.6)$$

5 По сортаменту (приложение Б) назначить количество и диаметры стержней растянутой рабочей продольной арматуры.

6 Выполнить проверку правильности подбора арматуры. Учитывая требования расположения арматуры в сечении (толщину защитного слоя бетона, расстояние между стержнями), рассчитать величину  $c$ . Тогда действительная рабочая высота сечения  $d = h - c$ .

По формуле (1.6) определить относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha f_{cd} b'_f d}.$$

Затем определить

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

и несущую способность сечения

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b'_f d^2.$$

Арматура подобрана правильно, если соблюдается условие

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

В т о р о й с л у ч а й – нижняя граница сжатой зоны бетона проходит в ребре.

Последовательность расчета:

1 Определить коэффициент

$$\alpha_m = \frac{\dot{M}_{sd} - \alpha f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f (d - 0,5h'_f)}{\alpha f_{cd} b_w d^2}. \quad (1.7)$$

2 Определить относительную высоту сжатой зоны бетона по формуле (1.3.)

3 Проверить условие (1.4). Если окажется, что  $\xi > \xi_{lim}$ , то разрешается принять  $\xi = \xi_{lim}$ .

4 Определить требуемую площадь растянутой рабочей продольной арматуры по формуле

$$A_s = [\xi b_w d + (b'_f - b_w) h'_f] \frac{\alpha f_{cd}}{f_{yd}}. \quad (1.8)$$

5 Назначить количество и диаметры стержней растянутой рабочей продольной арматуры.

6 Выполнить проверку правильности подбора арматуры. Учитывая требования расположения арматуры в сечении (толщину защитного слоя бетона, расстояние между стержнями), рассчитать величину  $c$ . Тогда действительная рабочая высота сечения  $d = h - c$ .

По формуле (1.8) определить относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\dot{M}_s f_{yd} - \alpha f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f}{\alpha f_{cd} b_w d}.$$

Затем определить

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

и несущую способность сечения

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b_w d^2 + \alpha f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f (d - 0,5h'_f).$$

Арматура подобрана правильно, если соблюдается условие

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

Подбор количества и диаметров стержней растянутой рабочей продольной арматуры производят по требуемой площади  $A_s$  с использованием сортамента. В каждом ребре плиты можно разместить по одному или по два стержня продольной арматуры (см. рисунок 1.2, поз. 1). При большом количестве стержней уменьшается рабочая высота сечения  $d$ .

Армирование ребер плиты должно быть симметричным. Площадь поставленных стержней не должна превышать требуемую площадь более чем на 5 %.

Диаметр стержней продольной арматуры не следует принимать более 25 мм. Если потребуются больший диаметр, то из условия размещения арматуры надо увеличить ширину ребра плиты.

### 1.5.2 Расчет плиты на действие поперечной силы

Прочность наклонных сечений ребристой плиты на действие поперечной силы обеспечивается постановкой в ее ребрах поперечной арматуры (хомутов) (см. рисунок 1.2, поз. 2).

Рекомендуемая последовательность расчета:

1 Назначить в зависимости от диаметра продольной арматуры  $\varnothing_s$  диаметр стержней поперечной арматуры  $\varnothing_{sw}$ . При крестовом соединении двух стержней  $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/4$ , при крестовом соединении трех стержней  $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/2$ . Из сортамента (см. приложение Б) выписать площадь поперечного сечения двух стержней  $A_{sw}$  (можно принять  $\varnothing_{sw}$  равным 6, 8 или 10 мм).

2 Назначить расстояние между поперечными стержнями вдоль элемента (шаг хомутов)  $s$ , учитывая следующие конструктивные требования:

а) на приопорных участках (при равномерной нагрузке равных  $\frac{1}{4}$  пролета  $l_0$ ) шаг поперечной арматуры не должен превышать:

- при высоте сечения  $h \leq 450$  мм:  $s \leq \frac{h}{2}$  и не более 150 мм;
- при высоте сечения  $h > 450$  мм:  $s \leq \frac{h}{3}$  и не более 300 мм;



б) на остальной части пролета независимо от высоты сечения:  
 $s \leq \frac{3}{4}h$  и не более 500 мм.

3 Определить усилие в хомутах на единицу длины элемента для приопорного участка

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{s}. \quad (1.9)$$

4 Проверить условие

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}b_w}{2}, \quad (1.10)$$

где  $\eta_{c3}$  – коэффициент, принимаемый: для тяжелого бетона – 0,6, для мелкозернистого бетона – 0,5;  $\eta_f$  – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах;  
 $\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w)b'_f}{b_w d} \leq 0,5$ ;  $\eta_N$  – коэффициент, учитывающий влияние

продольных сил; так как они отсутствуют, то  $\eta_N = 0$ .

При этом  $b'_f$  принимается не более  $b_w + 3h'_f$ .

Если условие (1.10) не выполняется, надо или уменьшить шаг хомутов, или увеличить их диаметр.

5 Определить длину проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента (проекция расчетного наклонного сечения, имеющего наименьшую несущую способность)

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f)f_{ctd}b_w d^2}{v_{sw}}}, \quad (1.11)$$

где  $\eta_{c2}$  – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона: для тяжелого бетона – 2,0, для мелкозернистого – 1,7.

Полученное значение  $l_{inc,cr}$  принимается не более  $2d$  и не более значения  $l_{inc}$ , а также не менее  $d$ , если  $l_{inc} > d$ ,  $l_{inc}$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента (расстояние от вершины наклонной трещины до опоры).

Значение  $l_{inc}$  можно получить по формуле

$$l_{inc} = \frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f) f_{ctd} b_w d^2}{0,5V_{sd}},$$

где  $V_{sd}$  – поперечная сила от расчетной нагрузки в сечении у опоры.

6 Определить величину поперечной силы, воспринимаемой хомутами, по формуле

$$V_{sw} = v_{sw} l_{inc, cr}. \quad (1.12)$$

7 Определить величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном,

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f) f_{ctd} b_w d^2}{l_{inc, cr}}. \quad (1.13)$$

Значение  $V_{cd}$ , вычисленное по формуле (1.13), принимается не менее  $\eta_{c3}(1 + \eta_f) f_{ctd} b_w d$ .

8 Проверить прочность плиты по наклонной трещине по формуле

$$V_{sd} \leq V_{cd} + V_{sw}. \quad (1.14)$$

9 Проверить прочность плиты по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

$$V_{sd} \leq V_{Rd, max}, \quad (1.15)$$

где  $V_{Rd, max} = 0,3\eta_{w1}\eta_{c1}f_{cd}b_wd$ .

Здесь  $\eta_{w1}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента;

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E \rho_{sw} \leq 1,3,$$

где  $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}}$ ;  $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s}$ .

Коэффициент  $\eta_{c1}$  определяется по формуле

$$\eta_{c1} = 1 - \beta f_{cd},$$

где  $\beta$  – коэффициент, равный 0,01 для бетона тяжелого и мелкозернистого;  $f_{cd}$  – принимается в мегапаскалях.

Если условия (1.14) и (1.15) не выполняются, то следует или увеличить диаметр хомутов, или уменьшить их шаг, или увеличить ширину ребер плиты, а затем снова выполнить расчет.

### 1.5.3 Расчет полки плиты на местный изгиб

Если в плите нет поперечных ребер, изгиб полки происходит между продольными ребрами. Расчетная схема полки и эпюра изгибающих моментов показаны на рисунке 1.3.

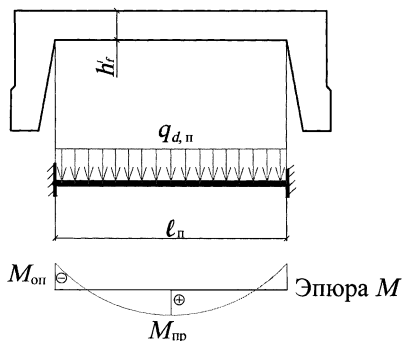


Рисунок 1.3 – Расчетная схема полки плиты и эпюра моментов

Полка рассчитывается как балка шириной  $b = 1$  м. Расчетный пролет полки  $l$  равен расстоянию в свету между продольными ребрами. Нагрузку, действующую на полку, можно определить по таблице 1.2. Для этого надо заменить в ней значение  $h_{пр}$  плиты на высоту полки  $h'_f$  и вычислить величину полной расчетной нагрузки.

Арматура, по результатам расчета на действие положительного и отрицательного моментов, ставится поперек полки (см. поз. 4 в сетках С–1 и С–2 на рисунке 1.2).

Последовательность расчета полки:

1 Определить изгибающие моменты. С учетом пластических деформаций можно принять

$$M_{пр} = -M_{оп} = \frac{q_{dп} l_{п}^2}{16}.$$

2 Вычислить коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{пр}}{\alpha f_{cd} b_p d_f^2},$$

где  $b_p = 1$  м;  $d_f = h'_f - (15...20)$  мм.

3 По формуле  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_{lim}$  определить относительную высоту сжатой зоны бетона и сравнить с граничным значением.

4 Определить требуемую площадь арматуры на 1 м длины полки

$$A_s = \frac{\alpha f_{cd} \xi b_p d_f}{f_{yd}}.$$

5 Подобрать сетки для армирования полки (назначить шаг и диаметр рабочей и распределительной арматуры).

Условное обозначение сеток приведено в приложении В.

#### 1.5.4 Расчет плиты на действие изгибающего момента, возникающего при подъеме и монтаже

Подъем и монтаж плиты осуществляются за четыре монтажные петли, устанавливаемые в продольных ребрах (рисунок 1.4).

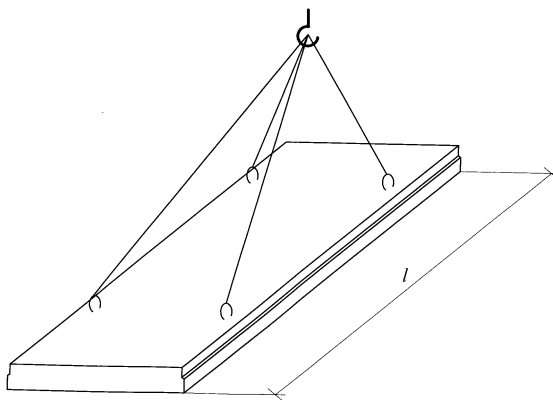


Рисунок 1.4 – Схема подъема плиты

Расчет включает подбор монтажной арматуры (см. поз. 3 на рисунке 1.2) и определение диаметра монтажных петель.

Подбор монтажной арматуры. В качестве расчетной схемы принимается однопролетная двухконсольная балка (рисунок 1.5). Расстояние между опорами принимается равным расстоянию между петлями для монтажа плиты – примерно  $0,6l$ .

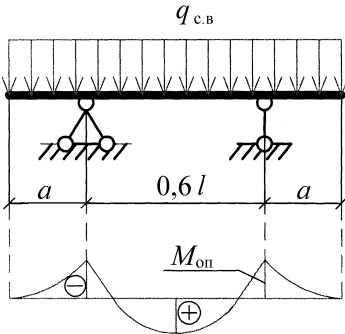


Рисунок 1.5 – Расчетная схема плиты при подъеме и монтаже; эпюра моментов

Нагрузкой является собственный вес плиты  $q_{c,в}$ ,  $\text{кН/м}^2$ , умноженный на коэффициент динамичности  $k = 1,4$ :

$$q_{c,в} = G_{d,пл} b'_f k,$$

где  $G_{d,пл}$  – принимается по таблице 1.2.

Последовательность расчета:

1 Определить отрицательный изгибающий момент

$$M_{оп} = \frac{q_{c,в} a^2}{2}.$$

2 Вычислить коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{оп}}{\alpha f_{cd} b_w d^2},$$

где  $b_w$  – ширина ребра расчетного поперечного сечения (см. рисунок 1.1, в);  $d = (h - 30)$  мм.

3 В зависимости от  $\alpha_m$  найти  $\xi$  и сравнить с  $\xi_{lim}$ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_{lim}.$$

4 Определить требуемую площадь монтажной арматуры:

$$A'_s = \frac{\alpha f_{cd} \xi b_w d_f}{f_{yd}}$$

5 Назначить диаметр стержней монтажной арматуры.

О п р е д е л е н и е                    д и а м е т р о в                    а р м а т у р ы  
м о н т а ж н ы х   п е т е л ь. Требуемая площадь поперечного сечения  
одной петли определяется по формуле

$$A_{s,п} = \frac{q_{с.в} l}{3 f_{yd}}$$

Для монтажных петель элементов сборных железобетонных конструкций применяется горячекатаная арматурная сталь класса S240 ( $f_{yd} = 218$  МПа).

По требуемой площади  $A_{s,п}$  назначают диаметр монтажных петель.

## 1.6 Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

### 1.6.1 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси плиты

В плитах перекрытий производственных зданий, эксплуатирующихся внутри помещений с сухим и нормальным режимами (класс условий эксплуатации X0), допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин.

Значение предельно допустимой ширины раскрытия при практически постоянном сочетании нагрузок (при постоянной и длительной нагрузках)  $w_{lim} = 0,4$  мм.

Расчет по раскрытию трещин сводится к проверке условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

где  $w_k$  – расчетная ширина раскрытия трещин от практически постоянного сочетания нагрузок.

Расчетная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$w_k = \beta s_{rm} \epsilon_{cm},$$

где  $s_{rm}$  – среднее расстояние между трещинами;  $\epsilon_{cm}$  – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующем сочетании нагрузок;  $\beta$  – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней. При расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующим сочетанием нагрузок,  $\beta = 1,7$ .

Среднее расстояние между трещинами, мм,

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}},$$

где  $k_1$  – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном: для стержней периодического профиля  $k_1 = 0,8$ , для гладких стержней  $k_1 = 1,6$ ;  $k_2$  – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента, для изгиба  $k_2 = 0,5$ ;  $\varnothing$  – диаметр рабочих стержней, мм;  $\rho_{eff}$  – эффективный коэффициент армирования;

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{s,eff}}.$$

Здесь  $A_s$  – площадь сечения арматуры;  $A_{s,eff}$  – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру:  $A_{s,eff} = h_{s,eff} b_w = 2,5(h - d)b_w$ , где  $h_{s,eff}$  – эффективная высота растянутой зоны сечения.

Значение средней относительной деформации арматуры определяется по формуле

$$\epsilon_{cm} = \epsilon_s \psi_s.$$

Здесь  $\psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами:

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2,$$

где  $\beta_1$  – коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля  $\beta_1 = 1,0$ , для гладкой стержневой арматуры  $\beta_1 = 0,5$ ;  $\beta_2$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки. При длительно действующих нагрузках  $\beta_2 = 0,5$ ;  $M_{sd}$  – расчетный изгибающий момент при  $\gamma_f = 1$  (от действия нормативных нагрузок);  $M_{cr}$  – момент трещинообразования; допускается определять как для бетонного сечения:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c.$$

Здесь  $f_{ctm}$  – средняя прочность бетона при растяжении;  $W_c$  – момент сопротивления бетонного сечения в уровне центра тяжести растянутой арматуры. Для его вычисления необходимо:

– определить положение центра тяжести бетонного таврового сечения:

$$y_c = \frac{S_{c,x1}}{A_c} = \frac{b_w h \frac{h}{2} + (b'_f - b_w) h'_f \left( h - \frac{h'_f}{2} \right)}{b_w h + (b'_f - b_w) h'_f};$$

– определить момент инерции таврового сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести:

$$I_{c,x} = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( y_c - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b_w) (h'_f)^3}{12} + (b'_f - b_w) h'_f \left( h - \frac{h'_f}{2} - y_c \right)^2;$$

– разделить момент инерции сечения на расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести растянутой арматуры:

$$W_c = \frac{I_{c,x}}{y_c - c}.$$

Относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной определяется по формуле



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

Напряжения  $\sigma_s$  рассчитываются по упрощенной формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{zA_s},$$

а величину  $z$  – плеча внутренней пары сил – определяем в зависимости от процента армирования:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100;$$

$z = 0,9d$  – при  $\rho \leq 0,5$  %;

$z = 0,85d$  – при  $0,5$  %  $\leq \rho \leq 1,0$  %;

$z = 0,8d$  – при  $\rho > 1,0$  %.

### 1.6.2 Расчет прогиба плиты

Проверку по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}},$$

где  $a_k$  – прогиб плиты от действия внешней нагрузки;  $a_{\text{lim}}$  – предельно допустимый прогиб.

Для железобетонных элементов таврового сечения с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, прогиб можно определять по формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \frac{M_{sd} l_{\text{eff}}^2}{B(\infty, t_0)},$$

где  $\alpha_k$  – коэффициент, зависящий от схемы опирания плиты и характера нагрузки. При шарнирном опирании концов плиты и равномерно распределенной нагрузки  $\alpha_k = 5/48$ ;  $M_{sd}$  – максимальное значение расчетного момента при  $\gamma_f = 1$  (от нормативной нагрузки);  $B(\infty, t_0)$  – изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки.

Так как в сечении плиты образуются трещины, то изгибная жесткость определяется по формуле

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{M_{cr}}{M_{sd}} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)},$$

где  $E_{c,eff}$  – эффективный модуль упругости бетона. При действии длительной нагрузки  $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}$ ;  $E_{cm}$  – модуль упругости бетона

(см. таблицу А.3);  $\Phi(\infty, t_0)$  – предельное состояние коэффициента ползучести. Определяется по номограммам рисунка 6 [1]. Для бетона в возрасте 100 и более суток, относительной влажности внутреннего воздуха RH = 50 % можно принять:  $\Phi(\infty, t_0) = 1,8$  – для бетона класса С <sup>16</sup>/<sub>20</sub>,  $\Phi(\infty, t_0) = 1,65$  – для бетона класса С <sup>20</sup>/<sub>25</sub>,  $\Phi(\infty, t_0) = 1,5$  – для бетона класса С <sup>25</sup>/<sub>30</sub>;  $I_I, I_{II}$  – соответственно моменты инерции сечения

без трещин и с трещиной, определяемые с учетом  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$ .

Момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left( \frac{h}{2} - x_I \right)^2 + \frac{(b'_f - b_w) h_f^3}{12} + (b'_f - b_w) h'_f \left( x_I - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_I)^2.$$

Высота сжатой зоны

$$x_I = \frac{b_w h \frac{h}{2} + (b'_f - b_w) h'_f \frac{h'_f}{2} + \alpha_e A_s d}{b_w h + (b'_f - b_w) h'_f + \alpha_e A_s}.$$

Момент инерции сечения с трещинами. Высота сжатой зоны  $x_{II}$  находится из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси. Так как нейтральная линия проходит по полке, то

$$\frac{b'_f x_{II}^2}{2} - \alpha_e A_s (d - x_{II}) = 0; \quad \frac{b'_f x_{II}^2}{2} + \alpha_e A_s x_{II} - \alpha_e A_s d = 0;$$

$$x_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_e A_s}{b'_f} \left( \frac{\alpha_e A_s}{b'_f} + 2d \right)} - \frac{\alpha_e A_s}{b'_f};$$

$$I_{II} = \frac{b'_f x_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2.$$

Если в результате расчетов по предельным состояниям второй группы окажется, что ширина раскрытия трещин или прогиб превышает предельные значения, то необходимо увеличить высоту плиты или увеличить площадь рабочей арматуры.

## 1.7 Конструирование плиты

По заданию требуется составить арматурно-опалубочный чертеж плиты. Чертеж необходимо выполнить в масштабе 1 : 20 – 1 : 25. На чертеже показывается: продольный разрез, план и поперечный разрез плиты со всеми необходимыми для ее изготовления размерами и арматурой в виде сварных каркасов и сеток. Кроме этого отдельно изображаются каркасы и сетки. На них ставятся размеры с учетом защитного слоя бетона и обозначаются арабскими цифрами номера позиций арматурных стержней.

Ребристая плита армируется двумя каркасами  $Kp-1$ , устанавливаемыми в продольных ребрах, двумя каркасами  $Kp-2$  – в поперечных торцевых ребрах и двумя сетками  $C-1$  и  $C-2$  – в полке плиты.

Диаметры арматуры каркаса  $Kp-1$  и сеток имеются в расчетах, а для каркаса  $Kp-2$  назначаются конструктивно (например,  $\varnothing 8$  мм класса S240). В нижней части продольных ребер по углам плиты ставятся закладные детали для крепления монтажной сваркой плиты к ригелю.

В контрольной работе необходимо составить спецификацию деталей и ведомость расхода стали.

Пример армирования ребристой плиты приведен в приложении Г.

## 2 РАСЧЕТ РИГЕЛЯ (ЗАДАЧА № 2)

Требуется рассчитать ригель прямоугольного поперечного сечения для сборного железобетонного перекрытия по предельным состояниям первой группы и сделать его арматурный чертеж.

И с х о д н ы е д а н н ы е для решения задачи № 2 принимаются по таблице 2.1.

Т а б л и ц а 2.1 – И с х о д н ы е д а н н ы е к з а д а ч е № 2

Наименование исходных данных	Номер варианта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1 Расчетный пролет $l_0$ , м	<i>По последней цифре шифра</i>									
	5,8	6,0	6,2	6,4	6,6	6,8	7,0	7,2	7,4	7,6
2 Расчетная нагрузка $q$ , кН/м	<i>По предпоследней цифре шифра</i>									
	150	140	130	120	110	100	95	90	85	80
3 Материалы: – бетон класса – рабочая продольная арматура класса – монтажная и поперечная арматура класса	<i>По третьей от конца цифре шифра</i>									
	тяжелый С <sup>20/25</sup>					мелкозернистый С <sup>25/30</sup>				
	S500					S400				
	S240									
<i>Примечание – Ригель изготавливается без предварительного напряжения.</i>										

П о с л е д о в а т е л ь н о с т ь р е ш е н и я з а д а ч и :

- 1 Выписать характеристики прочности бетона и арматуры.
- 2 Назначить размеры поперечного сечения ригеля.
- 3 Определить усилия, возникающие в ригеле от расчетной нагрузки, и построить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

4 Выполнить расчеты ригеля по предельным состояниям первой группы.

4.1 Рассчитать ригель на действие изгибающего момента, возникающего от расчетной нагрузки, и подобрать рабочую продольную арматуру.

4.2 Рассчитать ригель на действие поперечной силы и подобрать поперечную арматуру (хомуты).

4.3 Рассчитать ригель на действие изгибающего момента, возникающего при его подъеме и монтаже.

4.4 Определить места обрывов стержней рабочей продольной арматуры.

5 Сделать чертеж конструкции ригеля.

## 2.1 Характеристики прочности бетона и арматуры

Для выполнения расчетов требуются следующие расчетные сопротивления бетона и арматуры (см. таблицы А.1 и А.2):  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;  $f_{ctd}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры (рабочей продольной);  $f_{ywd}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов).

## 2.2 Размеры поперечного сечения ригеля и схема его армирования

Поперечное сечение ригеля достаточно точно можно определить по формулам:

$$d = 1,85\sqrt[3]{M/f_{cd}}; \quad b = \frac{d}{2,4},$$

где  $M = \frac{ql_0^2}{8}$  – максимальный изгибающий момент для свободно опертой балки без учета нагрузки от ее собственного веса;  $d$  – рабочая высота сечения ригеля.

Высота сечения ригеля  $h = d + c$ , где  $c$  – расстояние от растянутой грани бетона до центра тяжести растянутой арматуры (можно принять  $c = 5 \dots 8$  см). Размеры  $b$  и  $h$  следует округлить:  $b = 10, 12, 15$  см и далее кратно 5 см,  $h$  до 60 см кратно 5 см и при большей высоте кратно 10 см.

Нагрузка от собственного веса ригеля  $g = 25bh$  (кН/м) – для тяжелого бетона и  $g = 18bh$  (кН/м) – для мелкозернистого, где  $b$  и  $h$  подставляются в метрах.

Схема армирования ригеля показана на рисунке 2.1, где обозначены: 1, 2 – рабочая продольная арматура, устанавливаемая по расчету на действие изгибающего момента от расчетных нагрузок; 3 – поперечная арматура (хомуты), устанавливаемая по расчету на действие поперечной силы; 4 – монтажная продольная арматура, устанавливаемая по расчету на действие изгибающего момента, возникающего при подъеме ригеля и монтаже; 5 – соединительные стержни (шаг 1,0–1,5 м).

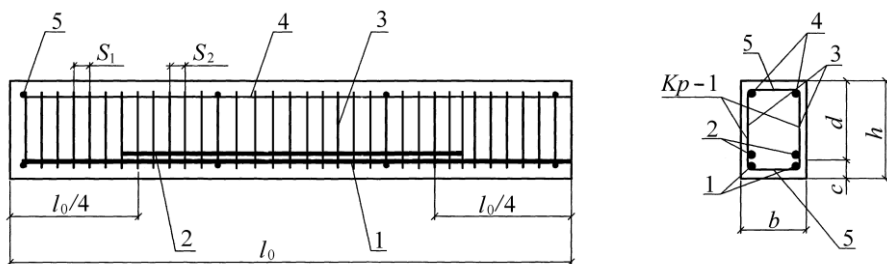


Рисунок 2.1 – Схема армирования ригеля

### 2.3 Определение усилий, возникающих в ригеле от расчетной нагрузки

Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил показаны на рисунке 2.2.

Для построения криволинейной эпюры моментов ригель надо разделить на пять равных частей через  $0,2l_0$  и определить моменты в середине пролета и в точках 1–4 по формулам:

$$M_{sd,пр} = \frac{(q + g)l_0^2}{8} \gamma_n;$$

$$\dot{I}_1 = \dot{I}_4 = 0,08(q + g)l_0^2 \gamma_n; \quad \dot{I}_2 = \dot{I}_3 = 0,12(q + g)l_0^2 \gamma_n, \quad (2.1)$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению;  $\gamma_n = 0,95$ .

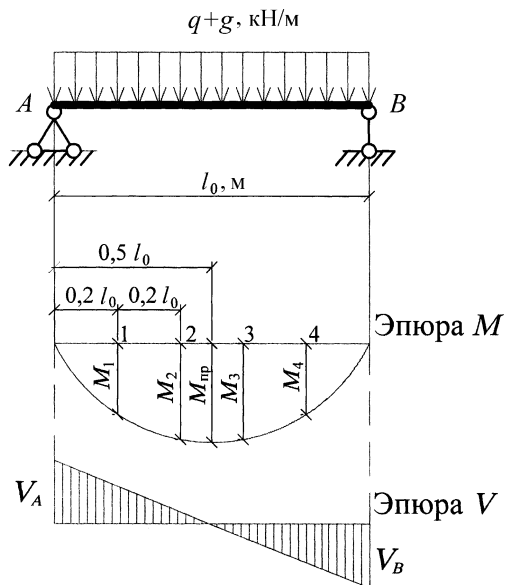


Рисунок 2.2 – Расчетная схема, действующие нагрузки и эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в ригеле

Поперечные силы

$$V_{sd} = V_{A,sd} = V_{B,sd} = \frac{(q+g)l_0}{2} \gamma_n. \quad (2.2)$$

## 2.4 Расчет ригеля по предельным состояниям первой группы

### 2.4.1 Расчет ригеля на действие изгибающего момента от расчетной нагрузки

Расчетным является нормальное к продольной оси сечение в середине пролета ригеля.

Последовательность расчета:

1 Вычислить коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{sd,пр}}{\alpha f_{cd} b d^2} \text{ и } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}.$$

2 Следует учитывать, что стоимость железобетонных балок, близкая к оптимальной, получается при значениях  $\xi = 0,3...0,4$ . При этом условие  $\xi \leq \xi_{lim}$ , как правило, соблюдается. При бóльших значениях  $\xi$  следует увеличить высоту сечения ригеля.

3 Определить требуемую площадь продольной рабочей арматуры

$$A_s = \xi b d \frac{\alpha f_{cd}}{f_{yd}}.$$

4 Назначить количество каркасов в сечении ригеля, а также количество и диаметр стержней продольной арматуры.

В поперечном сечении ригеля может быть поставлено два или три каркаса. Количество каркасов следует назначать из условия, чтобы на каждом из них размещалось по два-три стержня диаметром 20 – 32 мм. При этом надо учитывать: чем больше диаметр продольной арматуры, тем больше потребуются диаметр поперечных стержней, который назначается из условий сварки.

Диаметры продольных стержней могут быть разными, но армирование должно быть симметричным относительно вертикальной оси сечения.

Принятая продольная рабочая арматура должна иметь фактическую площадь  $A_{s1}$ , отличающуюся от требуемой  $A_s$  не более чем на 5 %. Условие  $A_{s1} \geq A_s$  является, по существу, условием прочности ригеля по монтажу.

5 После размещения арматуры в растянутой зоне определяем реальные значения  $c$  и  $d$ , учитывая, что защитный слой бетона не менее диаметра принятой арматуры и не менее 20 мм для принятого класса условий эксплуатации Х0. Расстояние в свету между стержнями при расположении арматуры в два ряда должно быть не менее  $0,5\varnothing$  и не менее 25 мм. При расположении арматуры в три ряда расстояние в свету между стержнями второго и третьего рядов должно быть не менее  $\varnothing_s$  и не менее 50 мм.

6 По принятой площади арматуры  $A_{s1}$  и вычисленной рабочей высоте сечения  $d$  определяем несущую способность сечения  $M_{Rd}$ :

– вычисляем относительную высоту сжатой зоны бетона и коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\xi = \frac{A_{s1} f_{yd}}{b d \alpha f_{cd}}; \quad \alpha_m = \xi \left( 1 - \frac{\xi}{2} \right);$$

– величина  $\xi$  должна быть меньше  $\xi_{lim}$ ;

–  $M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d$ .



Сечение арматуры подобрано правильно, если соблюдается условие  $M_{Rd} \geq M_{sd, пр.}$

#### 2.4.2 Расчет ригеля на действие поперечной силы

На действие поперечной силы рассчитываются сечения ригеля, наклонные к его оси.

Расчетные формулы и последовательность расчета приведены в указаниях к задаче № 1 (п. 1.5.2). Так как ригель – прямоугольного сечения и нет продольной сжимающей силы, то в формулах (1.10)–(1.13) коэффициенты  $\eta_f$  и  $\eta_N$  равны нулю.

#### 2.4.3 Расчет ригеля на действие изгибающего момента, возникающего при его подъеме и монтаже

Подъем и монтаж ригеля осуществляются за две монтажные петли. Расстояние между петлями –  $0,6l$ . Расчетная схема – двухконсольная балка (см. рисунок 1.5). Можно применять длину ригеля больше расчетного пролета на  $0,3$  м:  $l = l_0 + 0,3$  м.

С учетом коэффициента динамичности  $k = 1,4$  вес ригеля, кН/м,  $q_{с.в} = kg$ .

Расчетные формулы и последовательность расчета приведены в указаниях к задаче № 1 (п. 1.5.4).

Требуемая площадь поперечного сечения одной петли определяется

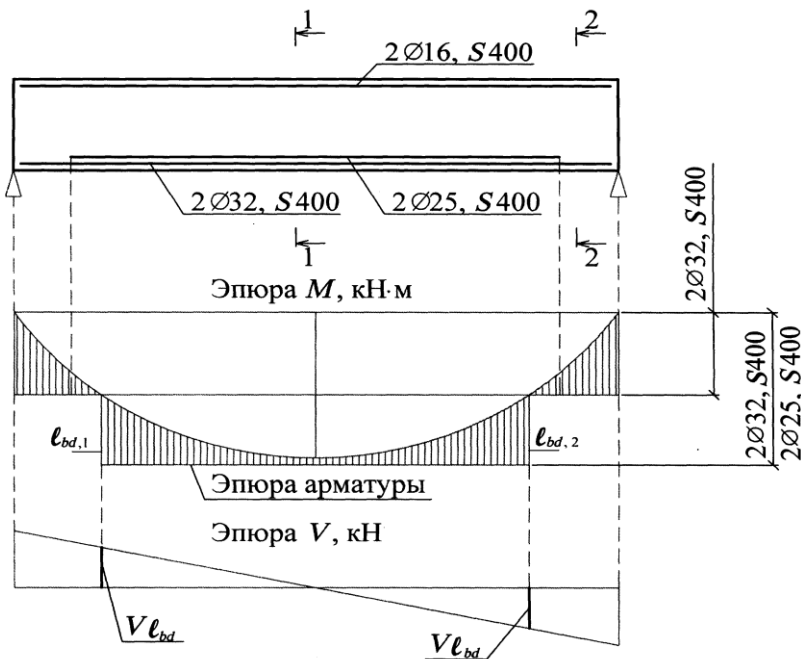
по формуле  $A_{с,п} = \frac{q_{с.в}l}{2f_{yd}}$ .

#### 2.4.4 Определение мест обрывов стержней рабочей продольной арматуры

Площадь сечения рабочей продольной арматуры принимается по максимальному изгибающему моменту в расчетном сечении, в середине пролета. По мере удаления от этого сечения ординаты эпюры изгибающих моментов уменьшаются и, следовательно, может быть уменьшена площадь сечения арматуры. Поэтому в целях экономии стали часть продольной арматуры (не более 50 % расчетной площади) может не доводиться до опор, а обрываться в пролете там, где она уже не требуется согласно расчету прочности элемента на действие изгибающего момента. Например, если по расчету на действие максимального изгибающего момента в сечении ригеля поставлены 4 стержня продольной арматуры на двух каркасах, оборвать следует

два стержня, а два стержня (по одному на каждом каркасе) довести до опоры. Если в сечении ригеля поставлено 6 стержней на трех каркасах, оборвать можно три стержня продольной арматуры.

При определении мест обрыва стержней наряду с эпюрой изгибающих моментов в таком же масштабе строят так называемую эпюру моментов арматуры (материалов), представляющую собой эпюру моментов, воспринимаемых сечениями ригеля с фактически имеющейся растянутой арматурой. Эпюра моментов арматуры имеет ступенчатую форму (рисунок 2.3); высота каждого его уступа равна моменту, воспринимаемому сечением ригеля с фактически растянутой арматурой. Эпюра моментов арматуры на всех участках должна огибать эпюру изгибающих моментов. Чем ближе подходит она к эпюре изгибающих моментов, тем рациональнее и экономичнее запроектирован ригель.



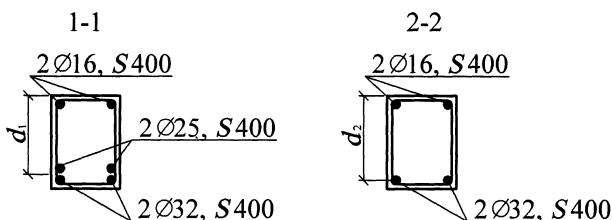


Рисунок 2.3 – К определению мест обрыва продольной арматуры в ригеле  
Для определения мест обрывов стержней надо:

1 Построить в масштабе эпюры  $M$  и  $V$ , показать продольный разрез и поперечное сечение ригеля с арматурой (см. рисунок 2.3).

2 Решить, какие стержни можно оборвать, а какие надо оставить (на рисунке 2.3 обрываются 2 Ø25S400).

3 Вычислить фактические изгибающие моменты, которые может воспринять поперечное сечение ригеля со своей продольной арматурой  $A_{s1}$  и с оставшейся после обрыва  $A_{s2}$ ,

$$M_{Rd,s1} = A_{s1}f_{yd}(d_1 - 0,5x_1); \quad M_{Rd,s2} = A_{s2}f_{yd}(d_2 - 0,5x_2),$$

где  $x_1$  и  $x_2$  – высота сжатой зоны бетона;  $d_1 = d$  – рабочая высота сечения;  $d_2$  – рабочая высота сечения при оставшейся арматуре после обрыва;

$$x_1 = \frac{f_{yd}A_{s1}}{\alpha f_{cd}b}; \quad x_2 = \frac{f_{yd}A_{s2}}{\alpha f_{cd}b}.$$

4 На эпюре  $M$  отложить полученные значения фактических моментов и найти графически места теоретического обрыва стержней.

5 Определить длины  $l_{bd,1}$  и  $l_{bd,2}$ , на которые надо завести обрываемые стержни за места теоретического обрыва:

$$l_{bd,i} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4l_b \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – коэффициенты, характеризующие условие анкеровки, определяются по таблице 11.6 [1];  $l_b$  – базовая длина анкеровки, определяется по таблице А.5;  $A_{s,red}$  – площадь продольной

арматуры, требуемая по расчету;  $A_{s,prov}$  – принятая площадь продольной арматуры;  $l_{b,min}$  – минимальная длина анкеровки, принимается равной наибольшему значению из величин:

–  $0,6l_b$ ;  $20\varnothing$ ; 100 мм – для растянутых стержней;

–  $0,3l_b$ ;  $15\varnothing$ ; 100 мм – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за место теоретического обрыва должна быть не менее  $0,5h + 20\varnothing$ , где  $h$  – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение  $\alpha_1\alpha_2\alpha_3$  изменяется в пределах 0,7–1,0 (см. п. 11.2.32 [1]), а величина  $\alpha_3$  в условиях обрыва арматуры ригеля принимается равной 0,7, то в контрольной работе разрешается принять  $\alpha_1\alpha_2\alpha_3 = 1,0$ , а  $\alpha_3 = 0,7$ .

## 2.5 Конструирование ригеля

Конструирование ригеля должно выполняться согласно указаниям п. 11.2 [1].

Продольную рабочую арматуру располагают в соответствии с эпюрой изгибающих моментов у растянутой грани ригеля с соблюдением необходимой толщины защитного слоя. Эта арматура должна воспринимать растягивающие усилия, вызванные изгибающими моментами. Поперечные силы воспринимаются бетоном и поперечной арматурой (хомутами). Рабочую, монтажную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы, плоские сварные каркасы – в пространственный каркас с помощью горизонтальных поперечных стержней, устанавливаемых через 1–1,5 м.

При высоте ригеля более 700 мм ставятся дополнительные монтажные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм. Суммарная площадь сечения этих стержней должна составлять не менее 0,1 % от площади поперечного сечения ригеля. Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях элемента.

Арматурно-опалубочный чертеж ригеля выполнить на белой бумаге формата А4. На чертеже надо показать в масштабе 1 : 20 – 1 : 25 вид ригеля сбоку, поперечные сечения в пролете и на опоре, поставить размеры, обозначить диаметр и класс арматуры.

### 3 РАСЧЕТ КОЛОННЫ (ЗАДАЧА № 3)

Требуется рассчитать сборную железобетонную колонну одноэтажного промышленного здания и сделать ее арматурно-опалубочный чертеж.

И с х о д н ы е д а н н ы е для решения задачи принимаются по таблице 3.1.

Т а б л и ц а 3.1 – Исходные данные к задачам № 3 и 4

Наименование исходных данных	Номер варианта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1 Колонна: – продольная сила от расчетных нагрузок $N_{sd}$ , кН  – высота колонны $H$ , м	<i>По последней цифре шифра</i>									
	4000	4100	4200	4300	4400	4500	4600	4700	4800	4900
	<i>По предпоследней цифре шифра</i>									
	7,0	6,8	6,6	6,4	6,2	6,0	5,8	5,6	5,4	5,2
2 Фундамент: – глубина заложения $H_1$ , м – условное расчетное сопротивление грунта $R_0$ , кПа	<i>По третьей от конца цифре шифра</i>									
	2,4	2,3	2,2	2,1	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5
	0,42	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24
<i>Примечания</i>										
1 Бетон колонны класса $C^{16/20}$ , продольная арматура класса S400.										
2 Бетон фундамента класса $C^{12/15}$ , рабочая арматура класса S400.										

Колонна, показанная на рисунке 3.1, рассчитывается по несущей способности (первая группа предельных состояний) как сжатый элемент со случайным эксцентриситетом. Возможность появления случайного эксцентриситета связана с неточностью изготовления и монтажа конструкций. По нормам случайный эксцентриситет  $e_a$  принимается равным большему из следующих значений:  $1/30$  высоты сечения элемента ( $h$ ),  $1/600$  длины элемента ( $H$ ), 20 мм – для сборных колонн.

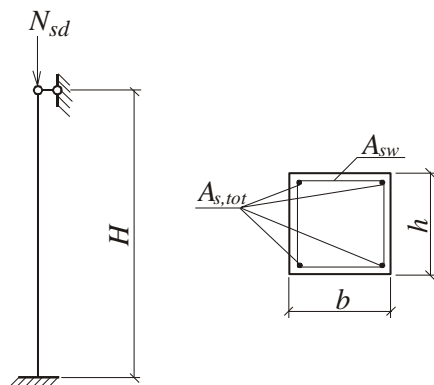


Рисунок 3.1 – Расчетная схема и поперечное сечение колонны

Элементы прямоугольного сечения при гибкости  $\lambda = \frac{l_{eff}}{h} \leq 24$  и симметричном армировании разрешается производить из условия

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi(\alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot}), \quad (3.1)$$

где  $N_{Rd}$  – прочность сечения при действии продольного усилия;  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов;  $A_c$  – площадь поперечного сечения сжатого элемента;  $A_{s,tot}$  – полная площадь продольной арматуры в сечении.

Значение коэффициента  $\varphi$  определяем по таблице А.4 в зависимости от гибкости колонны  $\lambda$  и относительной величины эксцентриситета  $e_a/h$ .

Рекомендуемая последовательность расчета:

1 Определить необходимую площадь сечения колонны без учета влияния продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, т. е. при  $\varphi = 1$ . При замене величины  $A_{s,tot}$  через  $\rho A_c$  условие (3.1) примет вид

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi A_c (\alpha f_{cd} + \rho f_{yd}). \quad (3.2)$$

При значении коэффициента продольного армирования  $\rho = 0,02 \dots 0,03$  требуемая площадь поперечного сечения

$$A_c = \frac{N_{sd}}{\varphi(\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})}$$

2 Назначить размеры поперечного сечения колонны  $b$  и  $h$ . Следует принять  $b = h$ . Размеры сторон сечения колонн при величине их до 50 см принимают кратными 5 см, при больших величинах – кратными 10 см. Не следует принимать сечение колонн меньше чем 30×30 см.

3 Выбрать величину случайного эксцентриситета  $e_a$  как большую из

$$e_a = \frac{H(\text{см})}{600}; \quad e_a = \frac{h(\text{мм})}{30} \quad \text{и} \quad e_a = 20 \text{ мм.}$$

4 Определить расчетную и условную расчетную длину колонны. Расчетная длина

$$l_0 = \beta H = 1,2H,$$

где  $\beta$  – коэффициент, учитывающий условие закрепления концов колонны. Для одноэтажных зданий принимается по таблице 7.4 [1].

Условная расчетная длина колонны

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k},$$

где  $k = 1 + 0,5 \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}} \Phi(\infty, t_0)$ . Здесь  $\Phi(\infty, t_0)$  – предельное значение ползучести бетона, допускается принимать равным 2,0;  $N_{sd,lt}$  – продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки, можно принять  $N_{sd,lt} = 0,8 N_{sd}$ .

5 Вычислить гибкость  $\lambda = \frac{l_{eff}}{h}$  и относительную величину эксцентриситета  $e_a/h$ , затем, интерполируя данные таблицы А.4, получить коэффициент  $\varphi$ .

6 Необходимое сечение всей продольной арматуры определить из формулы (3.1):

$$A_{s,tot} = \frac{1}{f_{yd}} \left( \frac{N_{sd}}{\varphi} - \alpha f_{cd} A_c \right).$$

7 Назначить количество и диаметр стержней продольной арматуры в соответствии с приведенными ниже указаниями по конструированию колонны.

8 Определить процент армирования

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100.$$

Здесь  $A_{s,tot}$  – площадь сечения принятой продольной арматуры.

Сечение можно считать подобранным удовлетворительно, если  $\rho = 1...2 \%$ .

### 3.1 Конструирование колонны

Продольные стержни в поперечном сечении колонны размещают как можно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая по требованиям норм должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм.

Колонны сечением до 40×40 см можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения колонны.

Поперечные стержни (хомуты) в колонне ставят без расчета, но с соблюдением требований норм. Расстояние между ними должно быть при сварных каркасах не более  $20\varnothing_s$ , при вязаных –  $15\varnothing_s$ , но не более 500 мм (здесь  $\varnothing_s$  – наименьший диаметр продольных стержней). Расстояние между хомутами округляют до размеров, кратных 50 мм. Диаметр хомутов  $\varnothing_{sw}$  сварных каркасов должен назначаться из условий сварки. Диаметр хомутов  $\varnothing_{sw}$  вязаных



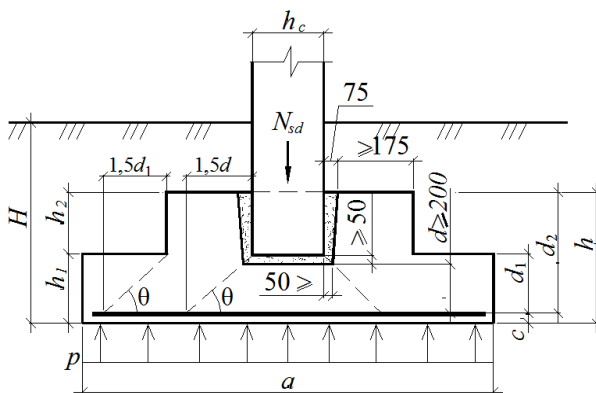
каркасов должен быть не менее 5 мм и не менее  $0,25\varnothing_s$  ( $\varnothing_s$  – наибольший диаметр продольных стержней).

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых к угловым продольным стержням плоских каркасов.

Арматурно-опалубочный чертеж колонны выполнить в масштабе 1 : 10. На чертеже необходимо показать часть колонны высотой 1,5 м и поперечное сечение, показать и обозначить арматуру, поставить размеры.

#### 4 РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА (ЗАДАЧА № 4)

Требуется определить размеры и армирование монолитного железобетонного фундамента под сборную центрально нагруженную колонну (рисунок 4.1).



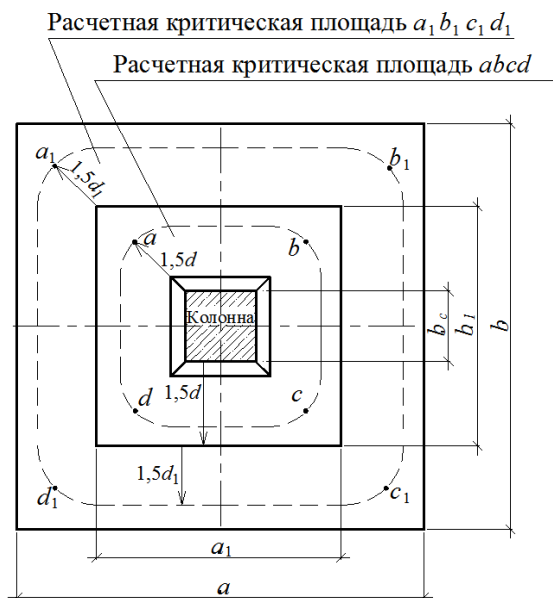


Рисунок 4.1 – Стаканное сопряжение фундамента с колонной ( $\theta = 33,7^\circ$ )

И с х о д н ы е д а н н ы е для решения задачи принимаются по таблице 3.1.

#### 4.1 Определение нагрузок

Фундамент рассчитывается на действие нагрузки, передаваемой колонной, и нагрузки от собственного веса фундамента и грунта, находящегося на его уступах.

Нагрузка, передающаяся от колонны на фундамент, равна продольной силе в нижнем сечении колонны, т. е. определяется с учетом собственного веса колонны.

Нагрузка от собственного веса фундамента и грунта на его уступах определяется как  $\gamma_m H_1$ , где  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$  – усредненная нагрузка от единицы объема фундамента и грунта на его уступах;  $H_1$  – глубина заложения фундамента.

## 4.2 Расчет основания

Расчет основания заключается в определении размеров подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление по подошве от нормативных нагрузок не превышало условного расчетного сопротивления грунта.

Необходимая площадь подошвы фундамента определяется по формуле

$$A = \frac{N/\gamma_f}{R_0 - \gamma_m H_1}, \quad (4.1)$$

где  $\gamma_f = 1,15$  – коэффициент надежности по нагрузке;  $N$  – продольная сила в нижнем сечении колонны;

$$N = N_{sd} + \gamma b_c h_c H,$$

$\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес железобетона;  $b_c$  и  $h_c$  – размеры сечения колонны;  $H$  – высота колонны.

Фундамент под центрально нагруженную колонну следует делать квадратным в плане.

## 4.3 Расчет тела фундамента

Расчет тела железобетонного фундамента заключается в определении высоты фундамента, количества и размеров ступеней фундамента, площади поперечного сечения арматуры.

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом (см. рисунок 4.1) рассчитывается минимальная толщина дна стакана из условия прочности дна стакана на продавливание.

Прочность на продавливание определяется вдоль расчетного критического периметра. Площадь приложения местной нагрузки должна иметь периметр не более  $11d$ , где  $d$  – рабочая высота сечения фундамента или дна стакана. Если периметр площади приложения местной нагрузки больше  $11d$ , то производится расчет на срез от

действия поперечных сил при отсутствии вертикальной арматуры согласно подразд. 7.2 СНБ 5.03.01–02 [1].

Условие продавливания записывается в виде

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}, \quad (4.2)$$

где  $v_{Sd}$  – погонная поперечная сила, вызванная нагрузкой от колонны, кН/м;

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u}. \quad (4.3)$$

Здесь  $\bar{\beta}$  – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки. При центральном приложении нагрузки  $\bar{\beta} = 1$ ;  $u$  – длина критического периметра. При  $b_c = h_c$  и с учетом длины закругленных секторов с радиусом  $r = 1,5d$   $u = 4h_c + 3\pi d$ ;  $V_{Sd}$  – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящейся внутри критического периметра;

$$V_{Sd} = N_{Sd} - pA_p. \quad (4.4)$$

Здесь  $N_{Sd}$  – расчетная нагрузка на обресе фундамента;  $p = N_{Sd}/A_\phi$  – реактивное давление грунта на единицу площади подошвы фундамента от расчетного усилия без учета веса фундамента и грунта на его уступах;  $A_p$  – площадь внутри расчетного критического периметра. При  $b_c = h_c$   $A_p = h_c^2 + 4h_c \cdot 1,5d + \pi(1,5d)^2$ ;  $A_\phi = a^2$  – площадь подошвы фундамента;

$v_{Rd,c}$  – допускаемая расчетная поперечная сила, МН/м, воспринимаемая расчетным сечением плиты без поперечного армирования по расчетному критическому периметру пирамиды продавливания;

$$v_{Rd,c} = 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d. \quad (4.5)$$

Здесь  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$  ( $d$  подставляется в миллиметрах);  $\rho_l$  – расчетный коэффициент армирования,  $\rho_l \leq 0,02$ ;  $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Подставив (4.3) и (4.5) в (4.2), получим квадратичное неравенство. Решив его относительно рабочей высоты фундамента или дна стакана, получим

$$d \geq \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (4.6)$$

где  $A = 2,25\pi N_{sd} + 0,45\pi a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$ ;  $B = 6h_c N_{sd} + 0,6h_c a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$ ;  $C = -(a^2 - h_c^2)N_{sd}$ .

Полная высота фундамента определяется с учетом защитного слоя бетона  $c_{cov}$ , который принимается не менее 45 мм, если фундамент устанавливается на бетонную подготовку, и не менее 80 мм, если подготовки нет.

Кроме защитного слоя бетона, добавляется глубина заделки колонны в стакан, которая принимается не менее  $h_c$ , и толщина «подливки» под колонну – не менее 50 мм.

Высоту нижней ступени фундамента принимают равной 300 или 450 мм, высоту ступеней – 300 мм. При высоте плитной части фундамента  $h < 900$  мм можно принять две ступени, а при  $h \geq 900$  мм – три ступени. Более трех ступеней не выполняют. Если полная высота фундамента получается больше высоты плитной части, то устраивается подколонник.

Ступени фундамента работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта. Так как фундамент не имеет поперечной арматуры, максимальный вынос нижней ступени проверяется на прочность по наклонному сечению из условия восприятия бетоном всей поперечной силы от отпора грунта (рисунок 4.2).

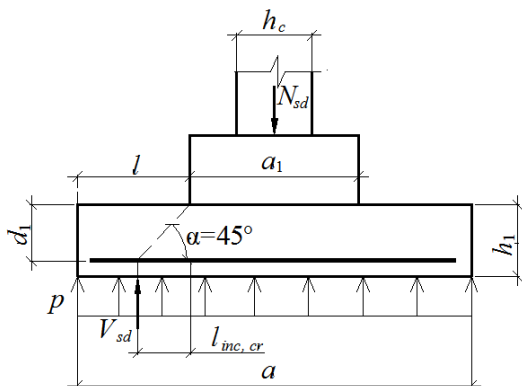


Рисунок 4.2 – Проверка прочности нижней ступени на действие поперечной силы

Прочность обеспечена, если выполняется условие

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \cdot \quad (4.7)$$

где  $V_{Sd}$  – поперечная сила от отпора грунта, определяется как  $V_{Sd} = p(l - l_{inc,cr})b$ . Здесь  $l$  – величина выноса нижней ступени,  $l = \frac{a - a_1}{2}$ ;

$l_{inc,cr}$  – длина проекции наклонной трещины,  $d_1 \leq l_{inc,cr} \leq 2d_1$ ;  $b$  – ширина подошвы фундамента;  $V_{Rd}$  – наибольшая поперечная сила, которую может воспринять бетон нижней ступени,

$$V_{Rd} = \eta_{c3} \alpha f_{ctd} d_1 b, \quad (4.8)$$

$\eta_{c3} = 0,6$ ;  $d_1$  – рабочая высота нижней ступени.

Кроме того, нижняя ступень проверяется по прочности на продавливание вышележащей ступенью, если периметр вышележащей ступени меньше  $11d_1$ .

Рабочую арматуру подошвы фундамента определяют по изгибающим моментам, вычисленным как для консольной балки, заделанной в плоскости грани колонны или боковых граней ступеней (рисунок 4.3).

Величины изгибающих моментов для сечений определяют по формулам:

$$M_{I-I} = p \frac{l_1^2}{2} b = \frac{1}{8} p (a - a_1)^2 b = 0,125 p (a - a_1)^2 b;$$

$$M_{II-II} = 0,125 p (a - a_2)^2 b; \quad M_{III-III} = 0,125 p (a - h_c)^2 b.$$

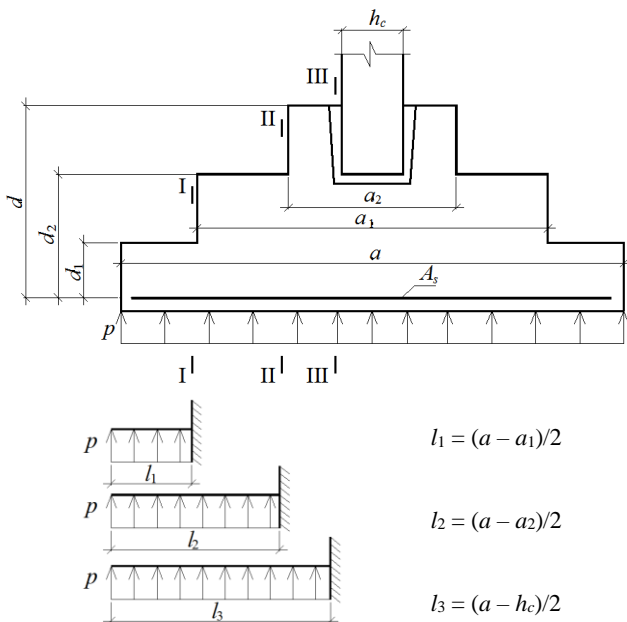


Рисунок 4.3 – Схема к расчету арматуры фундамента

Приняв плечо внутренней пары сил  $z = 0,9d$ , требуемую площадь арматуры определяют по формулам:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9d_1 f_{yd}}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9d_2 f_{yd}}; \quad A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9d f_{yd}}.$$

Из трех значений требуемой площади к конструированию фундамента принимается наибольшая площадь арматуры.

#### 4.4 Конструирование фундамента

Армируют фундамент сварными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм и шагом 100–200 мм. Сварную сетку устанавливают по подошве фундамента с соблюдением защитного слоя. Сборные колонны жестко заделываются в фундамент, в котором с этой целью устраивают специальное гнездо (стакан). Глубину заделки колонны принимают не менее  $(1,0-1,5)h_c$  –

большого размера сечения колонны. Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть: по низу – не менее 50 мм, по верху – не менее 75 мм. Толщина стенок стакана должна быть не менее  $\frac{3}{4}$  высоты верхней ступени.

В контрольной работе чертеж фундамента необходимо выполнить в масштабе 1 : 25. На чертеже надо показать и обозначить арматуру, а также поставить размеры, необходимые для изготовления фундамента.



**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
(справочное)

**Характеристики бетона и арматуры**

Т а б л и ц а А.1 – Прочностные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

В мегапаскалях

Характеристика	Класс бетонов по прочности на сжатие									
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
$f_{ck}$	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{c,cube}^G$	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60
$f_{cm}$	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk}$	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9

Т а б л и ц а А.2– Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Нормативное сопротивление $f_{yk}$ , Н/мм <sup>2</sup> (МПа)	Расчетное сопротивление $f_{ytd}$ , Н/мм <sup>2</sup> (МПа)	Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{ywd}$ , Н/мм <sup>2</sup> (МПа)	
					вязанные каркасы	сварные каркасы
S240	5,5–40	Гладкая	240	218	174	157
S400	6–40	Периодического профиля	400	365	290	263
S500	3–40	Гладкая и периодического профиля	500	450 (410)*	360 (328)*	324 (295)*

\* В скобках приведены значения для проволочной арматуры.

Т а б л и ц а А.3 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона $E_{cm}$ , ГПа, для классов по прочности на сжатие									
	C 8/10	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Ж3, Ж4 СЖ1–СЖ3	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41
П3–П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39
П5–Л1–П5–Л5	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.

Т а б л и ц а А.4 – Значения коэффициента  $\phi$

$\lambda_i = l_{eff}/h$	$e_0/h$						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Т а б л и ц а А.5 – Расчетные значения базовой длины анкеровки  $l_b/\varnothing$

Класс арматуры	Класс бетона по прочности на сжатие								
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20,3
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
(справочное)

**Сортамент арматуры**

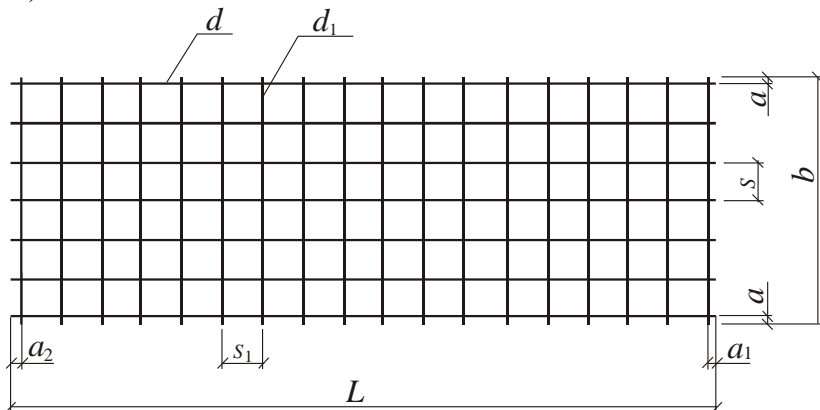
Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса, кг/м	Класс стали		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	–	–	–
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099	–	–	–
5	0,196	0,390	0,590	0,790	0,980	1,180	1,380	1,570	1,770	0,154	–	–	–
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	0,222	+	–	–
7	0,385	0,770	1,150	1,540	1,920	2,310	2,690	3,080	3,460	0,302	+	–	–
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,520	3,020	3,520	4,020	4,530	0,395	+	–	–
9	0,635	1,270	1,910	2,540	3,180	3,820	4,450	5,090	5,720	0,499	+	–	–
10	0,785	1,570	2,360	3,140	3,930	4,710	5,500	6,280	7,070	0,617	+	+	+
12	1,131	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	0,888	+	+	+
14	1,539	3,080	4,610	6,150	7,690	9,230	10,77	12,00	13,87	1,208	+	+	+
16	2,011	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	+	+	+
18	2,545	5,090	7,630	10,17	12,72	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998	+	+	+
20	3,142	6,280	9,410	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,466	+	+	+
22	3,801	7,600	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+
25	4,909	9,820	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,580	+	+	+
28	6,157	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,1	9,865	+	+	+

*Примечание* – Знаком «+» отмечены прокатываемые диаметры. Диаметром 3–8 мм через 1 мм выпускается проволока. Арматура из стали класса S240 выпускается диаметром 6 мм и более.

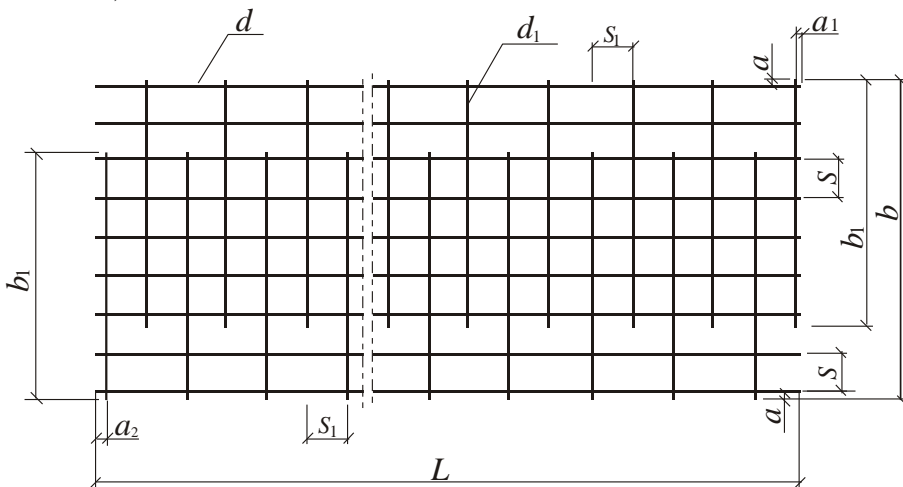
ПРИЛОЖЕНИЕ В  
(справочное)

Сетки арматурные сварные  
для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85)

а)



б)



Виды сеток:  $a$  – тяжелые сетки типа 1–3 и легкие сетки типа 4;

Т а б л и ц а В.1 – **Параметры сеток**

Вид сетки	Тип сетки	Ширина сетки $b$	Длина сетки $l$	Диаметры стержней $\varnothing/\varnothing_1$	Шаг стержней (в осях)		Размеры выпусков стержней	
					продольных $s$	поперечных $s_1$	поперечных $x$	продольных $a_1$ и $a_2$
Тяжелые	1	От 650 до 3050	От 850 до 9000	$\frac{12-40}{6-16}$	200	600	25	Кратно 25
	2		От 850 до 5950	$\frac{12-25}{6-16}$	200	200	Кратно 25	
	3	От 850 до 3050	От 850 до 6250	$\frac{6-16}{12-25}$	200 400	200*		
Легкие	4	От 650 до 3800	От 850 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-10}{3-10}$	100(150) 200 300 400 500	100(75) 150(125) 200(175) 250 300 400	25	
	5		От 3950 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-5}{5-10}$				

Сетки обозначают марками следующей структуры:

$$xC \frac{\varnothing}{\varnothing_1} b \times l,$$

где  $x$  – обозначение типа сетки;  $C$  – буквенное обозначение сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса "р" –  $C_p$ );  $\varnothing, \varnothing_1$  – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;  $b$  – ширина сетки в сантиметрах;  $l$  – длина сетки в сантиметрах.

Примеры условных обозначений:

– тяжелой сетки типа 1 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 25 мм, с шагом 200 мм и с поперечными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм, с шагом 600 мм, шириной 2050 мм и длиной 6650 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$1\tilde{N} \frac{25S400}{10S400} 205 \times 665 ;$$

– плоской легкой сетки типа 4 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с шагом продольных и поперечных стержней 100 мм, шириной 2550 мм и длиной 6050 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$4\tilde{N} \frac{10S400-100}{5S500-100} 225 \times 605 ;$$

– рулонной сетки типа 5 с продольными и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с основным шагом продольных стержней 200 мм и доборным – 100 мм, с шагом поперечных стержней 150 мм, шириной 2340 мм и длиной 12000 мм, с выпусками продольных стержней 125 и 175 мм, с выпусками поперечных стержней 20 мм:

$$5\tilde{N}\varnothing \frac{5S500-200(100)}{5S500-150} 234 \times 12000 \frac{125+175}{20} .$$

## Список литературы

- 1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск: Стройтехнорм, 2003. – 139 с.
- 2 СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
- 3 ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 01.09.2007. – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2008. – 136 с.
- 4 Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособие для студентов строительных специальностей; под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
- 5 *Байков, В. Н.* Железобетонные конструкции: Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
- 6 *Попов, Н. Н.* Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1989. – 400 с.
- 7 Строительные конструкции. Задание на контрольную работу № 1 с методическими указаниями для студентов IV курса специальности "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство". – М.: ВЗИИЖТ, 1987. – 36 с.

Учебное издание

*ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич*

**Строительные конструкции**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению контрольной работы № 1  
для студентов ФБО

Редактор *Н. А. Д а ш к е в и ч*  
Технический редактор *В. Н. К у ч е р о в а*  
Компьютерный набор и верстка – *Т. И. Ш л я х т о в а*

Подписано в печать 23.09.2011 г. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 3,25 + 1 вкл. (0,12 усл. печ. л.). Уч.-изд. л. 2,36. Тираж 300 экз.  
Зак. № . Изд. № 121



Издатель и полиграфическое исполнение  
Белорусский государственный университет транспорта:  
ЛИ № 02330/0552508 от 09.07.2009 г.  
ЛП № 02330/0494150 от 03.04.2009 г.  
246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34.

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**  
**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ**  
**«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

**Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»**

**В. В. ТАЛЕЦКИЙ**

# **СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

**Учебно-методическое пособие  
по выполнению контрольной работы № 1  
для студентов ФБО**

