



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный  
технический университет**

---

---

**Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО  
ЗДАНИЯ**

*Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта*

**М и н с к  
Б Н Т У  
2 0 1 2**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по дисциплине  
«Строительные, железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальностей строительного профиля

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в сфере высшего образования Республики Беларусь  
в области строительства и архитектуры*

М и н с к  
Б Н Т У  
2 0 1 2

УДК 624.012.45.04:69.032.2:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

P24

Авторы :

*Н. А. Рак*, канд. техн. наук, доцент ;  
*И. В. Даниленко*, *В. И. Смех*, *С. Б. Щербак*

Рецензенты :

*Н. И. Шепелевич*, канд. техн. наук, доцент,  
зам. НИЛ конструкций инженерных коммуникаций ;  
РУП «Институт БелНИИС» ;  
*И. В. Башкевич*, канд. техн. наук,  
доцент кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» БНТУ

**Расчет** и конструирование сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания : учебно-методическое пособие по выполнению курсового проекта по дисциплине «Строительные, железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальностей строительного профиля / Н. А. Рак [и др.]. – Минск : БНТУ, 2012. – 96 с.

ISBN 978-985-525-920-7.

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций в соответствии с программой дисциплины. Приведены рекомендации по компоновке элементов сборного перекрытия. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями действующих норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01–2002, гармонизированных с европейскими документами. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

УДК 624.012.45.04:69.032.2:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-525-920-7

© Белорусский национальный  
технический университет, 2012

## 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Многоэтажные здания широко используются во многих отраслях промышленности, а также при строительстве жилых, общественных и административных объектов. В промышленном строительстве многоэтажные здания используют для предприятий приборостроения, химической, легкой и пищевой промышленности, складов, холодильников, гаражей и т. п. К таким зданиям относятся также лабораторные и административно-бытовые корпуса предприятий различных отраслей промышленности.

Несущая система любого многоэтажного здания образуется вертикальными несущими конструкциями (колоннами, панелями), объединенными в единую пространственную систему горизонтальными несущими конструкциями (перекрытиями). В каркасных зданиях элементами несущей системы являются: железобетонный каркас, образованный колоннами, ригелями и фундаментами (т. е. плоскими рамами), вертикальные элементы жесткости в виде железобетонных диафрагм, столбов, металлических связей и горизонтальные элементы (перекрытия и покрытия).

Этажность и высота этажа промышленных зданий зависит от вида и технологии производства и составляет при значительных нагрузках три–семь этажей, а при небольших нагрузках (до 5 кПа) – до 12–14 этажей; высота этажа кратна 1,2 м; ширина здания составляет 18–48 м. Размер сетки колонн зависит как от интенсивности временной нагрузки на перекрытиях, так и от специфики производства и чаще всего принимается равным  $6 \times 6$ ,  $9 \times 6$  и  $12 \times 6$  м в диапазоне временных нагрузок 3–10 кПа.

Привязку колонн и стен к разбивочным осям выполняют согласно действующим нормативам. Так, при полном каркасе разбивочные оси совмещают с геометрическими осями средних колонн и с наружными гранями крайних рядов колонн. При неполном каркасе наружные разбивочные оси располагают по осям наружных стен, а внутренние – по геометрическим осям колонн. Могут быть и другие привязки осей в зависимости от типа перекрытий.

Перекрытия многоэтажных каркасных зданий бывают балочные и безбалочные в сборном, монолитном или сборно-монолитном исполнении. Сборные балочные перекрытия обычно состоят из пустотных или ребристых плит, опирающихся на ригели каркаса.

Общий принцип проектирования сборных плит перекрытий состоит в максимальном удалении бетона из растянутой зоны, оставляются лишь узкие ребра для размещения арматуры и объединения сжатой и растянутой зон сечения. Если при проектировании не ставится условие образования плоского потолка, экономическим требованиям вполне отвечают ребристые плиты с полкой в сжатой зоне. Полка плиты представляет при этом однорядную многопролетную плиту, защемленную по контуру в продольные и поперечные ребра. Высота продольных ребер подбирается из условий прочности и жесткости и составляет  $\frac{1}{20} \dots \frac{1}{15} \cdot l$ , остальные размеры поперечного сечения во многом определяются конструктивными и технологическими требованиями при изготовлении.

Около 60–65 % от общего расхода железобетона приходится на плиты, поэтому следует уделить наибольшее внимание выбору рационального конструктивного решения этих элементов. С целью уменьшения массы плиты перекрытия проектируются облегченной конструкции:

1. Пустотные с круглыми пустотами (при переменных нагрузках до 5–7 кПа) (рис. 1.1, а).

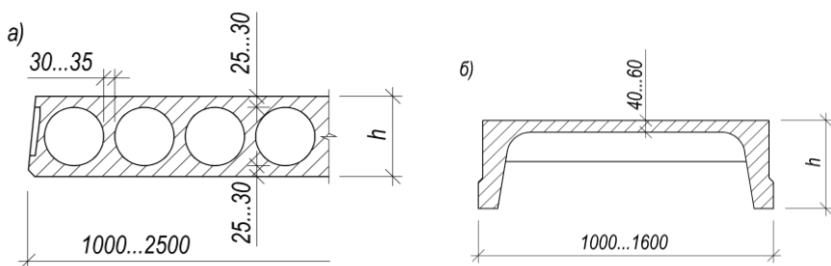


Рис. 1.1. Поперечное сечение плит перекрытия

В пустотных плитах толщина верхних и нижних полок принимается равной 26–30 мм, а ребер 30–35 мм. Высота сечения составляет обычно 220 мм. Номинальная ширина плит принимается равной 1000–2500 мм и кратной 100 мм. Конструктивная ширина плиты по низу принимается на 10 мм меньше номинальной. Конструктивная длина плиты при опирании ее по верху ригеля принимается на 40 мм меньше номинальной.

2. Ребристые (при переменных нагрузках свыше 7 кПа) (рис. 1.1, б). Так как плиты работают на изгиб, то при проектировании поперечного сечения стараются удалить как можно больше бетона из растянутой зоны, за исключением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность наклонных сечений элемента и необходимых для установки в растянутой зоне арматуры.

В ребристых плитах с ребрами вниз (полка в сжатой зоне) толщина полки назначается равной 40–60 мм, а ширина ребер по низу – 65–85 мм. Номинальную ширину плит принимают равной 1000–1600 мм, кратной 100 мм.

При назначении типа плит учитываются различные факторы: возможность размещения арматуры, требования к величинам защитных слоев, величина и вид полезной нагрузки, необходимость устройства гладкого потолка и т. д.

В составе сборного перекрытия плиты образуют после замоноличивания швов жесткий горизонтальный диск, способный активно влиять на пространственную жесткость здания. Плиты, укладываемые по осям средних рядов колонн, выполняют роль распорок, передающих продольные нагрузки на систему связей, а также обеспечивающих продольную устойчивость рам при монтаже каркаса.

Применяют два типа опирания плит перекрытий: по верху ригелей прямоугольного сечения (рис. 1.2, а) и на консольные полки ригелей таврового сечения (рис. 1.2, б). Первый вариант обычно применяют при больших сосредоточенных нагрузках на перекрытие или необходимости устройства в перекрытии отверстий для пропуска коммуникаций. Второй вариант опирания, применяемый при равномерно распределенных нагрузках на перекрытие, предпочтительнее, так как уменьшаются пролеты плит.

В компоновку конструктивной схемы перекрытия входит выбор сетки колонн, назначение количества пролетов, направления ригелей, типа и ширины плит. Направление ригелей в плане перекрытия может быть продольным и поперечным. Ригели опираются на наружные стены и внутренние опоры – колонны. Величины пролетов ригелей должны находиться в пределах 5–9 м. Крайние и средние пролеты должны отличаться не более чем на 10 %.

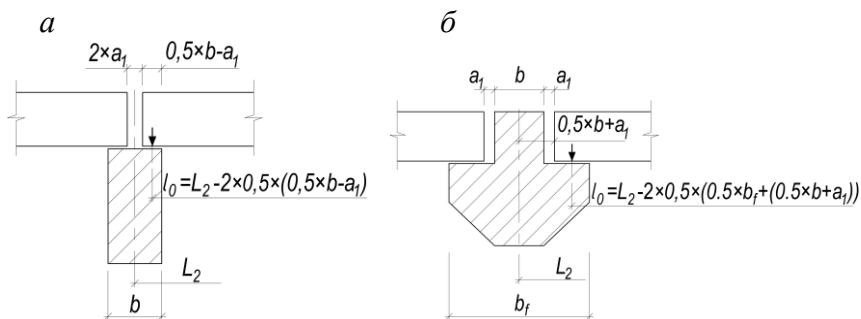


Рис. 1.2. Типы опирания плит перекрытия на ригели

По методическим соображениям размеры здания в плане и высота этажей при курсовом проектировании задаются отличными от унифицированных, но они должны приниматься кратными 100 мм. При проектировании разрабатывается несколько вариантов конструктивной схемы перекрытия и выбирается наиболее экономичный. При этом количество типоразмеров элементов должно быть минимальным.

При компоновке перекрытия с применением пустотных плит между колоннами укладываются плиты-вставки шириной 400 мм (рис. 1.3).

При использовании ребристых плит между колоннами укладываются межколонные плиты, ширина которых может отличаться от ширины рядовых плит. У наружных стен допускается укладка доборных плит шириной 600–900 мм и/или устройство монолитных участков шириной до 600 мм.

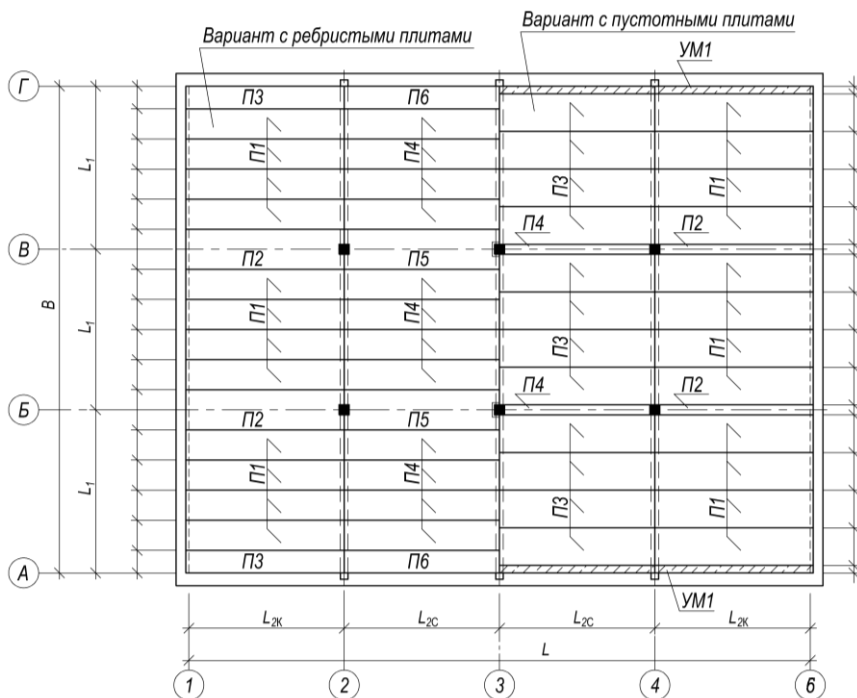


Рис. 1.3. Варианты компоновки перекрытия

### Пример 1

Выполнить компоновку конструктивной схемы перекрытия четырехэтажного производственного здания с размерами в плане  $24,8 \times 19,4$  м. Наружные стены – кирпичные несущие. Нормативная переменная нагрузка на перекрытие  $q_k = 7$  кПа.

Так как переменная полезная нагрузка на перекрытие составляет 7 кПа, то допускается применение как ребристых, так и пустотных плит. Для выбора конструктивной схемы перекрытия следует рассмотреть несколько вариантов и выполнить их экономическое сравнение. Например, в одном из вариантов выбираем конструктивную схему перекрытия с поперечным расположением ригелей (рис. 1.4). Назначаем размеры пролетов ригелей: 6500, 6400 и 6500 мм. В продольном направлении здание разбивается на четыре пролета: 6100, 6300, 6300 и 6100 мм.



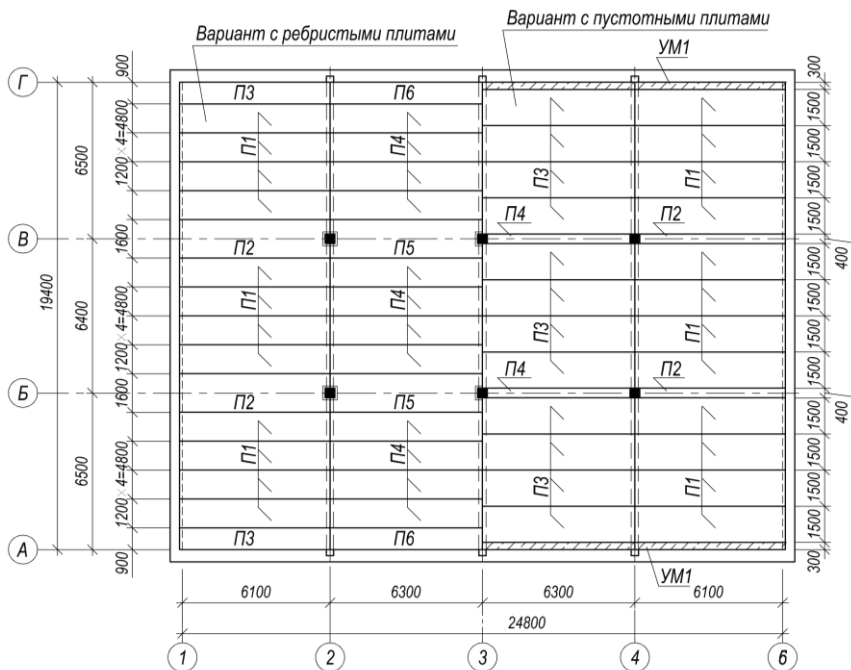


Рис. 1.4. Раскладка в плане перекрытия сборных плит (1-й вариант)

### Компоновка с использованием пустотных плит (рис. 1.5)

С учетом уложенных плит-вставок в среднем пролете здания промежутков между плитами-вставками в свету составляет

$$6400 - 2 \cdot \frac{400}{2} = 6000 \text{ мм},$$

что позволяет применить четыре плиты шириной 1500 мм или пять плит шириной 1200 мм. В крайних пролетах промежутков между наружной стеной и плитой-вставкой составляет

$$6500 - \frac{400}{2} = 6300 \text{ мм}$$

и возможно применение вышеуказанных размеров плит. Остающийся у стен зазор шириной 300 мм заполняется монолитным железобетоном. Допускается устройство монолитных участков шириной до 600 мм.

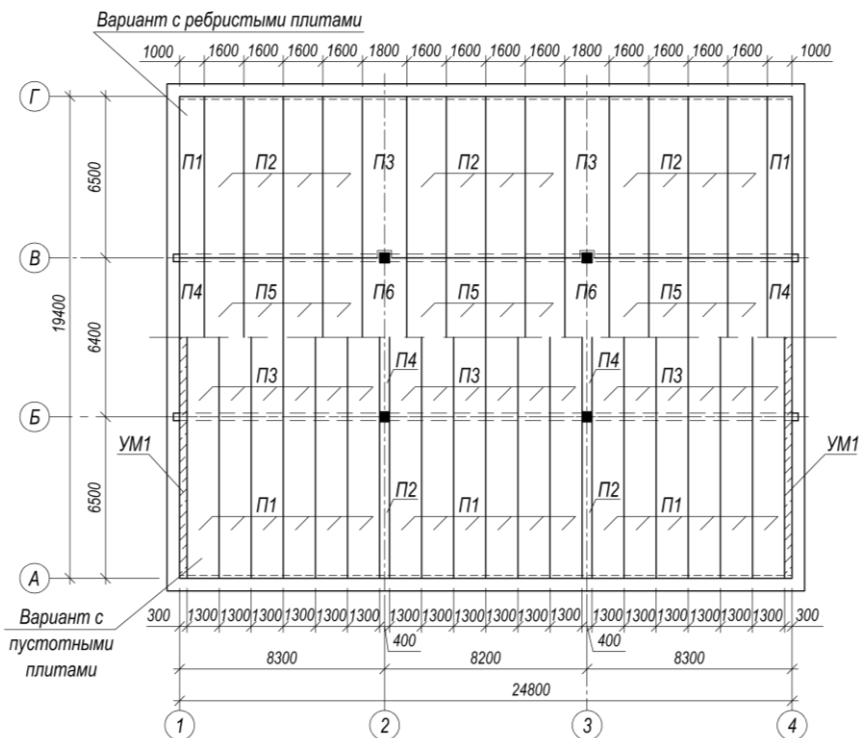


Рис. 1.5. Раскладка в плане перекрытия сборных плит (2-й вариант)

### Компоновка с использованием ребристых плит (см. рис. 1.5)

Расстояние в свету между стенами последовательно делится на величину номинальной ширины ребристых плит в интервале 1000–1600 мм. Если для каких-либо величин ширины плиты результаты деления являются целыми числами, необходимо убедиться в том, что результаты деления кратны количеству пролетов, т. е. в каждый пролет здания укладывается целое число плит.

Если таких выбранных размеров плит оказывается несколько, их следует сравнить с точки зрения расхода материала (бетона) и количества типоразмеров плит.

В случае невозможности подобрать плиты одинаковой ширины, необходимо выбирать варианты, в которых количество плит превышает целое число, кратное количеству пролетов.

Зазор, остающийся после укладки рядовых плит выбранной ширины, заполняется межколонными плитами и плитами-вставками.

Например, при ширине здания в осях 19400 мм возможно использование плит шириной 1200 и 1600 мм. При ширине плит 1600 мм в каждый пролет укладываются по три плиты, при ширине 1200 мм – по четыре, что в сумме составляет 14400 мм. В оставшиеся

$$19400 - 14400 = 5000 \text{ мм}$$

укладываются межколонные плиты шириной 1600 мм и доборные плиты шириной 900 мм у стен.

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

В пустотных плитах толщина верхних и нижних полок принимается равной 26–30 мм, а ребер – 30–35 мм. Высота сечения обычно составляет 220 мм. Номинальная ширина плит принимается равной 1000–2500 мм и кратной 100 мм. Конструктивная ширина плиты по низу принимается на 10 мм меньше номинальной.

Армирование панелей сборных перекрытий осуществляют сварными сетками и каркасами из холоднотянутой проволоки или горячекатаной стали периодического профиля. Рабочая арматура может быть ненапрягаемой и напрягаемой, в виде отдельных проволок и стержней.

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  плиты перекрытия складываются из постоянной (от собственной массы плиты и заданной конструкции пола) и переменной (полезной) нагрузки, принимаемой по заданию. Расчетные значения нагрузок  $F_d$  определяются путем умножения их нормативного значения  $F_k$  на частный коэффициент безопасности по нагрузке  $\gamma_F$ :

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F.$$

Значения коэффициентов безопасности по нагрузке  $\gamma_F$  принимаются по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [2] и СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1]:

- от веса железобетонных конструкций  $\gamma_F = 1,35$
- от веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке  $\gamma_F = 1,35$
- для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (полезных)  $\gamma_F = 1,5$
- от снеговой нагрузки  $\gamma_F = 1,5$

Степень ответственности и капитальности зданий учитывается коэффициентом надежности по ответственности  $\gamma_n$  ([4, п. 5.2]):

– I уровень –  $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$  – АЭС, телебашни, трубы, спортивные сооружения, учебные заведения и т. п.;

– II уровень –  $\gamma_n = 0,95$  – промышленные и гражданские и жилые здания и т. п.;

– III уровень –  $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$  – склады, одноэтажные жилые дома, временные здания и т. п.

При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок ([1, п. А4 СНБ 5.03.01–2002]):

– первое основное сочетание

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

– второе основное сочетание

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

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

$\gamma_{Q,i}$  – то же для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i} = 0,7$  – коэффициент сочетаний переменных нагрузок (кабинеты, лаборатории), принимаемых по табл. А1 СНБ 5.03.01–2002 [1];

$G_{k,j}$  – нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$  – нормативное значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$  – нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

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

## Пример 2

Запроектировать сборную многупустотную плиту перекрытия при следующих данных: ширина плиты 1500 мм, пролет плиты в осях 6,3 м (см. рис. 1.4), конструкция пола – паркет, нормативная полезная нагрузка на перекрытие 4 кПа.

## Определение нагрузок

Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

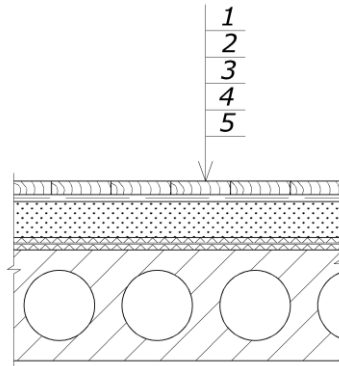


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Определение нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия приведено в табл. 2.1.

Таблица 2.1

### Нагрузки на $1 \text{ м}^2$ перекрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, $\text{кН/м}^2$	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, $\text{кН/м}^2$
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Паркет дубовый штучный, $t = 15 \text{ мм}$ , $\rho = 650 \text{ кг/м}^3$	0,098	1,35	0,95	0,126
2	Прослойка из клеящей мастики, $t = 1 \text{ мм}$ , $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$	0,014	1,35	0,95	0,018
3	Стяжка цементно-песчаная М150, $t = 48 \text{ мм}$ , $\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$	0,720	1,35	0,95	0,923
4	Звукоизоляция – 2 слоя ДВП, $t = 16 \text{ мм}$ , $\rho = 850 \text{ кг/м}^3$	0,136	1,35	0,95	0,174
5	Железобетонная многопустотная плита перекрытия	2,75	1,35	0,95	3,527
Итого		$g_{к1} = 3,718$			$g_{ол} = 4,768$
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Полезная нагрузка (учебные классы)	4,0	1,5	0,95	5,70
Итого		$q_{к1} = 4,0$			$q_{ол} = 5,7$

При номинальной ширине панели 1,5 м погонные нагрузки на 1 м длины составят, Н/м:

$$g = g_{ст} \cdot 1,5 = 4,768 \cdot 1,5 = 7,152 \text{ кН/м} - \text{постоянная расчетная};$$

$$q = q_{ст} \cdot 1,5 = 5,7 \cdot 1,5 = 8,55 \text{ кН/м} - \text{переменная расчетная}.$$

Определяем:

– первое основное сочетание

$$\rho_1 = \mathbf{g} + \psi_0 \cdot q = 7,17 + 0,7 \cdot 8,55 = 13,16 \text{ кН/м};$$

– второе основное сочетание

$$\rho_2 = \xi \cdot \mathbf{g} + q = 0,85 \cdot 7,17 + 8,55 = 14,65 \text{ кН/м}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем *второе* сочетание, как наиболее неблагоприятное.

#### *Расчетные данные для подбора сечения*

В качестве рабочей принята стержневая арматура класса S800 с натяжением на упоры; полки панели армируются сварными сетками из проволоки класса S500. Бетон панели принят класса C<sup>30/37</sup>. Средняя относительная влажность воздуха принята не менее 40 %. Коэффициент безопасности по ответственности  $\gamma_n = 0,95$ . Класс среды по условиям эксплуатации XC1. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости П1. Бетон подвергнут тепловой обработке.

Характеристики бетона:

– гарантированная прочность бетона  $f_{c,cube}^G = 37 \text{ МПа};$

– нормативное сопротивление бетона осевому сжатию  $f_{ck} = 30 \text{ МПа};$

– средняя прочность бетона на осевое сжатие  $f_{cm} = 38 \text{ МПа};$

– средняя прочность бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа};$

– модуль упругости бетона

$$E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \cdot 0,9 = 33,3 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление бетона осевому сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа};$$

– расчетное сопротивление бетона осевому растяжению

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ МПа}.$$

*Характеристики арматуры*

**Напрягаемая** арматура класса S800:

– нормативное сопротивление  $f_{pk} = 800 \text{ МПа}$ ;

– расчетное сопротивление напрягаемой арматуры по п. 6.2.2.3 [1] составит

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{800}{1,25} = 640 \text{ МПа},$$

где  $\gamma_s$  – коэффициент безопасности по арматуре, принимается по п. 6.2.1.3 [1]:

1,1 – для арматуры классов S240 и S400;

1,15 – для арматуры диаметром 6–22 мм класса S500;

1,2 – для арматуры диаметром 4–5 и 25–40 мм класса S500;

1,25 – для напрягаемой арматуры классов S540, S800, S1200, S1400;

– модуль упругости стержневой арматуры  $E_p = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

**Ненапрягаемая** арматура класса S500:

– нормативное сопротивление  $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ ;

– расчетное сопротивление  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} \approx 417 \text{ МПа}$  для проволоки;



– расчетное сопротивление поперечной арматуры (сварной каркас)

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2} = \frac{500}{1,2} \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 300 \text{ МПа.}$$

Здесь  $\gamma_{s1} = 0,8$  – коэффициент условий работы поперечной арматуры, учитывает неравномерность распределения напряжений по длине стержня;

$\gamma_{s2} = 0,9$  – то же, учитывает возможность хрупкого разрушения сварного соединения.

### Статический расчет плиты

Расчетная схема панели принята в виде однопролетной свободно опертой балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 2.2).

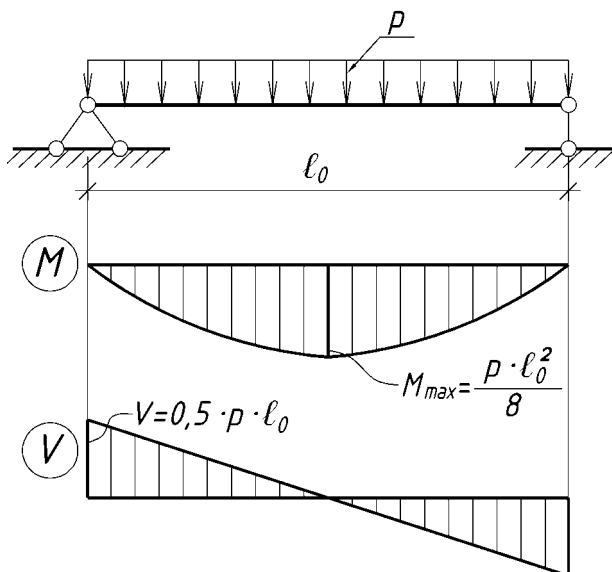


Рис. 2.2. Расчетная схема панели

За расчетный пролет плиты принимается расстояние между центрами опор (рис. 1.2, б):

$$l_0 = l_{cp} - \left( \frac{b_f}{2} + \frac{b}{2} + a_1 \right) = 6300 - \left( \frac{565}{2} + \frac{300}{2} + 10 \right) = 5857,5 \text{ мм} \approx 5858 \text{ мм},$$

где  $l_{cp} = 6300$  м – шаг ригелей (см. рис. 1.4);

$a_1 = 10$  мм – монтажный зазор;

$b = 300$  мм – ширина сечения ригеля;

$b_f = 565$  мм – ширина полки ригеля.

Тогда изгибающий момент от действия расчетной нагрузки

$$M_{Sd} = \frac{p \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,629 \cdot 5,858^2}{8} = 62,751 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила на опоре от действия расчетной нагрузки

$$V_{Sd} = \frac{p \cdot l_0}{2} = \frac{14,629 \cdot 5,858}{2} = 42,848 \text{ кН}.$$

*Назначение величины предварительного напряжения в арматуре*

Натяжение арматуры производится на упоры стенда механическим способом, а обжатие бетона производят усилием напрягаемой арматуры при достижении прочности:

$$f_{cm(t)} = 0,7 \cdot f_{c,cube}^G = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}.$$

При твердении бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Начальная величина напряжений в арматуре принимается:

$$\sigma_{0,\max} + \rho \leq 0,9 f_{pk};$$

$$\sigma_{0,\max} - \rho \geq 0,3 f_{pk},$$

где  $\rho = 0,05 \cdot \sigma_{0,\max}$  при механическом способе натяжения, МПа;

$$\rho = 30 + \frac{360}{l} \text{ при электротермическом способе натяжения, МПа;}$$

здесь  $l$  – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м;

$$\sigma_{0,\max} = \frac{0,9 \cdot 800}{1,05} = 685 \text{ МПа.}$$

$$\begin{aligned} \text{Проверка: } 685 + 0,05 \cdot 685 &= 719,25 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа;} \\ 685 - 0,05 \cdot 685 &= 650,75 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Принимаем величину предварительного напряжения  $\sigma_{0,\max} = 685 \text{ МПа.}$

*Расчет прочности панели по сечению, нормальному  
к продольной оси*

Расчет продольной арматуры производится из условия обеспечения прочности таврового сечения, нормального к продольной оси элемента. Сечение панели с круглыми пустотами приведено к двутавровому в соответствии с рис. 2.3, для этого круглые пустоты заменены квадратными той же площади и того же момента инерции, т. е.

$$h_1 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм.}$$

Тогда толщина полок двутавра составит

$$h_f = h'_f = 0,5 \cdot (h - h_1) = 0,5 \cdot (220 - 143) = 38 \text{ мм.}$$

При расчете прочности сечения полку в растянутой зоне не учитывают. Приведенная толщина ребер в соответствии с рис. 2.3

$$b_w = b'_f - n \cdot h_1 = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм.}$$

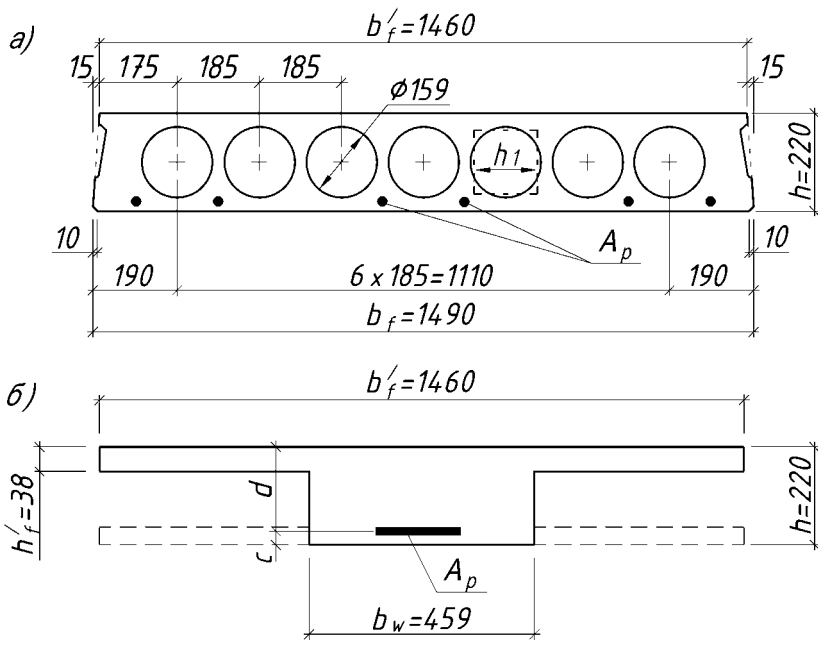


Рис. 2.3. Расчетное сечение пустотной плиты:  
 а – действительное сечение; б – эквивалентное сечение

Рабочая высота сечения

$$d = h - c = h - c_1 + 0,5 \cdot \varnothing$$

где  $c$  – расстояние от наиболее растянутых волокон бетона до центра тяжести растянутой арматуры;

$c_1$  – защитный слой бетона:

$$c_1 = \max \begin{cases} c_{cov}, \\ \varnothing, \\ d_g, \end{cases}$$

$c_{cov}$  – минимальный защитный слой бетона, принимаемый по табл. 11.4 [1] в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации, для класса среды ХС2  $c_{cov} = 20$  мм;

$\emptyset$  – предполагаемый диаметр продольной арматуры, для пустотных плит перекрытия  $\emptyset \leq 16$  мм;

$d_g$  – максимальный размер зерна крупного заполнителя:  
 $d_g = 25$  мм.

$$c_1 = \max \begin{cases} c_{cov} = 20 \text{ мм,} \\ 25 \text{ мм при } \emptyset = 16 \text{ мм,} \\ d_g = 25 \text{ мм;} \end{cases}$$

$$c \geq c_1 + 0,5 \cdot \emptyset = 25 + 0,5 \cdot 16 = 33 \text{ мм, принимаем } c = 40 \text{ мм.}$$

Тогда

$$d = h - c = 220 - 40 = 180 \text{ мм.}$$

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения по условию, характеризующему расположение нейтральной оси в полке:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left( d - \frac{h'_f}{2} \right),$$

$$M_{Rd,f} = 20 \cdot 1460 \cdot 38 \cdot \left( 180 - \frac{38}{2} \right) =$$

$$= 178,646 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 178,646 \text{ кНм}$$

Условие  $M_{Sd} = 62,751 \text{ кНм} \leq M_{Rd,f} = 178,646 \text{ кНм}$  выполняется, следовательно, нейтральная ось проходит в полке. Сечение рассчитывается как прямоугольное шириной  $b = b'_f = 1460$  мм.

Относительный момент сжатой зоны бетона

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62,751 \cdot 10^6}{20 \cdot 1460 \cdot 180^2} = 0,066.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,066} = 0,068.$$

Характеристика сжатой зоны сечения

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 20 = 0,69,$$

где  $k_c$  – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,85.

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны:

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

где  $\sigma_{sc,u}$  – предельные напряжения в продольной арматуре сжатой зоны бетона (при длительном действии нагрузки  $\sigma_{sc,u} = 500$  МПа);

$\sigma_{s,\text{lim}}$  – предельные напряжения в растянутой арматуре:

– для арматуры классов S240, S400 и S500

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{yd};$$

– для арматуры класса S540

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{pd} - \sigma_{pm,t} \cdot \gamma_p;$$

– для арматуры класса S800 и S1200

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm,t} \cdot \gamma_p - \Delta\sigma_{pm,t};$$

– для арматуры класса S1400

$$\sigma_{s,\text{lim}} = f_{pd} + 400 - \sigma_{pm,t} \cdot \gamma_p.$$

Здесь  $\gamma_p = 1,0$  – частный коэффициент безопасности (благоприятные условия):

$\sigma_{pm,t}$  – установившиеся напряжения в арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения

$$\sigma_{pm,t} = (0,65 - 0,7) \cdot \sigma_{0,\text{max}} = 0,65 \cdot 685 \approx 445 \text{ МПа};$$

$\Delta\sigma_{pm,t}$  – погрешность величины установившихся напряжений:

$$\Delta\sigma_{pm,t} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{pm,t}}{f_{pd}} - 1200 = 1500 \cdot \frac{445}{640} - 1200 \approx -156 < 0.$$

Принимаем  $\Delta\sigma_{pm,t} = 0$ .

$$\begin{aligned}\sigma_{s,\text{lim}} &= f_{pd} + 400 - \sigma_{pm,t} \cdot \gamma_p - \Delta\sigma_{pm,t} = \\ &= 640 + 400 - 445 \cdot 1,0 - 0 = 595 \text{ МПа};\end{aligned}$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{0,69}{1 + \frac{595}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,478.$$

Поскольку  $\xi = 0,068 < \xi_{\text{lim}} = 0,478$ , возможность хрупкого разрушения нормального сечения плиты исключена.

Коэффициент условий работы арматуры  $\gamma_{sb}$ , учитывающий сопротивление арматуры выше условного предела текучести ([1 п. 9.4.1]):

$$\gamma_{sn} = \eta - \eta - 1 \cdot \left( 2 \cdot \frac{\xi}{\xi_{lim}} - 1 \right) \leq \eta,$$

где  $\eta$  принимается равным:

1,00 – для арматуры класса S540;

1,10 – для арматуры класса S1200;

1,15 – для арматуры класса S800 и S1400.

$$\gamma_{sn} = 1,15 - 1,15 - 1 \cdot \left( 2 \cdot \frac{0,068}{0,478} - 1 \right) = 1,257 > 1,15.$$

Принимаем  $\gamma_{sn} = \eta = 1,15$ .

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,068 = 0,966.$$

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{M_{Sd}}{\gamma_{sn} \cdot f_{pd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{62,751 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 640 \cdot 180 \cdot 0,966} = 490,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 6 $\emptyset$ 12 класса S800 ( $A_p = 679 \text{ мм}^2$ ).

Проверка условия достаточности армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \rho_{min}.$$

Минимальный процент армирования ([1, табл. 11.1])

$$\rho_{min} \% = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \%, \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \% = 26 \cdot \frac{2,9}{800} = 0,094 \%. \end{array} \right.$$

Фактический процент армирования



$$\rho = \frac{A_p}{b \cdot d} = \frac{679}{1460 \cdot 180} = 0,0026 = 0,26 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Окончательно принимаем продольную арматуру плиты в виде шести стержней  $\varnothing 12$  класса S800. Схема расположения стержней показана на рис. 2.4.

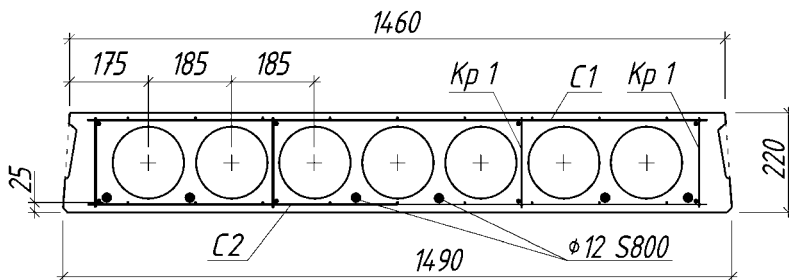


Рис. 2.4. Расположение рабочей арматуры плиты

Потери предварительного напряжения *от деформации анкеров*, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на опоры следует рассчитывать по формуле ([1, п. 9.3.1.3])

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p, \text{ Н,}$$

где  $l$  – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

$\Delta l$  – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\varnothing, \text{ мм;}$$

здесь  $\varnothing$  – диаметр натягиваемого стержня, мм.

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p =$$

$$= \frac{1,25 + 0,15 \cdot 12}{6300 + 1000} \cdot 2,0 \cdot 10^5 \cdot 679 = 56738 \text{ Н} = 56,74 \text{ кН}.$$

Контролируемое напряжение в стержне

$$\sigma = \sigma_{0,\max} - \frac{\Delta P_A}{A_p} = 685 - \frac{567400}{679} = 601,44 \text{ МПа}.$$

Контролируемое удлинение стержня

$$\Delta l = \frac{\sigma \cdot l}{E_p} = \frac{601,44 \cdot 7300}{2 \cdot 10^5} = 21,95 \text{ мм}.$$

Контролируемое усилие в стержне

$$P = \sigma_{0,\max} \cdot A_{sp1} = 685 \cdot 113,1 = 77473,5 \text{ Н} = 77,474 \text{ кН},$$

где  $A_{sp1}$  – площадь сечения одного стержня.

*Расчет прочности наклонного сечения*

Условие прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами имеет вид ([1, п. 7.2.2.11])

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,\max} = 0,3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d,$$

где

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

– коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры; принимаем  $\eta_{wl} = 1$  (поперечная арматура не учитывается);

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 20 = 0,8,$$

$\beta_4 = 0,01$  (для тяжелого бетона).

$$V_{Sd} = 42,848 \text{ кН} < V_{Rd,\max} =$$

$$= 0,3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 459 \cdot 180 = 396576 \text{ Н} = 396,6 \text{ кН.}$$

Условие соблюдается, прочность наклонной полосы обеспечена, следовательно, размеры поперечного сечения панели достаточны.

Прочность наклонного сечения на действие поперечной силы (проверка необходимости постановки поперечной арматуры) определяется исходя из условия ([1, п. 7.2.1.1])

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct},$$

где  $V_{Rd,ct}$  – расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном без арматуры, определяется по формуле ([1, п. 7.2.1.6])

$$V_{Rd,ct} = \eta_{c3} \cdot 1 + \eta_f + \eta_N \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d,$$

но принимается не более  $1,5 \cdot \eta_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ .

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых сечениях ([1, п. 7.2.2.8]):

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{b'_f - b_w \cdot h'_f}{b_w \cdot d} < 0,5,$$

здесь  $b'_f = b_w + 3 \cdot h'_f$  – ширина полки, вводимая в расчет (рис. 2.5)

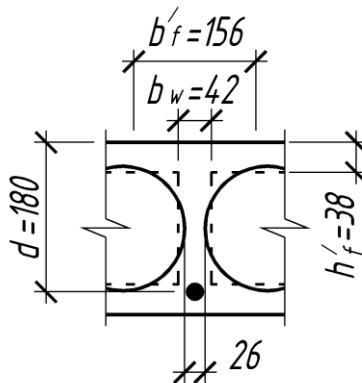


Рис. 2.5. Ширина сжатой полки, учитываемая в расчете

$$b'_f = b_w + 3 \cdot h'_f = 42 + 3 \cdot 38 = 156 \text{ мм.}$$

При восьми продольных ребрах

$$\eta_f = 8 \cdot 0,75 \cdot \frac{156 - 42 \cdot 38}{459 \cdot 180} = 0,315 < 0,5.$$

Продольное усилие обжатия

$$N_{Ed} = N_{pd} = A_p \cdot \sigma_{pm,t} = 679 \cdot 445 = 302155 \text{ Н.}$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

$$\eta_N = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d} = 0,1 \cdot \frac{302155}{1,33 \cdot 459 \cdot 180} = 0,275 < 0,5.$$

Вычисляем  $1 + \eta_f + \eta_N = 1 + 0,315 + 0,275 = 1,590 > 1,5$ .

Принимаем  $1 + \eta_f + \eta_N = 1,5$ .

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$V_{Rd,ct} = \eta_{c3} \cdot 1 + \eta_f + \eta_N \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,33 \cdot 459 \cdot 180 = 98896 \text{ Н,}$$

что не более чем

$$1,5 \cdot \eta_{c3} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,33 \cdot 459 \cdot 180 = 98896 \text{ Н.}$$

Поскольку

$$V_{Rd,ct} = 98,9 \text{ кН} > V_{Sd} = 42,848 \text{ кН,}$$

то устанавливать поперечную арматуру по расчету не требуется. При высоте сечения плит до 300 мм и соблюдении условий прочности на действие поперечной силы допускается устанавливать конструктивную арматуру. Конструктивно устанавливаются сетки в верхней и нижней полках в приопорных зонах и посередине проле-

та. Каркасы устанавливаются конструктивно в продольных ребрах между пустотами (см. рис. 2.4).

### 3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ

Ригели для пролетов  $l < 9$  м выполняют как предварительно напряженными, так и без предварительного напряжения, а для пролетов  $l = 9-12$  м – только с предварительным напряжением арматуры. Класс бетона принимается в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации ([1, табл. 5.3]) –  $C^{12}/_{15}-C^{25}/_{30}$ , напрягаемая арматура применяется классов S540–S1400 (стержни, высокопрочная проволока, арматурные канаты); ненапрягаемая – классов S400 и S500 (стержневая и проволочная).

Поперечное сечение ригелей проектируется прямоугольным или тавровым. Ригель таврового сечения с консольными полками у нижней грани позволяет снизить строительную высоту перекрытия за счет опирания панелей на эту полку. Высота сечения ригеля составляет ( $1/_{10} \dots 1/_{15}$ ) пролета, ширина – обычно не более 300 мм; боковым граням придается небольшой технологический уклон для облегчения распалубки. Рабочая ненапрягаемая арматура ригеля объединяется в два-три сварных плоских каркаса.

#### Пример 3

Запроектировать ригель междуэтажного перекрытия при следующих данных: сетка колонн  $6,9 \times 6,6$  м (рис. 3.1), нормативная полезная нагрузка на перекрытие 4 кПа, класс среды по условиям эксплуатации ХС1.

#### *Исходные данные для проектирования*

Исходя из класса среды по условиям эксплуатации ХС1, принимаем для ригеля бетон класса  $C^{25}/_{30}$ :

– нормативное сопротивление бетона осевому сжатию  $f_{ck} = 25$  МПа;

– расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа};$$

– нормативное сопротивление бетона растяжению  $f_{ctk} = 1,8$  МПа;

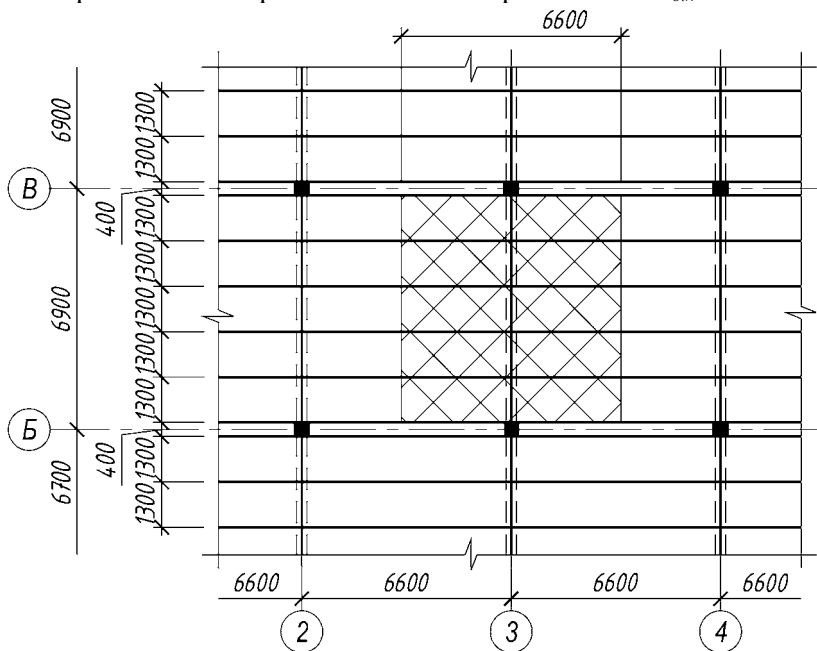


Рис. 3.1. К определению грузовой площади ригеля

– расчетное сопротивление бетона растяжению

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа};$$

– средняя прочность бетона на осевое растяжение  $f_{ctm} = 2,6$  МПа;

– модуль упругости бетона

$$E_{cm} = 35 \cdot 0,9 = 31,5 \text{ ГПа.}$$

Для армирования ригеля принимаем продольную арматуру класса S500:

– нормативное сопротивление арматуры растяжению  $f_{yk} = 500$  МПа;

– расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,2} \approx 417 \text{ МПа} \text{ – для арматуры диаметром 25 мм и}$$

более;

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа} \text{ – для арматуры диаметром 6–22 мм;}$$

– модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа.

Поперечное армирование выполняем из арматуры класса S240:

– нормативное сопротивление арматуры растяжению  $f_{yk} = 240$  МПа;

– расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{240}{1,1} = 218 \text{ МПа;}$$

– расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению

$$f_{ywd} = f_{yd} \cdot \gamma_{s1} = 218 \cdot 0,8 \approx 174 \text{ МПа.}$$

*Определение погонной нагрузки (нагрузки на 1 м длины ригеля)*

Нагрузка на 1 м длины ригеля складывается из нагрузки от перекрытия и собственного веса ригеля.

От перекрытия

Сбор нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия – см. табл. 2.1 (расчет плиты перекрытия).

Расчетная постоянная нагрузка на ригель от перекрытия

$$g_{d, \text{перекр}} = g_{1d} \cdot l = 4,768 \cdot 6,6 = 31,469 \text{ кН/м,}$$

где  $l = 6,6$  м – ширина грузовой площади ригеля (номинальная длина плиты) (см. рис. 3.1).

Расчетная переменная нагрузка на ригель от перекрытия составит

$$q_{d, \text{перекр}} = q_{ld} \cdot l = 5,7 \cdot 6,6 = 37,62 \text{ кН/м.}$$

От собственного веса ригеля

Высота ригеля назначается в пределах

$$h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) L - b_{col} = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) 6900 - 400 = 650 - 430 \text{ мм.}$$

Принимаем высоту сечения ригеля 450 мм (рис. 3.2).

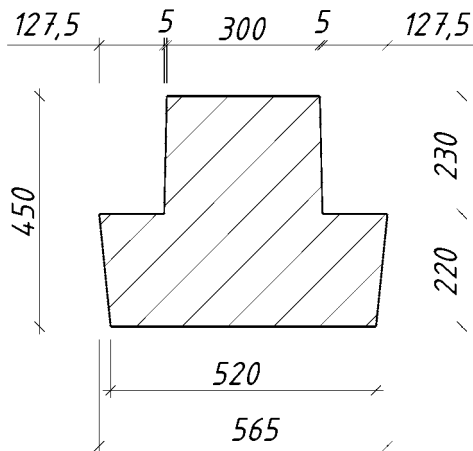


Рис. 3.2. Поперечное сечение ригеля

Расчетная нагрузка от собственного веса 1 м ригеля составит

$$\begin{aligned} g_{d, \text{риг}} &= A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot l \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = \\ &= 0,1895 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 6,08 \text{ кН/м,} \end{aligned}$$

где



$$A_{\text{риг}} = \frac{0,565 + 0,52}{2} \cdot 0,22 + \frac{0,30 + 0,31}{2} \cdot 0,23 = 0,1895 \text{ м}^2$$

– площадь поперечного сечения ригеля;

$\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  – объемный вес железобетона;

$l = 1 \text{ м}$  – длина;

$\gamma_F = 1,35$  – коэффициент безопасности по нагрузке для собственного веса;

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по назначению (СНиП 2.01.07–85).

Полная постоянная расчетная нагрузка на 1 погонный метр ригеля

$$g_d = g_{d,\text{перекр}} + g_{d,\text{риг}} = 31,469 + 6,08 = 37,549 \text{ кН/м.}$$

В соответствии с п. А4 [1] при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы расчетные значения постоянных и переменных нагрузок следует объединять в два комбинационных сочетания ([1, формулы (А4) и (А5)]):

– первое основное сочетание

$$\rho = g + \psi_0 \cdot q,$$

– второе основное сочетание

$$\rho = \xi \cdot g + q,$$

где  $\psi_0$  – коэффициент сочетания переменных нагрузок, принимаемый по табл. А1 [2] (для полезной нагрузки равен 0,7);

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

Определяем:

– первое основное сочетание:

$$\rho = g + \psi_0 \cdot q = 37,549 + 0,7 \cdot 37,62 = 63,883 \text{ кН/м;}$$

– второе основное сочетание:

$$p = \xi \cdot g + q = 0,85 \cdot 37,549 + 37,62 = 69,537 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов выбираем *второе* сочетание, как наиболее неблагоприятное.

*Усилия от действия погонной нагрузки*

Определяем конструктивную и расчетную длину ригеля (рис. 3.3):

$$l_k = 6900 - 200 \cdot 2 - 20 \cdot 2 = 6460 \text{ мм};$$

$$l_0 = 6460 - \frac{150 - 20}{2} \cdot 2 = 6330 \text{ мм.}$$

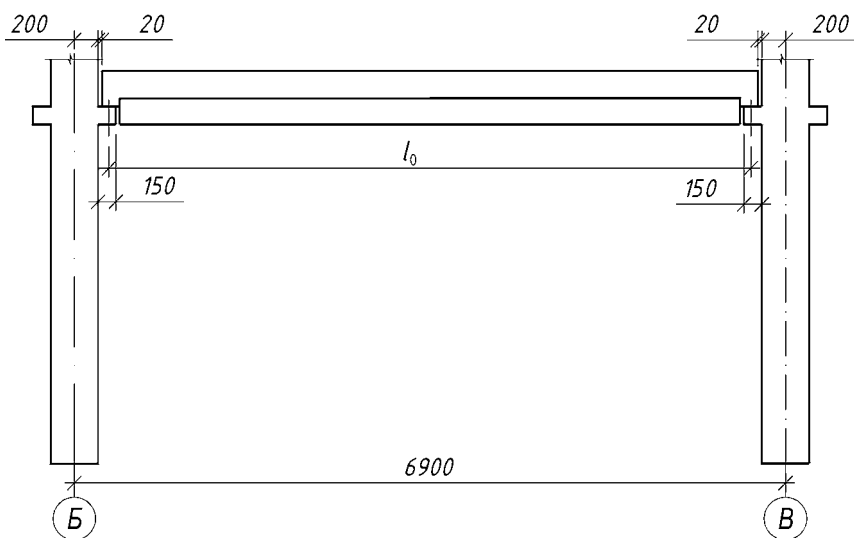


Рис. 3.3. Определение расчетного пролета ригеля

Разрезной ригель рассматривается как однопролетная статически определимая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3.4).

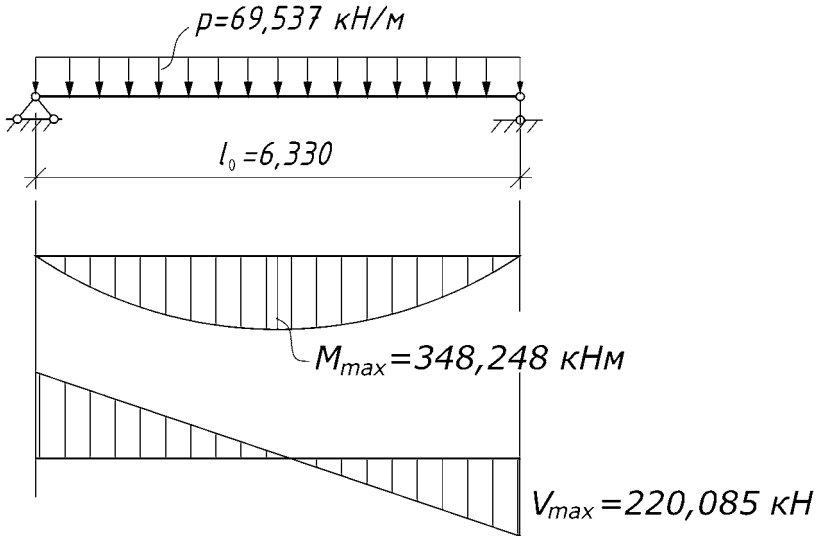


Рис. 3.4. Расчетная схема ригеля

Максимальный изгибающий момент в середине пролета и максимальная поперечная сила на опоре от действия расчетных нагрузок составят:

$$M_{Sd}^{\max} = \frac{p \cdot l_0^2}{8} = \frac{69,537 \cdot 6,33^2}{8} = 348,284 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Sd}^{\max} = \frac{p \cdot l_0}{2} = \frac{69,537 \cdot 6,33}{2} = 220,085 \text{ кН}.$$

*Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси*

При расчете ригеля его сечение рассматривается как прямоугольное, с размерами

$$b \times h = 300 \times 450 \text{ мм}.$$

Площадь сечения консольных свесов в расчет не вводится, так как они расположены в растянутой зоне бетона.

Предварительно условно принимаем продольную рабочую арматуру  $\varnothing 25$  класса S500.

Тогда рабочая высота сечения ригеля

$$d = h - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм}.$$

где  $c = 50$  мм – расстояние от растянутой грани сечения ригеля до центра тяжести растянутой арматуры.

Определяем коэффициенты:

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717,$$

где  $k_c = 0,85$  – коэффициент для тяжелого бетона;

$\sigma_{s,lim} = f_{yd} = 417$  МПа – напряжение в растянутой арматуре;

$\sigma_{sc,u} = 500$  МПа – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения.

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{417}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,556.$$

Предельное значение относительного момента сжатой зоны бетона

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2}\right) = 0,556 \cdot \left(1 - \frac{0,556}{2}\right) = 0,401.$$

Далее находим относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{348,284 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2} = 0,435,$$

где  $M_{Sd} = 348,284$  кН·м – изгибающий момент от действия принятого сочетания расчетных нагрузок;

$\alpha = 1,0$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки.

Так как  $\alpha_m = 0,435 > \alpha_{m,lim} = 0,401$ , несущей способности сжатой зоны бетона недостаточно и необходима установка сжатой арматуры.

Если  $\alpha > 0,5$ , то рекомендуется повысить класс бетона на одну ступень и повторить расчет, начиная с определения коэффициента  $\omega$ .

Основные расчетные формулы (рис. 3.5):

$$\begin{cases} M_{Sd} \leq M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (1 - 0,5 \cdot x) + \sigma_{sc} \cdot A_{s2} \cdot d - q_1, & (3.1) \\ \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{sc} \cdot A_{s2}, & (3.2) \\ \xi \leq \xi_{lim}. \end{cases}$$

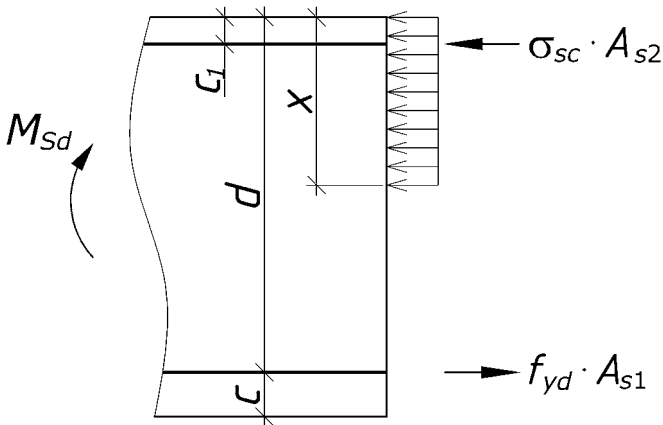


Рис. 3.5. Расчетная схема сечения с двойным армированием

Приняв  $\xi = \xi_{\text{lim}}$ ,  $X = \xi_{\text{lim}} \cdot d$ ,  $\sigma_{sc} = f_{yd}$  и  $\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}})$ , из выражения (3.1) определяем требуемую площадь сечения продольной арматуры сжатой зоны:

$$A_{s2} = \frac{M_{sd} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_{m,\text{lim}}}{f_{yd} \cdot d - c_1} =$$

$$= \frac{348,284 \cdot 10^6 - 1,0 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400^2 \cdot 0,401}{435 \cdot 400 - 30} = 170,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø12 класса S500 ( $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ ).

Из выражения (3.2) определяем площадь сечения продольной рабочей арматуры:

$$A_{s1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi_{\text{lim}} + f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1,0 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 0,556 + 435 \cdot 226}{417} = 2903 \text{ мм}^2.$$

Определим коэффициент армирования:

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{2903}{300 \cdot 400} = 0,024.$$

Определяем минимальный процент армирования ([1, табл. 11.1]):

$$\rho_{\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \% \\ 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \% \end{array} \right.$$

Условие  $\rho = 2,4 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$  выполняется, следовательно, армирование устанавливается по расчету.

Окончательно в качестве рабочей арматуры принимаем  $4\emptyset 32$  класса S500 ( $A_{s1} = 3217 \text{ мм}^2$ ).

*Расчет прочности ригеля на действие поперечной силы по наклонной полосе между трещинами*

Условие прочности имеет вид:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max}$$

где  $V_{Sd} = 220,085 \text{ кН}$  – расчетная поперечная сила от действия полных нагрузок.

Предварительно условно принимаем поперечную арматуру  $2\emptyset 8$  класса S240 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) с шагом  $s_1 = 100 \text{ мм}$  на приопорном участке ригеля длиной

$$0,25 \cdot l_0 = 0,25 \cdot 6,33 = 1,583 \text{ м}$$

при высоте элемента  $450 \text{ мм}$ .

$$s_1 = 100 \text{ мм} \leq \begin{cases} 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 150 \text{ мм}. \end{cases}$$

Проверяем прочность бетона по наклонной полосе между трещинами от действия главных сжимающих напряжений:

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d,$$

где  $\eta_{wl}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, и определяемый по формуле:

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,35 \cdot 0,0034 = 1,108 < 1,3,$$

здесь  $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{31,5 \cdot 10^3} = 6,35$  – коэффициент приведения

арматуры к бетону

$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_1} = \frac{101}{300 \cdot 100} = 0,0034$  – коэффициент поперечного арми-

рования;

$\eta_{c1}$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 16,67 = 0,833.$$

Здесь  $\beta_4 = 0,01$ .

Таким образом, получаем

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 1,108 \cdot 0,833 \cdot 1,0 \cdot 16,67 \cdot 300 \cdot 400 = 553889 \text{ Н} = 553,89 \text{ кН.}$$

$$V_{Sd,max} = 220,085 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 553,89 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность ригеля по наклонной полосе обеспечена.

### *Проверка необходимости установки поперечной арматуры*

Проверка необходимости установки расчетной поперечной арматуры (прочность ребра на срез) выполняется согласно п. 7.2.1.1 [1].

Расчетная поперечная сила  $V_{Rd,ct}$ , воспринимаемая бетонным сечением ребра плиты без поперечной арматуры:

$$V_{Rd,ct} = 0,12k \cdot 100\rho_l \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d,$$



где  $b_w$  – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad d - \text{в мм};$$

$$\rho_l = \frac{A_{s_l}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 - \text{коэффициент продольного армирования},$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,707 < 2, \text{ принимаем } k = 1,707.$$

$$\rho_l = \frac{A_{s_l}}{b_w \cdot d} = \frac{3217}{300 \cdot 400} = 0,027 > 0,02, \text{ принимаем } \rho_l = 0,02.$$

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 400 = 57600 \text{ Н} = 57,6 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= 0,12 \cdot 1,707 \cdot 100 \cdot 0,02 \cdot 25^{1/3} \cdot 300 \cdot 400 = \\ &= 90556 \text{ Н} > V_{Rd,ct,min} = 90,56 \text{ Н}. \end{aligned}$$

Принимаем  $V_{Rd,ct} = 90,56 \text{ кН}$ .

Поскольку

$$V_{Rd,ct} = 90,56 \text{ кН} < V_{Sd} = 220,085 \text{ кН},$$

поперечная арматура устанавливается по расчету.

*Расчет прочности наклонного сечения ригеля на действие поперечной силы*

Расчет железобетонного ригеля на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd},$$

где  $V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины:

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{l_{inc,cr}},$$

где  $\eta_{c2} = 2,0$  – для тяжелых бетонов;

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5 \quad \text{– коэффициент, учитывающий}$$

влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах. Так как полки ригеля находятся в растянутой зоне, то  $\eta_f = 0$ ;

$$\eta_N = 0,1 \cdot \frac{N_{Sd}}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} \leq 0,5 \quad \text{– коэффициент, учитывающий влияние}$$

продольных сил. Так как  $N_{Sd} = 0$ , то  $\eta_N = 0$ .

Длина наиболее опасной наклонной трещины приравнивается длине проекции опасного наклонного сечения на продольную ось элемента и определяется по формуле

$$l_{inc,cr} = l_{inc} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{v_{sw}}} \leq 2 \cdot d,$$

где  $v_{sw}$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s_1} = \frac{101 \cdot 174}{100} = 175,74 \text{ Н/пог.мм.}$$

Здесь  $A_{sw}$  – площадь всех поперечных стержней в рассматриваемом сечении.

Тогда

$$l_{inc,cr} = l_{inc} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot (1+0+0) \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 400^2}{175,74}} =$$

$$= 810 \text{ мм} > 2 \cdot 400 = 800 \text{ мм}.$$

Принимаем  $l_{inc,cr} = 800 \text{ мм}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая сжатым бетоном

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot \alpha \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{l_{inc}} =$$

$$= \frac{2 \cdot 1 + 0 + 0 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 400^2}{810} = 142222 \text{ Н} = 142,22 \text{ кН}$$

Суммарная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = 175,7 \cdot 800 = 140560 \text{ Н} = 140,56 \text{ кН}.$$

Таким образом, получаем

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} = 142,22 + 140,56 = 282,78 \text{ кН} > V_{Sd} = 220,085 \text{ кН}.$$

Условие прочности соблюдается, следовательно, прочность наклонного сечения ригеля на действие поперечной силы обеспечена.

Окончательно принимаем поперечное армирование ригеля в виде  $2\varnothing 8$  класса S240 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) с шагом хомутов на приопорном участке длиной

$$0,25 \cdot l_0 = 0,25 \cdot 6,33 = 1,583 \text{ м},$$

$s_1 = 100 \text{ мм}$  и с шагом в середине пролета (рис. 3.6)

$$s_2 = 300 \text{ мм} < \begin{cases} 0,75 \cdot h = 0,75 \cdot 450 = 337,5 \text{ мм}, \\ 500 \text{ мм}. \end{cases}$$

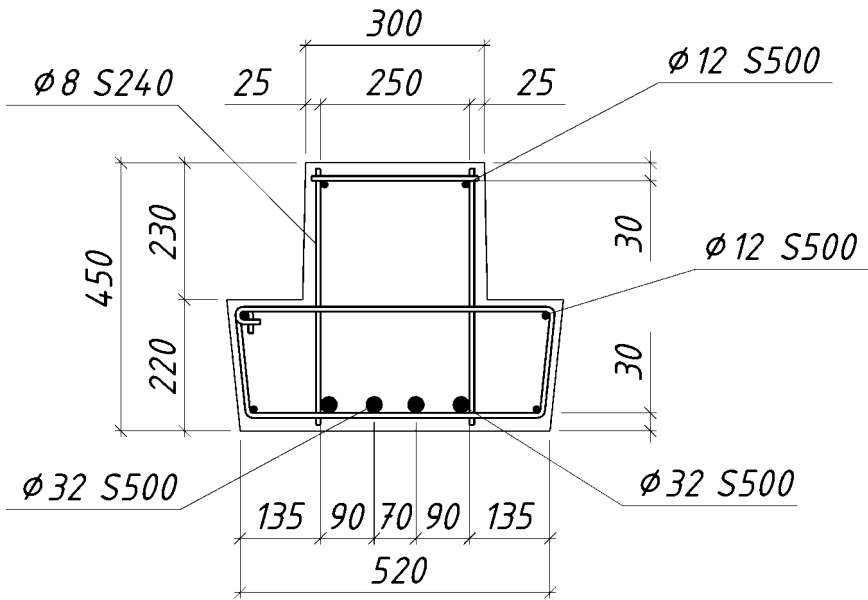


Рис. 3.6. Армирование поперечного сечения ригеля

#### 4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

Обычно применяются колонны многоэтажных производственных зданий консольного типа высотой в один или два и более этажа, прямоугольного сечения размерами 300 × 300, 400 × 400 или 400 × 600 мм. Как правило, по этажам сечение колонн остается постоянным, меняется лишь армирование или класс бетона, чем достигается типизация колонн, ригелей и узлов сопряжений. Минимальный класс бетона для колонн –  $C^{12}/_{15}$ , а для сильно нагруженных – не ниже  $C^{20}/_{25}$ . Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 16 мм из стали классов S400 или S500 и поперечными стержнями (или хомутами) из стали классов S240, S400 и S500. Стык колонн располагается на высоте 600–800 мм от уровня пола (для удобства выполнения работ) и осуществляется путем ванной сварки выпусков продольной рабочей арматуры с последующим омоноличиванием бетоном на мелком щебне. Концы колонн усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки при монтаже).

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

– размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость  $\lambda = l_0/i$  в любом направлении не превышала 120;

– минимальная площадь сечения продольной арматуры  $A_{s,tot}$  принимается по [1, п. 11.2.2, табл. 11.1].

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100\% \geq \rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}, \text{ но не менее } \rho_{\lambda},$$

где  $\rho_{\lambda} = \frac{27 + l_0/i}{440}$ , принимаемый не менее 0,10 и не более 0,25.

Содержание арматуры должно быть не более 5 % (при этом в случае когда  $\rho > 3$  %, в расчетах площадь, занимаемая арматурой, исключается из площади бетона элемента). Если окажется, что условие

$$\rho_{\min} \% < \rho \% \leq \rho_{\max} = 5 \%$$

не удовлетворяется, то размеры сечения изменяют и расчет повторяют.

Толщина защитного слоя бетона принимается по табл. 11.4 [1] и должна быть не менее диаметра продольной арматуры.

Расстояние между вертикальными стержнями арматуры в свету должно быть не менее 25 и не более 400 мм.

Для предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями принимают не более:

а) на участках (длиной  $l_{bd}$ ) стыковки без сварки продольной рабочей арматуры –  $10\varnothing$ ;

б) если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры  $A_{s,tot}$  по расчету более 3 %, –  $10\varnothing$  и не более 300 мм;

в) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету:

– при  $f_{yd} \leq 400$  Н/мм<sup>2</sup> – не более 500 мм и не более  $15\varnothing$  и  $20\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно;

– при  $f_{yd} > 400$  Н/мм<sup>2</sup> – не более 400 мм и не более  $12\varnothing$  и  $15\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно.

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

– в вязаных каркасах – не менее  $0,25\varnothing$  рабочей арматуры и не более 12 мм;

– сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14 мм.

При диаметре продольных стержней 14–20 мм обычно диаметр поперечных стержней в сварных каркасах принимают 5–6 мм, при диаметре 22–25 мм – 8 мм, при диаметре 28–32 мм – 10 мм. Диаметр хомутов в вязаных каркасах должен быть не менее 5 мм и не менее  $0,25\varnothing$ , где  $\varnothing$  – наибольший диаметр продольных стержней. Обычно принимают хомуты из стержневой арматуры класса S240 диаметром 6–8 мм.

Под действием на здание нагрузок от покрытия и перекрытий в колоннах возникают продольные силы и изгибающие моменты от неравномерного распределения переменной нагрузки на перекрытие, расположенное над рассчитываемой колонной.

#### Пример 4

Запроектировать сборную колонну 5-этажного здания (по данным примеров 1 и 2). Высота этажа – 3,7 м.

##### *Определение нагрузок на колонну 1-го этажа*

Нагрузки на колонну складываются из постоянной (от собственной массы колонны, конструкций покрытия и перекрытий) и переменной (снеговой и полезной) нагрузок.

Расчетное значение нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия от его собственного веса составляет (см. табл. 2.1) 4,768 кН/м<sup>2</sup>.

Расчетное значение нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия от его собственного веса (см. рис. 4.1 и табл. 4.1) – 4,021 кН/м<sup>2</sup>.



Рис. 4.1. Состав кровли

Расчетное значение нагрузки на колонну от собственного веса ригеля составляет

$$G_{\text{риг}} = 6,08 \cdot 6,9 = 41,952 \text{ кН.}$$

Таблица 4.1

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  покрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, $\text{кН/м}^2$	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, $\text{кН/м}^2$
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Два слоя изолирующего материала «Кровляэласт»	0,14	1,35	0,95	0,180
2	Утеплитель – пенополистирол плитный, $\delta = 100 \text{ мм}$ ( $\rho = 35 \text{ кг/м}^3$ ), $1 \times 1 \times 0,10 \times 0,035$	0,035	1,35	0,95	0,045
3	Выравнивающий слой из керамзитобетона, $\delta = 20 \text{ мм}$ ( $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$ ), $1 \times 1 \times 0,02 \times 8$	0,16	1,35	0,95	0,205
4	Один слой клеечной пароизоляции, $\delta = 3 \text{ мм}$ ( $m = 5 \text{ кг/м}^2$ ), $1 \times 1 \times 0,005$	0,05	1,35	0,95	0,064
5	Сборные железобетонные пустотные плиты покрытия	2,75	1,35	0,95	3,527
Итого		$g_k = 3,135$			$g_d = 4,021$
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Снеговая (г. Минск)	$q_k = 1,2$	1,5	0,95	$q_d = 1,71$

Грузовая площадь колонны (рис. 4.2)

$$A_{\text{грузов}} = 6,90 \cdot 6,6 = 45,54 \text{ м}^2.$$

Сосредоточенные нагрузки на колонну

$$G_{\text{покрыт}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{грузов}} + G_{\text{риг}} = 4,021 \cdot 45,54 + 41,952 = 225,068 \text{ кН;}$$

$$Q_{\text{покрыт}} = q_{\text{покрыт}} \cdot A_{\text{грузов}} = 1,71 \cdot 45,54 = 77,87 \text{ кН;}$$



$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{грузов}} + G_{\text{риг}} = 4,768 \cdot 45,54 + 41,952 = 259,087 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{перекрыт}} = q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{грузов}} = 5,7 \cdot 45,54 = 259,578 \text{ кН}.$$

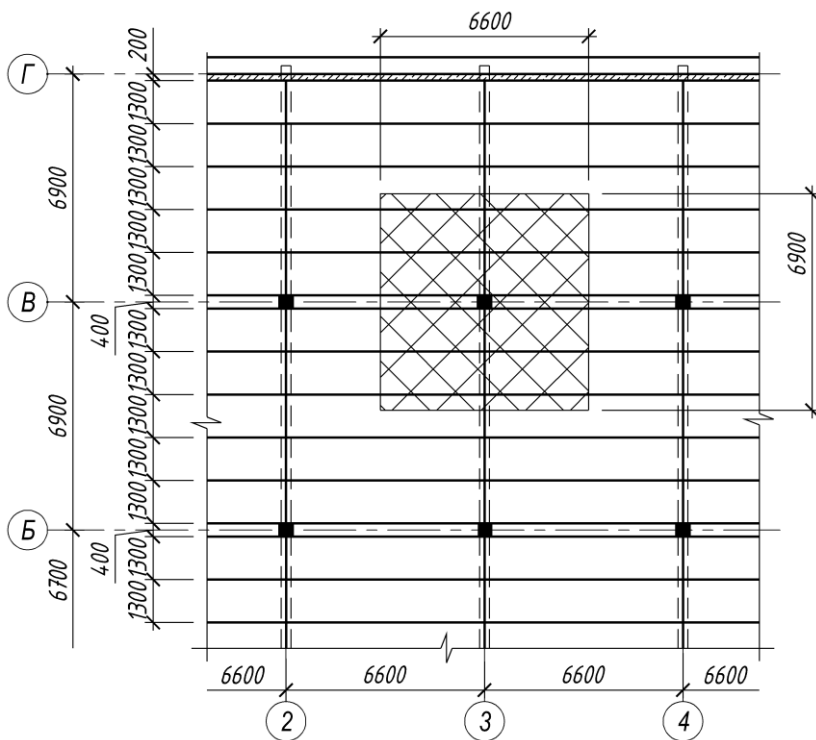


Рис. 4.2. К определению грузовой площади колонны

Собственный вес колонны в пределах одного этажа

$$G_{\text{col}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,7 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 18,981 \text{ кН}.$$

Определим усилия в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок:

$$G_1 = G_{\text{покрыт}} + n-1 \cdot G_{\text{перекрыт}} + n \cdot G_{\text{col}} =$$

$$= 225,068 + (5-1) \cdot 259,087 + 5 \cdot 18,981 = 1356,231 \text{ кН};$$

– от переменных нагрузок:

$$Q_1 = (n-1) \cdot Q_{\text{перекрыт}} = (5-1) \cdot 259,578 = 1038,312 \text{ кН};$$

$$Q_2 = Q_{\text{покрыт}} = 77,87 \text{ кН.}$$

Составим расчетные сочетания усилий:

– 1-е основное сочетание

$$N_{Sd} = G_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_i = 1356,231 + 0,7 \times$$

$$\times 1038,312 + 77,87 = 2137,56 \text{ кН};$$

– 2-е основное сочетание

$$N_{Sd} = \xi \cdot G_1 + Q_1 + \sum \psi_{0,2} \cdot Q_2 =$$

$$= 0,85 \cdot 1356,231 + 1038,312 + 0,7 \cdot 77,87 = 2245,62 \text{ кН.}$$

Для дальнейших расчетов принимаем *второе* сочетание, как наиболее неблагоприятное.

Практически постоянную часть переменной нагрузки определяем путем умножения полной величины переменной нагрузки на коэффициент сочетания  $\psi_2$  (зависит от вида нагрузки), определяемый по табл. А1 прил. А СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции»:

$$Q_{1l} = Q_1 \cdot \psi_2 = 1035,312 \cdot 0,35 = 363,409 \text{ кН};$$

$$Q_{2l} = Q_2 \cdot \psi_2 = 77,87 \cdot 0,3 = 23,36 \text{ кН.}$$

Составим практически постоянное расчетное сочетание:

$$N_{Sd,It} = \xi \cdot G_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i = 0,85 \cdot 1356,231 + 363,409 + 23,36 = 1539,57 \text{ кН.}$$

Таким образом, получаем окончательно

$$N_{Sd} = 2245,62 \text{ кН} - \text{полная величина;}$$

$$N_{Sd,It} = 1539,57 \text{ кН} - \text{практически постоянная часть.}$$

*Расчет продольного армирования колонны*

Расчетную длину колонны 1-го этажа определяем по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где  $\beta$  – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки; при шарнирном опирании сборных перекрытий  $\beta = 1$ ;

$l_{col}$  – геометрическая длина колонны:

$$l_{col} = H_{эт} + 150 = 3700 + 150 = 3850 \text{ мм,}$$

где  $H_{эт} = 3,7 \text{ м}$  – высота этажа по заданию на курсовое проектирование;

150 – отметка верхнего обреза фундамента.

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \max \begin{cases} e_a = \frac{l_{col}}{600} = \frac{3850}{600} = 6,42 \text{ мм,} \\ e_a = 20 \text{ мм,} \\ e_a = \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,33 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем  $e_a = 20 \text{ мм}$ .

Гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{400}{\sqrt{12}} = 115,47 \text{ мм};$$

$$l_i = \frac{l_0}{i} = \frac{3840}{115,47} = 33,34 > 14, \text{ следовательно, необходимо учиты-}$$

вать влияние продольного изгиба.

Эффективная расчетная длина

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{It}},$$

$$k_{It} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sd,It}}{N_{Sd}} \cdot \Psi_{\infty, t_0} = 1 + 0,5 \cdot \frac{1539,57}{2245,62} \cdot 2,0 = 1,686,$$

здесь  $\Psi_{\infty, t_0}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый для конструкций, нагружаемых в возрасте не менее 28 суток, равным 2,0 ([1, п. 7.1.2.16]).

$$l_{eff} = 3850 \cdot \sqrt{1,686} = 4999 \text{ мм}.$$

Гибкость колонны  $\lambda$ , выраженная через  $h$ :

$$\lambda_h = \frac{4999}{400} = 12,498.$$

Относительный эксцентриситет приложения нагрузки

$$\delta_e = \frac{e_a}{h} = \frac{20}{400} = 0,05.$$

Величина коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  по табл. 7.2 СНБ 5.03.01–2002 [1] при  $\lambda_h = 12,498$  и  $\frac{e_a}{h} = 0,05$  по линейной интерполяции составит  $\varphi = 0,858$ .

Принимаем бетон класса  $C^{20}/_{25}$ .

Расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление арматуры растяжению составит

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Из условия прочности элементов, сжатых со случайным эксцентриситетом ([1, п. 7.1.2.17]):

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{yd} \dots$$

площадь продольной арматуры, требуемая по расчету:

$$A_{s,tot} = \frac{\left( \frac{N_{Sd}}{\varphi} - f_{cd} \cdot A_c \right)}{f_{yd}} = \frac{\left( \frac{2245,62 \cdot 10^3}{0,858} - 13,33 \cdot 400 \cdot 400 \right)}{435} = 1113,7 \text{ мм}^2.$$

Для армирования колонны принимаем арматуру в виде  $4\emptyset 20$  класса S500 ( $A_{s,prov} = 1256 \text{ мм}^2$ ).

Коэффициент продольного армирования колонны ([1, табл. 11.1 ])

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100 \% = \frac{1114 \cdot 100 \%}{400 \cdot 400} = 0,696 \% > \max \begin{cases} \rho_{\min} = 0,323 \% ; \\ \rho_{\lambda} = 0,13 \% , \end{cases}$$

$$\text{где } \rho_{\min} \% = 2 \cdot \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot h} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 2845,62 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 400} = 0,323 \% ;$$

$$0,10 \% \leq \rho_{\lambda} \% = \frac{27 + l_0/i}{440} = \frac{27 + 3850/115,47}{440} = 0,13 \% \leq 0,25 \% .$$

*Расчет длины анкеровки продольной арматуры в фундаменте*

Расчетная длина анкеровки ненапрягаемых стержней определяется по формуле [1, п. 11.2.32]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  – коэффициенты условий анкеровки, принимаемые по табл.11.6 [1];

$A_{s,req} = 1114 \text{ мм}^2$  – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov} = 1256 \text{ мм}^2$  – принятая площадь продольной арматуры;

$l_b$  – базовая длина анкеровки:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

$f_{bd}$  – предельное напряжение по контакту арматуры с бетоном;

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

здесь  $\eta_1, \eta_2, \eta_3$  – коэффициенты условий анкеровки;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,005}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа} \text{ – расчетное сопротивление бетона}$$

растяжению;

$$f_{bd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot 1,0 = 1,575 \text{ МПа};$$

$$l_b = \frac{20}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1381 \text{ мм.}$$

Расчетная длина анкеровки арматуры колонны

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1381 \cdot \frac{1114}{1256} \approx 857,4 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_b = 0,3 \cdot 1381 \approx 415 \text{ мм;} \\ 15\varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм;} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем  $l_{b,\min} = 415 \text{ мм.}$

Окончательно принимаем длину анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента 900 мм.

*Расчет поперечного армирования колонны*

Колонна армируется сварным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней 20 мм. Диаметр стержней поперечной арматуры в сварных каркасах должен быть не менее  $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 20 = 5 \text{ мм}$  и не более 14 мм (п. 11.2.28 СНБ [1]).

Шаг поперечных стержней (п. 11.2.24 СНБ)

$$s = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм,}$$

где  $\varnothing = 20 \text{ мм}$  – диаметр продольной рабочей арматуры.

Шаг поперечных стержней (хомутов) округляется в меньшую сторону и принимается кратным 5 см, тогда  $s = 300 \text{ мм.}$

Принимаем поперечную арматуру колонны в виде стержней  $\varnothing 8$  класса S240, установленных с шагом  $s = 300 \text{ мм}$  (рис. 4.3).

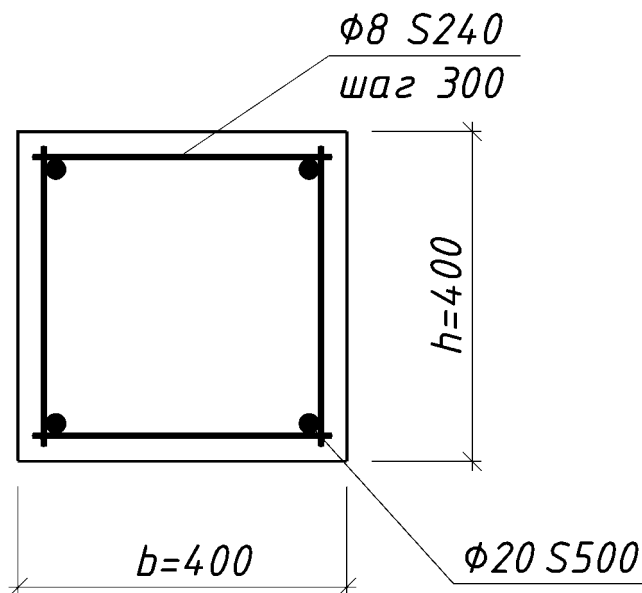


Рис. 4.3. Размещение арматуры в поперечном сечении колонны

### *Расчет консоли колонны*

В соответствии с номенклатурой консоль колонны принята прямоугольной размером  $h_k \times l_k = 150 \times 150$  мм. Ее арматура представляет собой две или три двутавровые балки составного сечения, поясами которых являются стержни, а стенки выполнены из листовой стали.

Из-за большого насыщения металлом консоль рассчитываем не как железобетонную, а как металлическую. Металлическая консоль – это консольная балка, работающая на изгиб. Ее расчет заключается в определении сечения поясов и стенок.

Так как стенки не сквозные и у граней колонн обрываются, в работе сечения они участвовать не будут и изгибающий момент в сечении будет восприниматься только продольными стержнями – полками.

Определяем момент, возникающий на консоли:



$$M_{Sd} = 1,25 \cdot V_{Sd} \cdot a_v = 1,25 \cdot 280,31 \cdot 0,085 = 29,783 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $V_{Sd}$  – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок

$$V_{Sd} = \frac{G_{\text{перекр}} + Q_{\text{перекр}} + G_{\text{риг}}}{2} =$$

$$= \frac{259,087 + 259,578 + 41,952}{2} = 280,31 \text{ кН};$$

$a_v$  – расстояние от точки приложения силы  $V_{Sd}$  до опорного сечения консоли;

$$a_v = \frac{l_k - a}{2} + a = \frac{150 - 20}{2} + 20 = 85 \text{ мм};$$

$a = 20$  мм – зазор между торцом ригеля и колонной.

Предварительно условно принимаем стержни 2Ø28 класса S400, тогда плечо внутренней пары сил

$$z = h_k - c_2 - \delta_{\text{пл}} - \varnothing = 150 - 30 - 20 - 28 \approx 70 \text{ мм},$$

где  $c_2 = 30$  мм – защитный слой бетона;

$\delta_{\text{пл}} = 20$  мм – толщина закладной пластины консоли.

Определяем требуемую площадь поясов:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{29,783 \cdot 10^6}{365 \cdot 70} = 1165,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø28 класса S400 ( $A_s = 1256 \text{ мм}^2$ ). Толщину листа для стенки принимаем конструктивно 6 мм. Между собой балки соединяют поверху закладными пластинами консоли, понизу – корытышками.

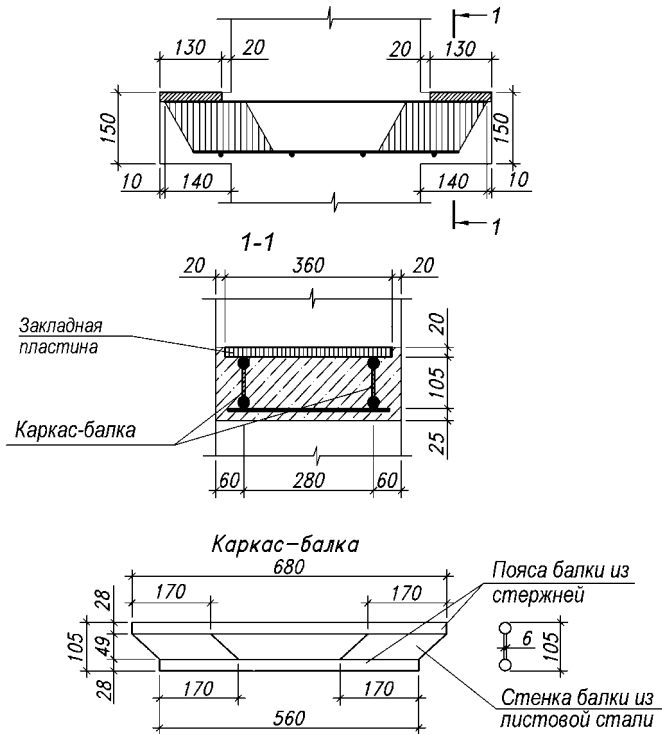


Рис. 4.4. Конструирование консоли

### Расчет стыка колонны

Наиболее целесообразным является стык колонны с ванной сваркой продольных стержней. Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонны в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки.

Размеры сечения подрезок назначаются в зависимости от диаметра продольной рабочей арматуры и из условия размещения медных форм. Так как диаметр стержней продольной рабочей арматуры колонны – 20 мм, принимаем размер подрезок в плане  $b_{\text{подр}} \times h_{\text{подр}} = 100 \times 100$  мм (рис. 4.5).

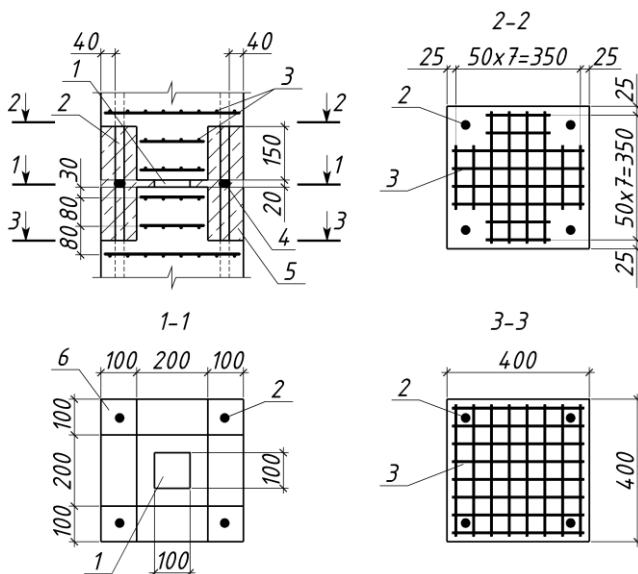


Рис. 4.5. К расчету стыка колонн:

- 1 – центрирующая прокладка; 2 – выпуски арматуры;  
 3 – сетки косвенного армирования; 4 – ванная сварка;  
 5 – бетон замоноличивания; 6 – подрезка

Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. После сварки стык замоноличивают под давлением.

Расчетное продольное усилие от действия полной нагрузки в зоне стыка определяют вычитая из полной нагрузки на колонну первого этажа нагрузку от перекрытия над первым этажом:

$$\begin{aligned}
 N_{Sd} &= N_{Sd} - G_{\text{перекр}} - Q_{\text{перекр}} = \\
 &= 2245,62 - 259,087 - 259,578 = 1726,955 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

Условие прочности стыка имеет вид

$$N_{Sd} \leq A_{c1} \cdot f_{cd} + A_{s,tot} \cdot f_{yd},$$

где  $A_{c1}$  – площадь бетонного сечения за вычетом площади подрезок:

$$A_{c1} = b_{col} \cdot h_{col} - 4 \cdot b_{подр} \cdot h_{подр} = 400 \cdot 400 - 4 \cdot 100 \cdot 100 = 120000 \text{ мм}^2;$$

$A_{s,tot} = 1256 \text{ мм}^2$  – суммарная площадь продольных стержней колонны.

Тогда получим

$$\begin{aligned} 1726,955 \text{ кН} &< 120000 \cdot 13,33 + 1256 \cdot 435 = \\ &= 7282978 \text{ Н} = 7282,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условие соблюдается, следовательно, прочность стыка обеспечена.

По конструктивным соображениям в зоне стыка колонн устанавливаем по три сетки косвенного армирования с шагом  $s = 80 \text{ мм}$ . Арматуру сеток принимаем  $\varnothing 6$  класса S400. Размер ячейки принимаем  $50 \times 50 \text{ мм}$ . Защитный слой у торца крайних стержней сетки с учетом того, что на значительной длине они находятся за бетоном замоноличивания, принят  $c = 10 \text{ мм}$ . При таком защитном слое расчетная длина длинных стержней сеток

$$l_{дл} = 400 - 2 \cdot 10 = 380 \text{ мм},$$

коротких

$$l_{кор} = 400 - 2 \cdot 100 - 2 \cdot 10 = 180 \text{ мм}.$$

Между звеньями колонн расположена армоцементная центрирующая прокладка размером  $100 \times 100 \times 20 \text{ мм}$ . В шве между торцами звеньев установлен хомут из арматуры  $\varnothing 8$  класса S400 (см. рис. 4.5).

## 5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

### 5.1. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов стаканного типа

Фундаменты воспринимают нагрузки от колонн и передают их на грунты основания. Проектируют их обычно столбчатыми под каждую колонну и лишь при слабых или резко неоднородных грунтах применяют ленточные.

Отдельные фундаменты под сборные колонны состоят из ступенчатой плитной части и подколонника со стаканом (рис. 5.1) либо только из плитной части, в которой и располагается стакан.

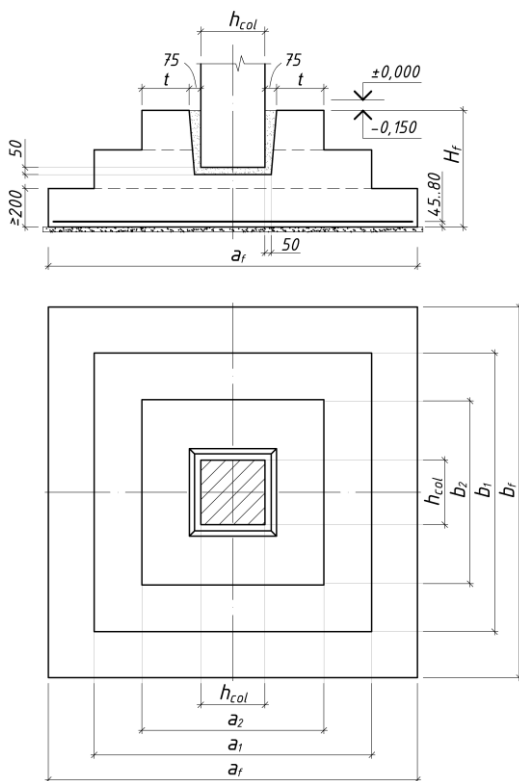


Рис. 5.1. Схема фундамента под колонну

Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой. Центральное нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане.

В фундаменте различают верхнюю поверхность (обрез) и подошву – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунтовое основание с меньшим удельным давлением. Расстояние между обрезом и подошвой составляет его высоту  $H_f$ .

Верх фундаментов под сборные колонны многоэтажных зданий рекомендуется принимать на отметке  $-0,150$  м.

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и глубины сезонного промерзания грунтов.

Основные размеры фундамента проверяются расчетом, а его полная высота  $H_f$ , кроме того, зависит от глубины заложения подошвы, требуемой глубины стакана для надежной заделки колонны и анкеровки ее продольной арматуры. Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты плитной части: при  $H_{pl} < 450$  мм – одна ступень; при  $450 \leq H_{pl} < 900$  мм – две ступени; при  $H_{pl} > 900$  мм – три ступени; высота ступеней кратна 150 мм.

Размеры в плане подошвы и ступеней принимают кратными 300 мм. Полную высоту фундамента и размеры в плане подколоники принимают кратными 100 мм.

Минимальная глубина заделки сборных центрально нагруженных колонн

$$h_d = \max h_{col}; l_{ba} .$$

Глубина стакана  $h_{gl}$  должна быть на 50 мм больше требуемой глубины заделки колонны, а толщина дна стакана – не менее 200 мм, тогда минимальная конструктивная высота фундамента под сборную колонну

$$H_{f,\min} = h_{gl} + 200 \text{ мм.}$$

Стенки стакана можно не армировать, если их толщина поверху  $t > 200$  мм и  $t > 0,75h_d$ .

Размеры подошвы фундамента назначают, рассчитывая основание по деформациям. Расчет выполняют на действие усилия  $N'_{Sd}$ , вычисленного при коэффициенте безопасности по нагрузке  $\gamma_F = 1,0$ .

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента не должно превышать величины его сопротивления  $R$ .

Расчетное давление  $p$  зависит от вида и состояния грунта, его принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм. Давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчете условно принимают, что давление распределено равномерно под подошвой фундамента.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют из расчета прочности по расчетному усилию  $N_{Sd}$ , передаваемому колонной и вычисленному при  $\gamma_F > 1,0$ .

Класс бетона для сборного железобетонного фундамента принимается в соответствии с требованиями [1] и не менее  $C^{16}/_{20}$ .

Сборные фундамента устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже  $C^8/_{10}$  и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S400 или S500 диаметром стержней не менее 12 и не более 18 мм и шагом 100–200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в сборном фундаменте при наличии бетонной подготовки 45 мм, а при ее отсутствии 80 мм.

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры классов S240, S400 или S500. Шаг стержней назначают:

- при  $f_{yd} \leq 400$  МПа (классы S240 и S400) – не более 500 мм и не более 15 $\emptyset$  и 20 $\emptyset$  в вязаных и сварных каркасах соответственно;
- при  $f_{yd} > 400$  МПа (класс S500) – не более 400 мм и не более 12 $\emptyset$  и 15 $\emptyset$  в вязанных и сварных каркасах соответственно.

## 5.2. Определение размеров подошвы фундамента

При определении размеров подошвы фундамента расчетные усилия при  $\gamma_F = 1,0$

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}},$$

где  $\gamma_{Fm} = 1,4$  – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента определяются из условия

$$A = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m \cdot H_f},$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;

$\rho_m$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать  $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$ );

$H_f$  – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундамента принимают квадратными в плане

$$a = b = \sqrt{A}.$$

Размеры подошвы сборного фундамента принимают кратными 300 мм.

Площадь подошвы фундамента принимают после установления конструктивного размера  $a_f$ :

$$A_f = a_f^2.$$

### 5.3. Определение высоты плитной части сборного фундамента

Высота плитной части сборного центрально нагруженного фундамента определяется исходя из обеспечения прочности по наклонному сечению и на продавливание подколонником плитной части фундамента (рис. 5.2).



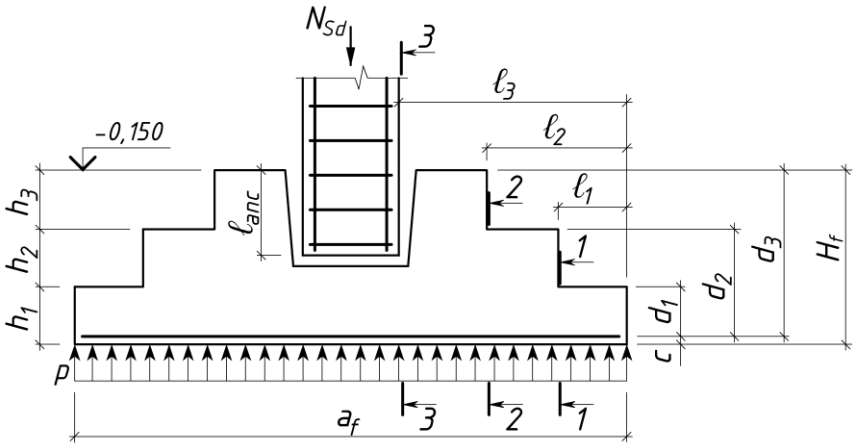


Рис. 5.2. Схема армирования фундамента

Реактивное давление грунта на подошву фундамента

$$\rho = \frac{N_{Sd}}{A_f}$$

Предварительно рабочая высота фундамента может быть назначена из условия

$$d_3 \geq 1,2 \cdot \frac{l_3}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}}$$

где  $\rho$  – расчетное давление грунта на подошву фундамента,  $\text{кН/м}^2$ .

Расстояние  $l_3$  от края колонны до края подошвы фундамента определяется по формуле

$$l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2}, \text{ м,}$$

где  $a_f$  – размер подошвы фундамента, м.

## Общая высота фундамента

$$H_f = d + c,$$

где  $c = c_{nom} + \emptyset$ ;

$c_{nom}$  – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Предварительно рабочая высота плитной части фундамента может быть назначена из условия

$$d_{pl} \geq 1,2 \cdot \frac{l_2}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}},$$

где  $\rho$  – расчетное давление грунта на подошву фундамента, кН/м<sup>2</sup>.

Вылет консоли плитной части фундамента

$$l_2 = \frac{a_f - h_{pl}}{2}, \text{ м,}$$

где  $a_f$  – размер подошвы фундамента, м.

Общая высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d + c,$$

где  $c = c_{nom} + \emptyset$ ;

$c_{nom}$  – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Ступени фундаментов выполняют высотой 300 или 450 мм. Рекомендуемая высота ступеней в зависимости от высоты плитной части фундамента приведена в табл. 5.1.

Таблица 5.1

Общая высота плитной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	$h_1$	$h_2$	$h_3$
300	300	–	–
450	450	–	–

Общая высота плитной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	$h_1$	$h_2$	$h_3$
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450

#### 5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта  $\rho$  ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента.

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов (рис. 5.3):

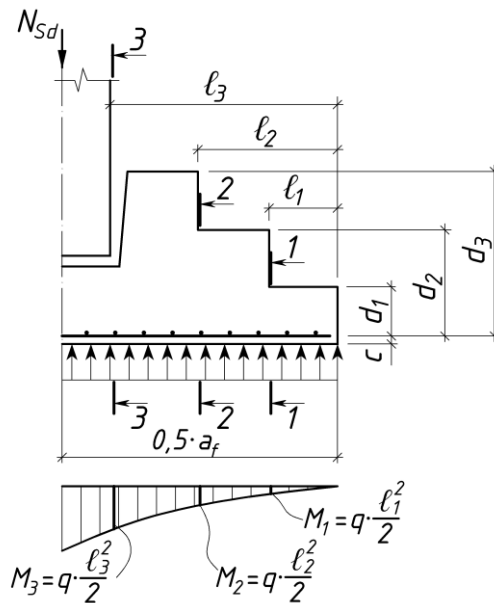


Рис. 5.3. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

$$\rho = \frac{A_{s,all}}{b_f \cdot d_1} > \rho_{\min} = 0,0013,$$

где  $A_{s,all}$  – площадь всей арматуры плитной части в одном из направлений;

$b_f = a_f$  – ширина плитной части фундамента;

$d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента, отнесенного к ширине фундамента, равной  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ , должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_{s,punch}}{b_w \cdot d_1} > \rho = 0,002,$$

где  $A_{s,punch}$  – площадь арматуры плитной части в пределах ширины фундамента, равной  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ ;

$b_w$  – ширина верхней ступени фундамента, но не более  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ ;

$d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента в пределах средней части его ширины, равной  $0,3a_f$ , должно выполняться условие

$$\rho \geq \frac{m_{Sd,x}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{\eta \cdot N_{Sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1^2},$$

где  $m_{Sd,x}$  – минимальный требуемый изгибающий момент, который должна воспринимать арматура, установленная на единицу ширины плиты;

$\eta$  – коэффициент, определяющий значения моментов, принимаемый по табл. 7.7 [1] равным 0,125;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры плитной части фундамента;

$d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента, в пределах его средней части шириной, равной  $0,3a_f$ ;

$N_{Sd}$  – расчетная нагрузка, передаваемая от колонны на фундамент.

### 5.5. Проверка прочности фундамента на продавливание

На продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента. Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточности толщины бетона фундаментной плиты для восприятия поперечной силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd}$$

где  $v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u}$  – погонная поперечная сила, действующая по длине критического периметра  $u$ ;

$\bar{\beta} = 1,0$  – при центральном нагружении фундамента;

$V_{Sd} = a_f^2 - A_{crt} \cdot \rho$  – продавливающая сила, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади;

$u = 4 \cdot h_{пк} + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d$  – длина критического периметра;

$A_{crt} = \pi \cdot 1,5 \cdot d^2 + 6 \cdot h_{пк} \cdot d + h_{пк}^2$  – критическая площадь;

$h_{пк}$  – размер поперечного сечения подколонника (рис. 5.4).

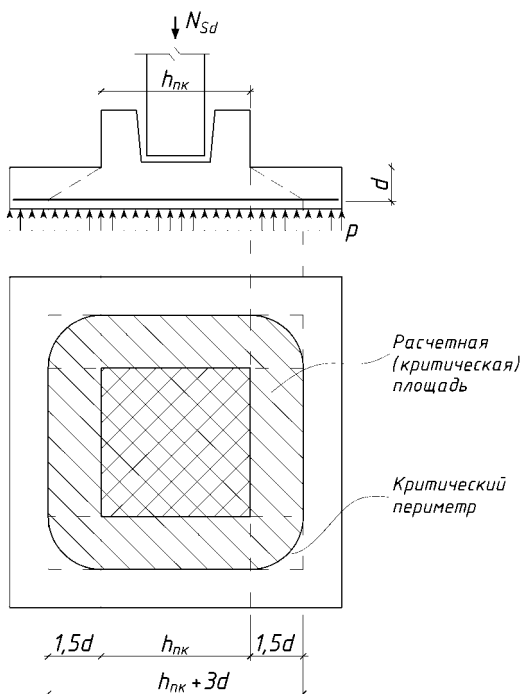


Рис. 5.4. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

$$v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck}} \cdot d,$$

но не менее

$$v_{Rd,ct,min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d -$$

погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ коэффициент, учитывающий влияние}$$

масштабного фактора, мм.

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $x$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной  $b_x = h_{nk} + 3d$ :

$$A_{sx} = \frac{A_{s1} \cdot b_x}{s}$$

Коэффициент продольного армирования в  $x$ -направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_{1,x}}$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $y$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной  $b_y = h_{\text{тк}} + 3d$ :

$$A_{sy} = \frac{A_{s1} \cdot b_y}{s}$$

Коэффициент продольного армирования в  $y$ -направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_{1,y}}$$

где  $A_{s1}$  – площадь сечения одного стержня;

$s$  – шаг стержней в сетке фундамента;

$d$  – рабочая высота сечения фундамента, принимаемая

$$d_{1,x} = d_{1,y} = d_1 \pm \frac{\varnothing}{2};$$

$\varnothing$  – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

$f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона;

$\rho_{ix}$ ,  $\rho_{iy}$  – коэффициенты продольного армирования в  $x$ -направлении

и  $y$ -направлении соответственно, рассчитанные для ширины плиты  $h_{\text{тк}} + 3d$ ;

$$\rho = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} \leq 0,02 \text{ – расчетный коэффициент армирования.}$$

Проверяется выполнение условия

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{U} \leq v_{Rd,ct} = \max \left( 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck}} \cdot d; 0,5 \cdot f_{ctk} \cdot d \dots \right)$$

Если условие не выполняется, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

### Пример 5

Запроектировать фундамент под центрально нагруженную колонну при следующих данных: сечение колонны  $400 \times 400$  мм, продольная арматура колонны  $4\varnothing 20$  класса S500, расчетное усилие, передаваемое колонной,  $N_{Sd} = 2245,62$  кН. Класс среды по условиям эксплуатации ХС1.

Бетон класса  $C^{20}/_{25}$ :

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа}; \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)};$$

$$f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)}.$$

Рабочая арматура класса S400:

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа}; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} \approx 365 \text{ МПа}.$$

Сопrotивление грунта основания  $R = 280$  кПа.

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Глубина сезонного промерзания грунта 1,25 м.

#### *Определение размеров подошвы фундамента*

При определении размеров подошвы фундамента расчетное усилие при  $\gamma_F = 1,0$



$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}} = \frac{2245}{1,4} = 1604 \text{ кН},$$

где  $\gamma_{Fm} = 1,4$  – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.  
Площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m \cdot H_f} = \frac{1604}{280 - 20 \cdot 1,8} = 6,574 \text{ м}^2,$$

где  $H_f = 1,8$  м – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундамента принимаются квадратными в плане:

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{6,582} = 2,565 \text{ м}.$$

Принимаем квадратный в плане фундамент со сторонами

$$a_f = b_f = 2,7 \text{ м}.$$

Площадь подошвы фундамента

$$A_f = a_f \cdot b_f = 2,7 \cdot 2,7 = 7,29 \text{ м}^2.$$

Расчетное давление грунта на подошву фундамента

$$\rho = \frac{N'_{Sd}}{A_f} = \frac{2245}{7,29} = 308 \text{ Н/м}^2 = 0,308 \text{ Н/мм}^2.$$

Расстояние от края колонны до края фундамента

$$l_3 = \frac{a_f - h_{col}}{2} = \frac{2,7 - 0,4}{2} = 1,15 \text{ м} = 1150 \text{ мм}.$$

Рабочая высота фундамента

$$d = 1,2 \cdot \frac{l}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}} = 1,2 \cdot \frac{1150}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{1,0}{0,308}} = 442 \text{ мм.}$$

Тогда полная высота фундамента должна быть не менее

$$H_f = d_f + c_{nom} + \varnothing = 442 + 80 + 20 = 542 \text{ мм.}$$

Требуемая длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента  $l_{bd}$  согласно расчету (см. пример 4) составляет 857 мм.

Тогда минимальная глубина заделки колонны в стакане

$$h_d = \max h_{col}; l_{bd} = \max 400; 857 \approx 900 \text{ мм.}$$

Глубину стакана  $h_{gl}$  принимаем равной 950 мм, т. е. на 50 мм больше требуемой глубины заделки колонны.

С учетом того что минимальная толщина дна стакана должна быть не менее 200 мм, конструктивная высота фундамента должна быть не менее

$$H_{f,min} = h_{gl} + 200 = 950 + 200 = 1150 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем полную высоту фундамента (кратной 100 мм) равной 1200 мм, что больше требуемой по условию прочности на продавливание (542 мм).

Назначаем размер толщины стенки стакана поверху равным 225 мм. Тогда с учетом величины зазора между стенкой стакана и гранью колонны (75 мм) размер подколонника фундамента составит

$$h_{пк} = h_{col} + 2 \cdot 225 + 75 = 400 + 2 \cdot 225 + 75 = 1000 \text{ мм.}$$

Вылет консоли плитной части фундамента

$$l_2 = \frac{a_f - h_{пк}}{2} = \frac{2,7 - 1,0}{2} = 0,85 \text{ м,}$$

где  $a_f$  – размер подошвы фундамента, м.

Рабочая высота плитной части фундамента

$$d_{pl} = 1,2 \cdot \frac{l_2}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}} = 1,2 \cdot \frac{850}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{1,0}{0,308}} = 327 \text{ мм},$$

где  $\rho$  – расчетное давление грунта на подошву фундамента, кН/м<sup>2</sup>.

Тогда общая высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d_{pl} + c_{nom} + \varnothing = 327 + 80 + 20 = 427 \text{ мм}.$$

Принимаем общую высоту плитной части  $h_{pl} = 0,45 \text{ м}$ .

Проектируем плитную часть, состоящую из одной ступени высотой 0,45 м.

*Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента*

Сечение 1–1 по грани подколонника (см. рис. 5.3).

Рабочая высота ступени фундамента

$$d_1 = 450 - 100 = 350 \text{ мм}.$$

Вылет консоли ступени  $l_1 = 850 \text{ мм}$ .

Изгибающий момент в сечении фундамента, расположенном по грани нижней ступени фундаментной плиты:

$$M_1 = \frac{\rho \cdot a_f \cdot l_1^2}{2} = \frac{308 \cdot 2,7 \cdot 0,85^2}{2} = 300,42 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot d_1 \cdot 0,9} = \frac{300,42 \cdot 10^6}{365 \cdot 350 \cdot 0,9} = 2613 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_f \cdot d_1} = \frac{2613}{2700 \cdot 200} = 0,00276 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

Сечение 2–2 по грани колонны.

Рабочая высота фундаментной плиты

$$d_2 = 1300 - 100 = 1200 \text{ мм.}$$

Вылет консоли фундаментной плиты  $l_2 = 1150$  мм.

Изгибающий момент в сечении фундамента, расположенном по грани колонны:

$$M_2 = \frac{\rho \cdot a_f \cdot l_2^2}{2} = \frac{308 \cdot 2,7 \cdot 1,15^2}{2} = 549,9 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} \cdot d_2 \cdot 0,9} = \frac{549,9 \cdot 10^6}{365 \cdot 1200 \cdot 0,9} = 1394,97 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_w \cdot d_2} = \frac{1394,97}{1000 \cdot 1200} = 0,00116 < \rho_{\min} = 0,0013.$$

Из сопоставления полученных коэффициентов армирования можно сделать вывод, что определяющим является расчет по прочности плитной части фундамента.

Принимаем сетку из стержней  $\varnothing 16$  класса S400 с шагом 200 мм (рис. 5.5).

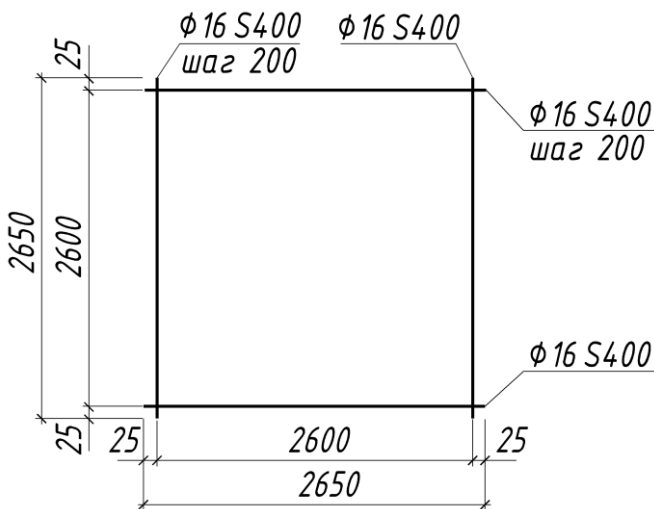


Рис. 5.5. Сетка С1 для армирования плиты фундамента

Фактическая площадь стержней каждого направления составляет  $2814 \text{ мм}^2$ . Рабочая высота  $d_x$  сетки в  $x$ -направлении (нижнее направление) равна  $358 \text{ мм}$ , а рабочая высота  $d_y$  сетки в  $y$ -направлении (верхнее направление) равна  $342 \text{ мм}$ .

*Проверка высоты плитной части фундамента на продавливание*

Условие прочности на продавливание

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{U} \leq v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot 100\rho \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot d,$$

где  $\bar{\beta} = 1,0$  при центральном нагружении фундамента.

Длина критического периметра

$$u = 4 \cdot h_{\text{ПК}} + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot 1,5 = 4 \cdot 1000 + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 350 = 7299 \text{ мм} = 7,299 \text{ м}.$$

Критическая площадь

$$A_{crt} = \pi \cdot 1,5 \cdot d^2 + 6 \cdot h_{\text{ПК}} \cdot d + h_{\text{ПК}}^2 =$$

$$= \pi \cdot 1,5 \cdot 350^2 + 6 \cdot 1000 \cdot 350 + 1000^2 = 3,966 \cdot 10^6 \text{ мм}^2.$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = a_f^2 - A_{crt} \cdot p = 2,7^2 - 3,966 \cdot 308 = 1023,79 \text{ кН.}$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 1023,79}{7,299} = 140,26 \text{ Н/мм.}$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $x$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной

$$b_w = h_{\text{пк}} + 3d = 1000 + 3 \cdot 350 = 2050 \text{ мм,}$$

составляет

$$A_{sx} = \frac{201 \cdot 2050}{200} = 2060 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования в  $x$ -направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_{1,x}} = \frac{2060}{2050 \cdot 358} = 0,00281,$$

где  $d_{1,x} = d_{1,y} = d_1 \pm \frac{\emptyset}{2}$ .

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $y$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента:

$$b_w = h_{\text{пк}} + 3d = 1000 + 3 \cdot 350 = 2050 \text{ мм}$$

равна

$$A_{sy} = \frac{201 \cdot 2050}{200} = 2060 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования в  $y$ -направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_W \cdot d_{1,y}} = \frac{2060}{2050 \cdot 342} = 0,00294.$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00281 \cdot 0,00294} = 0,00287 \geq \rho_{\min} = 0,002.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1,756 \leq 2.$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять плита фундамента

$$V_{Rd,ct,\min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 1 \cdot 350 = 175 \text{ Н/мм},$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck}} \cdot d = \\ &= 0,15 \cdot 1,756 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00287 \cdot 20} \cdot 350 = 164,5 \text{ Н/мм}. \end{aligned}$$

Поскольку  $V_{Rd,ct} < V_{Rd,ct,\min}$ , принимаем  $V_{Rd,ct} = 175 \text{ Н/мм}$ .  
В связи с тем что

$$V_{Rd,ct} = 175 \text{ Н/мм} > V_{Sd} = 140,26 \text{ Н/мм},$$

прочность плитной части на продавливание обеспечена.

*Конструирование стальной части фундамента*

Стальная часть фундамента армируется конструктивно. Вертикальная арматура принимается диаметром 10 мм, а горизонтальная –

8 мм. Расстояние между вертикальными стержнями не должно превышать 400 мм.

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана, определяется из условия

$$A_{sv} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_v,$$

где  $\rho_{\min}$  – минимальный процент армирования, равный 0,10 %;

$b_w$  – ширина расчетного сечения, равная  $2 \cdot t$  ( $t$  – толщина стенки стакана);

$d_v$  – рабочая высота сечения коробчатого сечения стакана, определяемая по формуле

$$d_v = h_{\text{тк}} - 0,5 \cdot t.$$

Для рассчитываемого фундамента толщина стенки стакана составляет 225 мм.

Ширина расчетного сечения

$$b_w = 2 \cdot t = 2 \cdot 225 = 450 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения коробчатого сечения стакана

$$d_v = h_{\text{тк}} - 0,5 \cdot t = 1000 - 0,5 \cdot 225 \approx 900 \text{ мм.}$$

Суммарная площадь вертикальных стержней, расположенных в пределах одной стороны стенки стакана:

$$A_{sv} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d_v = 0,001 \cdot 450 \cdot 900 = 405 \text{ мм}^2.$$

Принимаем продольное армирование стенок стакана в виде  $4\emptyset 12$  класса S400 ( $A_{sv} = 512 \text{ мм}^2$ ), рис. 5.6.





## ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–2002 с изменениями 1–5 / М-во строительства и архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2003. – 140 с..
2. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85 / Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
3. Основания и фундаменты зданий и сооружений : СНБ 5.01.01–99 / М-во строительства и архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 1999. – 36 с.
4. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету : ГОСТ 27751–88 (СТ СЭВ 384–87). – М. : Госстандарт, 1999.
5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / ГПИ «Ленинградский промстройпроект Госстроя» СССР, ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР ; НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1987. – 176 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Гольшев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. проф. Т. М. Пецольда и проф. В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с., ил.
8. Попов, Н. Н. Железобетонные и каменные конструкции / Н. Н. Попов, М. Чарыев. – М. : Высшая школа, 1996. – 256 с.: ил.
9. Зайцев, Ю. В. Строительные конструкции заводского изготовления : учеб. для вузов по спец. «Производство строит. изделий и конструкций» / Ю. В. Зайцев. – М. : Высшая школа, 1987. – 352 с.
10. Попов, Н. Н. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций : учеб. для строит. спец. вузов. / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высшая школа, 1989. – 400 с.
11. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции : учеб. для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высшая школа, 1987. – 384 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1

**Классы среды по условиям эксплуатации конструкций  
и минимальные классы бетона по прочности на сжатие**

Класс среды	Характеристика среды	Примеры для идентификации классов	Миним. класс бетона по прочности на сжатие
<b>Отсутствие риска коррозии или агрессивного воздействия на бетон</b> <i>Элементы конструкций без армирования или закладных деталей в среде, неагрессивной для бетона</i>			
X0	Все условия, вне классов XF, XA, XM	Фундаменты без армирования, не подвергаемые переменному замораживанию и оттаиванию Внутренние элементы зданий без армирования	C <sup>8</sup> / <sub>10</sub>
<b>Коррозия арматуры вследствие карбонизации защитного слоя бетона</b> <i>Бетон с арматурой или другими металлическими элементами, эксплуатируемый на воздухе, а также подвергаемый увлажнению</i>			
XC1	Сухая или постоянно влажная	Элементы конструкций внутри помещений, включая кухни, ванны и прачечные в жилых зданиях	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>
		Элементы конструкций, постоянно находящихся в воде	
XC2	Влажная, редкое высыхание	Элементы резервуаров для воды (водохранилищ)	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>
		Элементы фундаментов	
XC3	Умеренно влажная	Элементы, к которым часто или постоянно поступает наружный воздух (например, в открытых павильонах), элементы во внутренних помещениях с повышенной влажностью (в общественных кухнях, ваннах, прачечных, в помещениях закрытых бассейнов, сельскохозяйственных построек)	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>
XC4	Переменное увлажнение и высыхание	Внешние элементы конструкций, непосредственно орошаемые водой	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub>

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов (табл. 6.1 СНБ)

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	C <sup>8</sup> /10	C <sup>12</sup> /15	C <sup>16</sup> /20	C <sup>20</sup> /25	C <sup>25</sup> /30	C <sup>30</sup> /37	C <sup>35</sup> /45	C <sup>40</sup> /50	C <sup>45</sup> /55	C <sup>50</sup> /60	C <sup>55</sup> /67	C <sup>60</sup> /75	C <sup>70</sup> /85	C <sup>80</sup> /95	C <sup>90</sup> /105
$f_{ck}$ , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G$ , cube, 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
$f_{ctm}$ , 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
$f_{ctk,0,05}$ , МПа	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ , МПа	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\varepsilon_{c1}$ , ‰	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{cu1}$ , ‰	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
$\varepsilon_{c2}$ , ‰	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\varepsilon_{cu2}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
$n$	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\varepsilon_{c3}$ , ‰	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
$\varepsilon_{cu3}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание. Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности  $M_k = 2,0$  и менее (группа Б), значения прочностных характеристик  $f_{ctm}$ ,  $f_{ctk,0,05}$ ,  $f_{ctk,0,95}$  следует умножать на поправочный коэффициент

$$k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^G \text{ cube}$$

Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов (табл. 6.2 СНБ)

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона $E_{cm}$ , ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	$C^8/10$	$C^{12}/15$	$C^{16}/20$	$C^{20}/25$	$C^{25}/30$	$C^{30}/37$	$C^{35}/45$	$C^{40}/50$	$C^{45}/55$	$C^{50}/60$	$C^{55}/67$	$C^{60}/75$	$C^{70}/85$	$C^{80}/95$	$C^{90}/105$
ЖЗ, Ж4, СЖ1 – СЖЗ	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
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-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 3.01.2009 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, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения  $E_{cm}$ , указанные в табл. 6.2, СНБ следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:

- ниже минус 20 до минус 40 °С включ.      – 0,85;
- ниже минус 5 до минус 20 °С включ.      – 0,90;
- минус 5 °С и выше                              – 0,95.

При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 5.3 СНБ приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть больше единицы.

Таблица П4

## Характеристики ненапрягаемой арматуры (табл. 6.5 СНБ)

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{0,2k})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{0,2d})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{ywd}$ , Н/мм <sup>2</sup>	
						174	157*
S240	5,5–40	Гладкая	1,08	240	218	174	157*
S400	6–40	Периодического профиля	1,05	400	367	290	263*
S500	4–5	Гладкая и периодического профиля	1,05	500	417	333	300*
	6–22	Периодического профиля	1,05	500	435	348	313*
	25–40	Периодического профиля	1,05	500	417	333	–

\*В сварных каркасах при диаметре поперечной арматуры 4–5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней.

Таблица П5

## Характеристики напрягаемой арматуры (табл. 6.6 СНБ)

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид арматуры	$k = \frac{f_{tk}}{f_{pk}}$	Нормативное сопротивление $f_{pk} (f_{0,2k})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление
					$f_{pd}$ , Н/мм <sup>2</sup>
S540	16–36	Стержневая	1,0	540	430
S800	10–32	“	1,1	800	640
S1200	10–32	“	1,1	1200	960
S1400	3–5	Проволочная	1,1	1400	1120
S1400	9–15	Канатная	1,1	1400	1120

## Ненапрягаемая арматура (табл. В.1 СНБ)

Класс арматуры по СНБ 5.03.2001	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.2001	Обозначение согласно СНиП 2.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781	СТБ 1704	Стержневая гладкая
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		–	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	–	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
		–	ТУ РБ 400074854.025 ТУ ВУ 400074854.026	–	Стержневая периодического кольцевого профиля
		–	ТУ РБ 400074854.047	–	Стержневая гладкая
	Vp-I	Vp-I	ГОСТ 6727	СТБ 1704	Проволоочная с рифлениями
	B500	–	СТБ 1341	СТБ 1341	Проволоочная гладкая



## Напрягаемая арматура (табл. В.2 СНБ)

Класс арматуры по СНБ 5.03.2001	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.2001	Обозначение согласно СНиП 2.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры, согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S540	A400в	A-IIIв	–	СТБ 1701	Стержневая периодического кольцевого профиля
S800	A800	A-V	ГОСТ 5781 ТУ РБ 400074854.025	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
S800	A800	A-V	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.001 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
S1200	A1200	A-VII	ГОСТ 10884 ТУ РБ 400074854.037	СТБ 1706	Стержневая периодического серповидного профиля
			ТУ РБ 400074854.025	–	Стержневая периодического кольцевого профиля
S1400	–	–	–	СТБ 1706	Проволочная гладкая
	–	–	–	СТБ 1706	Проволочная с рифлениями
	Ø3, Ø4, Ø5 B-II	Ø3, Ø4, Ø5 B-II	ГОСТ 7348	ГОСТ 7348	Проволочная гладкая
	Ø3, Ø4, Ø5 Bp-II	Ø3, Ø4, Ø5 Bp-II			Проволочная с рифлениями
	К-7	К-7	ГОСТ 13840	ГОСТ 13840	Канаты
К-19	К-19	ТУ 14-4-22	ТУ 14-4-22	Канаты	

Таблица П8

## Сортамент горячекатаных арматурных стержней и проволоки (СТБ 1704, СТБ 1706)

8Номинальный диаметр,	Площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S540	S800	S1200	S1400
3,0	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,052							+
4,0	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099			+				+
5,0	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,154			+				+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+				
6,0	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+				+
7,0	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302							+
8,0	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+				+
9,0	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499							
10,0	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+		+	+	
12,0	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+		+	+	
14,0	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+		+	+	
16,0	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	
18,0	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2,000	+	+	+	+			
20,0	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+	+	
22,0	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+			
25,0	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+	+	+	
28,0	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,833	+	+	+	+			
32,0	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+	+	+	
36,0	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990				+			
40,0	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+		+	+	

Примечание. Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6–12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.

Таблица 2 пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций)

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм <sup>2</sup> , при их числе								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	63,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	181,1	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	1115,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14,2	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Примечание. Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Таблица П10

Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона  
(табл. 11.4 СНБ)

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя $C_{cov}$	15	20	25	35	По СНиП 2.03.2011		

## Примечания.

1. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

2. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона по табл. 5.2 СНБ для соответствующего класса по условиям эксплуатации;

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

– для класса X0 – 10;

– для класса XC1 – 15;

– для классов от XC2 до XC4 – 20.

Таблица П11

Значения коэффициента  $\varphi$  (табл. 7.2 СНБ)

$\lambda_h = l_{eff} / h$	$e_0 / h$						
	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

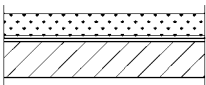
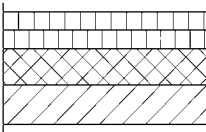

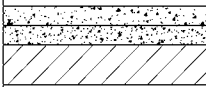
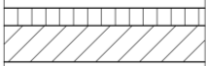

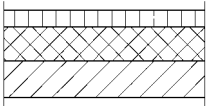
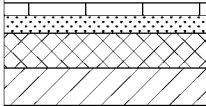

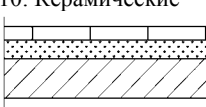
Таблица П12

Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов  
прямоугольного профиля

$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476

$\xi$	$\eta$	$\alpha m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha m$
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375			

Таблица П13

Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Цементные 	1. Цем. раствор, состав 1 : 2, 1 : 3, $\delta = 20-30$ мм 2. Гидроизоляция	6. Асфальтовые 	1. Литой асфальт (2 слоя по 15-25 мм) 2. Теплоизоляция
2. Цементные 	1. Цем. раствор, состав 1 : 2, 1 : 3, $\delta = 40-60$ мм 2. Теплоизоляция	7. Ксилолитовые 	1. Ксилолит – верхний слой 8-10 мм, – нижний слой 10-12 мм
3. Асфальтовые 	1. Литой асфальт, $\delta = 15-30$ мм	8. Ксилолитовые 	1. Ксилолит (2 слоя по 8-10 мм) 2. Цем. раствор, состав 1 : 3, $\delta = 40$ мм 3. Теплоизоляция
4. Асфальтовые 	1. Литой асфальт, $\delta = 20-30$ мм 2. Теплоизоляция	9. Керамические 	1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм 3. Теплоизоляция
5. Асфальтовые 	1. Литой асфальт (2 слоя по 15-25 мм)	10. Керамические 	1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм

## Окончание табл. П13

Материал	Объемная масса, кН/м <sup>3</sup>	Материал	Объемная масса, кН/м <sup>3</sup>
Аглопоритобетон	18	Кирпич	18
Керамзитобетон	10	Ксилолит	
Железобетон	25	верхний слой	18
Пенобетон	0,89	нижний слой	10
Шлакобетон	1,75	Мастика	10
Асфальт	18	Песок	16
Керамическая плитка	22	Цементный раствор	22

Нормативное значение нагрузки от  
веса снегового покрова  $S_0$ , кПа:

– район I Б – 0,8;

– район II Б – 1,2



Рис. П.1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

## СОДЕРЖАНИЕ

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	3
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	11
3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ.....	28
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ.....	44
5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА.....	60
5.1. <i>Определение расчетных усилий</i> .....	60
5.2. <i>Определение размеров подошвы фундамента</i> .....	62
5.3. <i>Определение высоты плитной части сборного фундамента</i> .....	63
5.4. <i>Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента</i> .....	66
5.5. <i>Проверка прочности фундамента на продавливание</i> .....	68
ЛИТЕРАТУРА.....	81
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	82



Учебное издание

**РАК** Николай Александрович  
**ДАНИЛЕНКО** Ирина Васильевна  
**СМЕХ** Владимир Иванович  
**ЩЕРБАК** Сергей Борисович

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по дисциплине  
«Строительные, железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальностей строительного профиля

Редактор *Т. Н. Микулик*  
Компьютерная верстка *А. Г. Занкевич*

Подписано в печать 14.09.2012. Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 5,58. Уч.-изд. л. 4,36. Тираж 300. Заказ 455.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск