



**Министерство образования
Республики Беларусь**

**БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ
МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО
ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

Минск 2006

Министерство образования Республики Беларусь
БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Учебно-методическое пособие
по выполнению курсового проекта по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»

Рекомендовано учебно-методическим объединением вузов
Республики Беларусь по образованию в области строительства и архитектуры
в качестве учебно-методического пособия для студентов специальности ПГС

Минск 2006

624
УДК 624.012.45.04 (075.8)
ББК 38.53я7
Р24

Составители:

Т.М. Пецольд, д-р техн. наук, профессор,
Н.А. Рак, канд. техн. наук, доцент,
И.В. Смех, канд. техн. наук, доцент,
А.Ф. Сипач, *В.И. Смех*

Рецензенты:

Г.П. Пастушков, д-р техн. наук, профессор
зав. кафедрой «Мосты и тоннели» БНТУ,
А.А. Кондратчик, канд. техн. наук
профессор кафедры «Строительные конструкции» УО БГТУ

Р 24 Расчет и конструирование монолитных железобетонных конструкций
многоэтажного производственного здания: учебно-методическое пособие по
выполнению курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные
конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и граж-
данское строительство» / Сост. Т.М. Пецольд [и др.] – Мн.: БНТУ, 2006.– 92 с.

ISBN 985-479-506-3.

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования монолитных железобетонных конструкций в соответствии с программой курса для I курсового проекта. Приведены рекомендации по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01-02.

ISBN 985-479-506-3

© БНТУ, 20

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании монолитных ребристых железобетонных перекрытий следует использовать материалы, приведенные в учебниках, пособиях, справочной и нормативной литературе [1...13].

Особое внимание при выполнении курсового проекта необходимо уделить изучению основных положений проектирования железобетонных конструкций, изложенных в действующих нормах СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции». Для удобства пользования пособием отдельные пункты СНБ внесены в ту часть информации, которая необходима на данном этапе работы над курсовым проектом.

Для представления общей картины основных этапов расчета составлены структуры алгоритмов. Структура расчета – это набор заключенных в рамки указаний или формул, соединенных между собой стрелками, что значительно облегчает решение задачи. Для обычных арифметических операций по какой-либо формуле или указанию, требующему однозначного ответа, использованы блоки прямоугольной формы. Для операций, требующих логического решения с последующим их разбором, включены блоки в виде ромба.

По методическим соображениям в примерах расчета приводятся только типичные вычисления или наиболее трудные для понимания разделы расчета. Во многих случаях приведены только структуры расчета и выполнение практической части должно осуществляться студентом самостоятельно.

Параллельно с расчетами приводятся данные по конструированию железобетонных конструкций [1, 7]. Рекомендуется применять единицы физических величин:

- при расчете сечений – Н, мм, Н/мм, Н/мм², Н/м² (Па);
- при расчете конструкций и их элементов – кН, м, кН/м, кПа. Необходимо помнить, что 1 МПа = 1 Н/мм² и 1 кН/м = 1 Н/мм.

Содержание задания. Исходным документом, на основании которого выполняется курсовой проект, является задание, которое выдается руководителем проекта и утверждается заведующим кафедрой. В задании устанавливается тип задания, основные его размеры (длина, ширина, высота этажа), район строительства и некоторые другие данные, необходимые для проектирования.

Задание предусматривает разработку железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом. Неполный каркас отличается от полного каркаса отсутствием пристенных колонн.

Элементы каркаса рассчитываются только на действие вертикальных нагрузок. Горизонтальные нагрузки передаются через жесткие в своей плоскости монолитные железобетонные диски перекрытий на лестничные клетки и лифтовые шахты, поперечные и продольные стены и колонны, что обеспечивает пространственную жесткость здания в целом. Жесткая конструктивная схема здания обеспечивается соответствующими расстояниями между элементами жесткости (стены, лестничные клетки и т.д.).

Так как разница между погонными жесткостями балок и колонн значительна, а балки шарнирно опираются на крайние опоры (стены), то расчет рамы здания на вертикальные нагрузки допускается заменять более простым расчетом, рассматривая отдельные элементы: балки по неразрезной схеме и колонны, как сжатые элементы со случайными эксцентриситетами.

В настоящее время для многоэтажных промышленных зданий принимают унифицированные сетки колонн и высоты этажей. Размеры здания, выполненного в монолитном железобетоне, могут отклоняться от унифицированных вследствие ряда обстоятельств: размещения оборудования, не вмещающегося в стандартную сетку колонн, различных реконструкций предприятий и т.д.

Методическое пособие по курсовому проекту № 1 состоит из трех частей:

1. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания (плиты и второстепенной балки).
2. Расчет и конструирование колонны.
3. Расчет и конструирование фундамента.

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Для многоэтажных производственных зданий принимаются унифицированные расстояния между колоннами, кратные модулю 3000 мм и равные 6, 9 и 12 м и унифицированные высоты этажей, кратные модулю 600 мм и равные 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 и 7,2 м.

По методическим соображениям для курсового проектирования размеры здания в плане и высоты этажей задаются, как правило, неунифицированными. Несмотря на это, все габаритные размеры должны подчиняться единой модульной системе на базе модуля 100 мм. В учебных целях допускается принимать величину крайних пролетов здания кратной 50 мм. Для обеспечения возможности выполнения статического расчета с применением готовых формул и таблиц элементы перекрытия рекомендуется назначать с равными пролетами или про-

летами, не отличающимися более чем на 20% для плит и не более чем на 10% для балок. Обычно крайние пролеты плиты, второстепенных и главных балок выполняют меньшего размера, чем средние пролеты. В этом случае изгибающие моменты и поперечные силы в крайних пролетах приближаются по величине к расчетным усилиям в средних пролетах.

Задание предусматривает разработку нескольких вариантов конструктивных схем перекрытий и сравнение их технико-экономических показателей.

Железобетонные ребристые перекрытия могут быть с балочными плитами и плитами, опертыми по контуру. Балочные плиты имеют отношение длинной стороны к короткой $l_1/l_2 \geq 3$, а плиты, опертые по контуру – $l_1/l_2 < 3$. В пособии даны основные принципы проектирования ребристых перекрытий с балочными плитами.

В многопролетных зданиях ребристые перекрытия с балочными плитами представляют собой конструкцию, состоящую из главных и второстепенных балок, расположенных по взаимно перпендикулярным направлениям, и плиты, монолитно связанной с балками в одно целое. Второстепенные балки служат опорами плиты, главные балки – опорами второстепенных балок и плиты, а стены и колонны – опорами главных балок. На стену также опираются второстепенные балки и плита (рис. 1.2 и 1.3).

Расположение главных балок по продольному или поперечному направлениям здания принимается в зависимости от архитектурных, конструктивных и технологических требований. В курсовом проекте можно ограничиться выбором конструктивной схемы перекрытия на основе сравнения нескольких вариантов перекрытия по расходу бетона, а по соответствующей литературе изучить другие требования, на основе которых и обосновать выбранную схему перекрытия [7].

Крайние разбивочные оси в производственных зданиях располагаются по внутренним граням стен («нулевая привязка») или со смещением внутрь стены на 200 мм. Указанные в задании размеры здания в плане следует рассматривать как размеры между крайними осями с нулевой привязкой.

При равномерно распределенной нагрузке и отсутствии отверстий в перекрытии рекомендуется назначать равнопролетные плиты и балки. Если на перекрытии имеется значительная сосредоточенная нагрузка, то балки целесообразно располагать непосредственно под этой нагрузкой.

Добавление нескольких второстепенных балок меньше сказывается на общем расходе бетона на перекрытие, чем увеличение толщины плиты. Исходя из этих соображений, пролет плиты выбирают, как правило, в пределах 1,7...2,7 м.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плиты, в зависимости от ее пролета и нагрузки, можно принимать по табл. 1.1. Кроме того, по конструктивным требованиям, толщину плиты необходимо назначать не менее 70 мм (для защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и т.д.). Следует иметь в виду, что с увеличением степени агрессивности среды, величина защитного слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании табл. 1.1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Таблица 1.1

Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит
междуэтажных перекрытий, мм

q_n , кПа	L , м	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
3,5									
4,0									
4,5									
5,0			70-80						
6,0								90-100	
7,0					80-90				
8,0									
9,0									100-120
10,0									
11,0									
12,0									
13,0									

Рекомендуемые пролеты элементов перекрытия и размеры их поперечных сечений приведены в табл. 1.2.

В целях унификации высоту балок принимают кратной 50 мм при высоте сечения до 600 мм и кратной 100 мм при больших размерах.

Рекомендуемые размеры (близкие к оптимальным) элементов перекрытия

Наименование элемента	Пролет, м	Размеры сечения элемента	
		высота	ширина
Плита	1,7...2,7	70...100 мм	1000 мм (условно)
Второстепенная балка	$l_{ВБ} = 5...7$	$h_{ВБ} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) \cdot l_{ВБ}$	$b_{ВБ} = (0,3...0,5) \cdot h_{ВБ}$
Главная балка	$l_{ГБ} = 6...9$	$h_{ГБ} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15}\right) \cdot l_{ГБ}$	$b_{ГБ} = (0,3...0,5) \cdot h_{ГБ}$

Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 и далее кратно 50 мм.

Таким образом, выполнение проекта следует начинать с выбора сетки колонн, привязки наружных стен к крайним разбивочным осям и компоновки конструктивных схем междуэтажного перекрытия.

Пример 1.1. Разработать конструктивную схему перекрытия при следующих исходных данных: размеры здания в плане 24,6×31 м; высота этажа – 4,5 м; наружные стены – кирпичные несущие; нормативная полезная нагрузка на перекрытие $q_n = 10$ кПа.

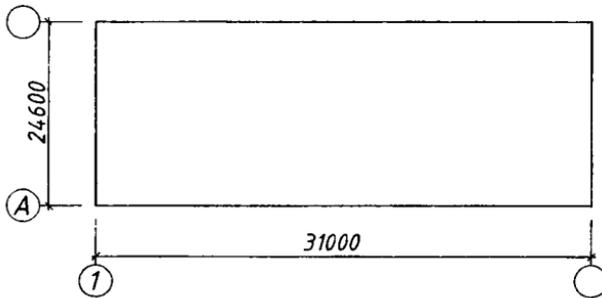


Рис. 1.1. Размеры здания в плане

Вариант 1

На основании требований и рекомендаций принимаем:

- четыре пролета главных балок с размерами: 6,0 м; 6,3 м; 6,3 м; 6,0 м.
- шесть пролетов второстепенных балок с размерами 5,1 м и 5,2 м.

Исходя из этого ширина плит принимается равной 1,8 м и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = (5 \dots 7 \text{ м}) = 5,1; 5,2 \text{ м};$$

$$\Delta L_{ВБ} = 2\% < 10\%;$$

$$L_{ГБ} = (6 \dots 9 \text{ м}) = 6,0; 6,3 \text{ м};$$

$$\Delta L_{ГБ} = 5\% < 10\%;$$

$$l_1 = (1,6 \dots 3,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м};$$

$$l_2 = (1,6 \dots 2,4 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{5200}{2100} = 2,48 < 3 \text{ — плита опёрта по контуру.}$$

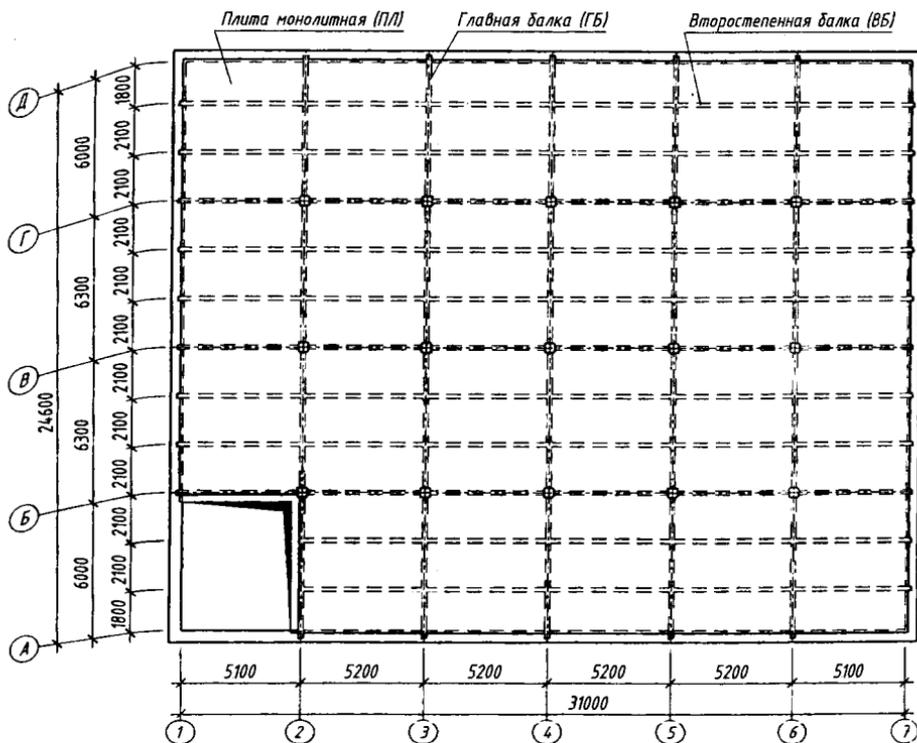


Рис. 1.2. Конструктивная схема перекрытия – вариант 1

Принимаем следующие размеры несущих конструкций:

- толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа – $h_{ПЛ} = 80 \text{ мм}$;
- высота главной балки $h_{ГБ} = 0,6 \text{ м}$;
- ширина главной балки $b_{ГБ} = 0,3 \text{ м}$;
- высота второстепенной балки $h_{ВБ} = 0,35 \text{ м}$;
- ширина второстепенной балки $b_{ВБ} = 0,18 \text{ м}$;
- поперечное сечение колонны $400 \times 400 \text{ мм}$.

Вариант 2

На основании требований и рекомендаций принимаем:

– четыре пролета главных балок с размерами: 6,0 м; 6,3 м; 6,3 м; 6,0 м.

– пять пролетов второстепенных балок с размерами 6,2 м.

Исходя из этого ширина плит принимается равной 1,8 м и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = (5 \dots 7 \text{ м}) = 6,2 \text{ м};$$

$$\Delta L_{ВБ} = 0\% < 10\%;$$

$$L_{ГБ} = (6 \dots 9 \text{ м}) = 6,0; 6,3 \text{ м};$$

$$\Delta L_{ГБ} = 5\% < 10\%;$$

$$l_1 = (1,6 \dots 3,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м};$$

$$l_2 = (1,6 \dots 2,4 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{6200}{2100} = 2,95 \approx 3 \text{ – балочная плита.}$$

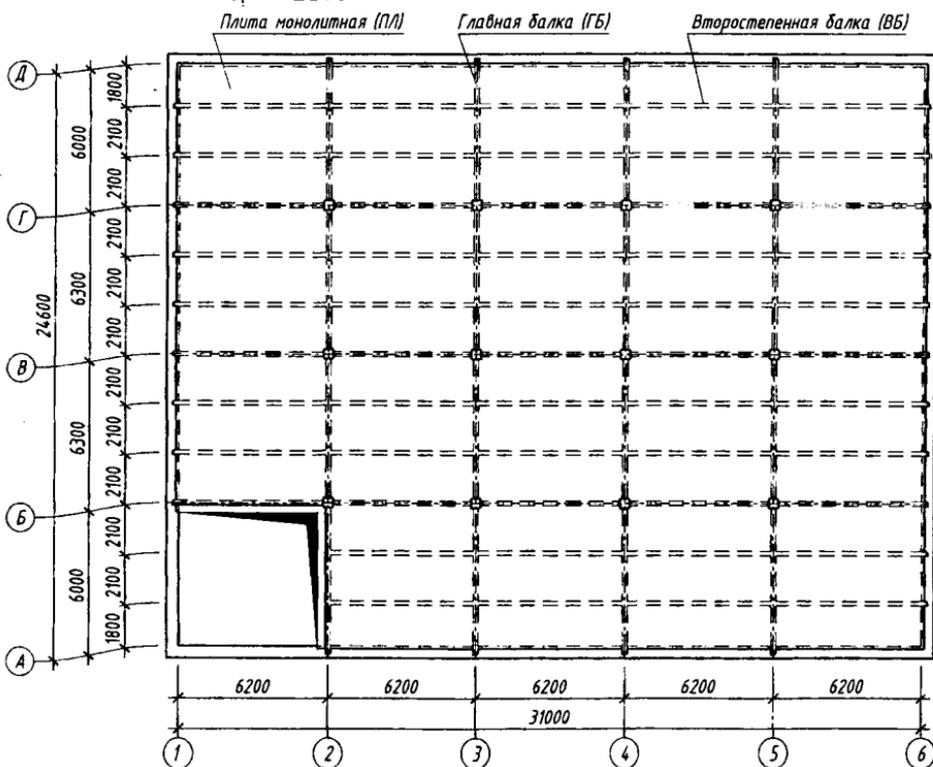


Рис. 1.3. Конструктивная схема перекрытия – вариант 2

Принимаем следующие размеры сечения несущих конструкций:

– толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа – $h_{ПЛ} = 80 \text{ мм}$;

- высота главной балки $h_{ГБ} = 0,6 \text{ м}$;
- ширина главной балки $b_{ГБ} = 0,3 \text{ м}$;
- высота второстепенной балки $h_{ВБ} = 0,40 \text{ м}$;
- ширина второстепенной балки $b_{ВБ} = 0,18 \text{ м}$;
- поперечное сечение колонны $400 \times 400 \text{ мм}$.

При заданной полезной нагрузке $q_n = 10 \text{ кПа}$ и пролете плиты $l_{пл} = 2100 \text{ мм}$ толщину плиты принимаем 80 мм (см. табл. 1.1). Размеры поперечных сечений балок ориентировочно назначаем исходя из величины их пролетов (см. табл. 1.2).

После определения размеров элементов определяем расход бетона на перекрытие (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Сравнение вариантов

Наименование элемента	Сечение элементов	Расход бетона, м ³
Вариант 1		
Плита	$h = 80 \text{ мм}$	62,08
Второстепенные балки	$h = 350 \text{ мм}, b = 180 \text{ мм}, n = 64$	17,60
Главные балки	$h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, n = 20$	19,78
Итого 99,46		
Вариант 2		
Плита	$h = 80 \text{ мм}$	62,08
Второстепенные балки	$h = 400 \text{ мм}, b = 180 \text{ мм}, n = 53$	19,22
Главные балки	$h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, n = 16$	15,82
Итого 97,12		

$$V_{\text{ребра ГБ}} = (h_{ГБ} - h_{пл}) \cdot b_{ГБ} \cdot L \cdot n_{ГБ}; \quad V_{\text{ребра ВБ}} = (h_{ВБ} - h_{пл}) \cdot b_{ВБ} \cdot L \cdot n_{ВБ};$$

$$V_{\text{плиты}} = h_{пл} \cdot L \cdot B$$

Хотя расход бетона оказался в 1-м и 2-м вариантах близким, для дальнейшего расчета принимаем **Вариант 2**.

При наружных стенах из кирпичной кладки длину опирания плиты на стену принимаем равной 120 мм , второстепенной балки – 250 мм и главной балки – 380 мм .

Типовой учебной программой специальности ПГС предусматривается выполнение расчетов плиты и второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия, колонны и фундамента.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Элементы железобетонного монолитного ребристого перекрытия (плиту, второстепенную и главную балку) рассчитывают отдельно. Расчет элементов производится в соответствии с указаниями СНБ 5.03.01–02 [1, 2, 13].

Класс бетона по прочности на сжатие при проектировании монолитных ребристых перекрытий принимается по табл. 2.1 в зависимости от класса по условиям эксплуатации конструкции (табл. 5.2, 11.4 [1, 2, 13]).

Таблица 2.1

Классы среды по условиям эксплуатации конструкций,
минимальные классы бетона
и минимальная толщина защитного слоя бетона

Класс среды	Характеристика среды. Примеры для идентификации классов	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	Миним. величина защитного слоя c_{cov} , мм
Отсутствие риска коррозии или агрессивного воздействия на бетон. <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 подверженные переменному замораживанию и оттаиванию. Внутренние элементы зданий без армирования	$C^8/10$	15
Коррозия арматуры вследствие карбонизации защитного слоя бетона. <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. Бетон, постоянно находящийся в воде.)	$C^{12}/15$	20
XC2	Влажная, редкое высыхание. (Элементы резервуаров для воды (водохранилищ). Элементы фундаментов.)	$C^{16}/20$	25
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, сельскохоз. построек))	$C^{20}/25$	25
XC4	Переменное увлажнение и высыхание. (Внешние элементы конструкций, непосредственно орошаемые водой.)	$C^{25}/30$	25

Монолитные плиту и балки проектируют из бетона одного класса. Класс арматуры принимают преимущественно S400 и S500.

Подсчет нагрузок на отдельные элементы перекрытия, несмотря на его монолитность, ведется как для разрезных конструкций.

Для балочных плит повышение несущей способности, обусловленное опиранием по коротким сторонам, относительно невелико. Поэтому для расчета балочной плиты на равномерно распределенную нагрузку из нее условно выделяется полоса шириной 1 м, опертая на второстепенные балки. Принимается, что такая полоса работает как отдельная неразрезная балка и изгибается в одном направлении.

2.1. Определение нагрузок

Нагрузки на 1 м^2 плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственной массы плиты и заданной конструкции пола) и переменной (полезной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок коэффициенты безопасности по нагрузке определяются по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [3] и СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2, 13]:

- 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 γ_n (п. 5.2 [12]):

- I-й уровень – $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$ – АЭС, телебашни, трубы, спортивные сооружения, учебные заведения т.п.;
- II-й уровень – $\gamma_n = 0,95$ – промышленные и гражданские и жилые здания и т.п.;
- III-й уровень – $0,8 < \gamma_n < 0,95$ – склады, одноэтажные жилые дома, временные здания и т.п.

При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок (п. А.4 [1, 2, 13]):

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

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

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

$\gamma_{G,j}$ – 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), принимаемые по табл. А.1 [1, 2, 13];

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

Пример 2.1. Определение нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведено в табл. 2.2. Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

Таблица 2.2

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м^2	γ_F	γ_n	Расчетное значение, кН/м^2
Постоянная нагрузка					
1	Керамическая плитка $\delta = 12 \text{ мм}$ ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$) $1 \times 1 \times 0,012 \times 20$	0,24	1,35	0,95	0,31
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35 \text{ мм}$ ($\rho = 2100 \text{ кг/м}^3$) $1 \times 1 \times 0,035 \times 21$	0,74	1,35	0,95	0,95
3	Керамзитобетон $\delta = 55 \text{ мм}$ ($\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$) $1 \times 1 \times 0,055 \times 12$	0,66	1,35	0,95	0,85
4	1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3 \text{ мм}$ ($m = 5 \text{ кг/м}^2$) $1 \cdot 1 \cdot 0,005$	0,05	1,35	0,95	0,06
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$ ($\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$)	2,0	1,35	0,95	2,57
Итого :					$g = 4,74$
Переменная нагрузка					
	Полезная нагрузка	10,5	1,5	0,95	14,96
Итого :					$q = 14,96$

Принимая $\sum_j (\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}) = g = 4,74 \text{ кН/м}^2$ (постоянная нагрузка) и

$\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = q = 14,96 \text{ кН/м}^2$ (переменная нагрузка) составляем основные

сочетания нагрузок на плиту:

– первое основное сочетание

$$p_1 = 4,74 + 0,7 \cdot 14,96 = 15,21 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = 0,85 \cdot 4,74 + 14,96 = 18,99 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным для плиты будет второе сочетание нагрузок.

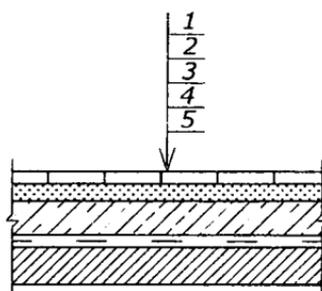


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной, равной 1 м. Нагрузка на 1 пог.м полосы будет равна нагрузке p_2 , приходящейся на 1 м^2 плиты и полученной при расчете второго основного сочетания.

2.2. Определение расчетных усилий

Плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. В неразрезных балочных плитах с равными пролетами или с пролетами, отличающимися не более чем на 20%, изгибающие моменты определяют с учетом перераспределения усилий (изгибающих моментов) вследствие пластических деформаций бетона по готовым формулам.

На работу участков плиты, защемленных по четырем сторонам, в местах сопряжения с второстепенными и главными балками, благоприятное влияние оказывает распор. Поэтому для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, значения изгибающих моментов следует уменьшить в сечениях промежуточных пролетов и промежуточных опор на 20%.

Расчет следует выполнить для двух полос, условно вырезанных у торцевой стены (участки плиты заземлены по трем сторонам и свободно оперты одной стороной на стену – полоса I) и в средней части перекрытия (участки плиты заземлены по четырем сторонам – полоса II) (рис. 2.2).

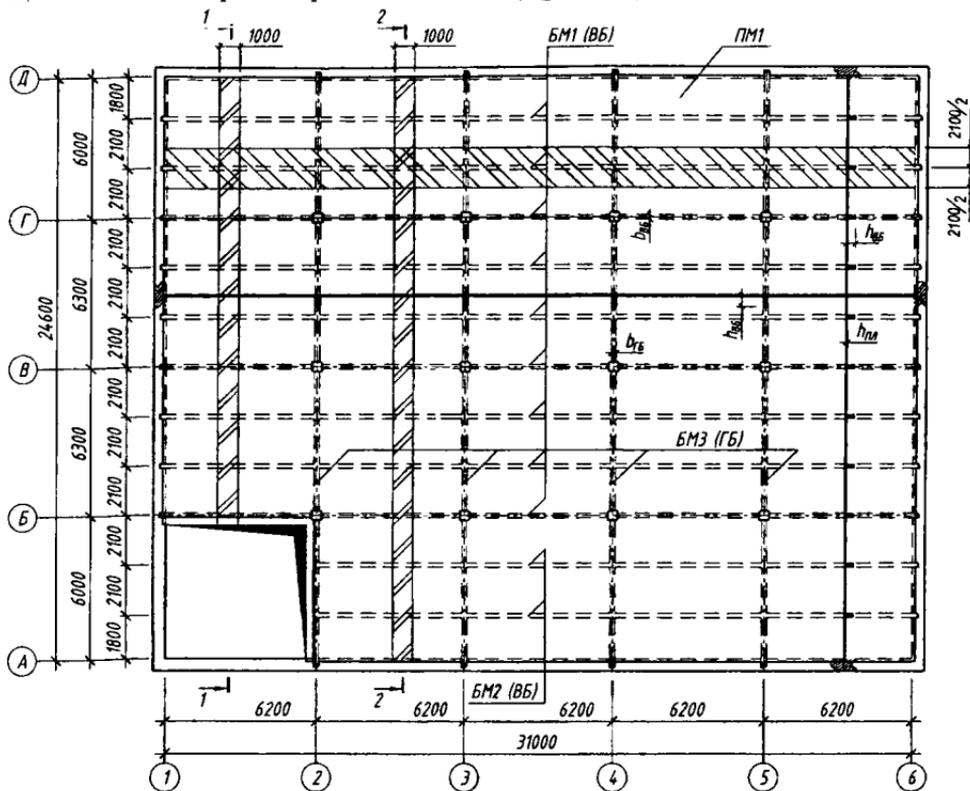


Рис. 2.2. План монолитного перекрытия

За расчетные пролеты плиты принимаются:

- средние – расстояния в свету между второстепенными балками;
- крайние – расстояния от середины площадки опирания плиты на стену (при опирании на наружные стены) до ближайшей к стене грани ребра второстепенной балки (рис. 2.3).

Длина участка опирания плиты на кирпичную наружную стену принимается равной 120 мм (рис. 2.3).

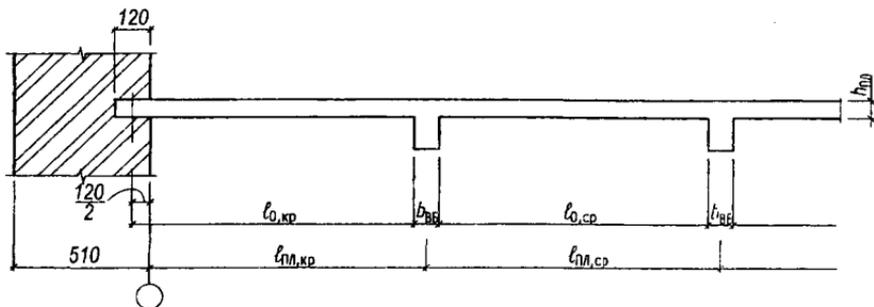


Рис. 2.3. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

1) в первом пролете

$$M_{Sd,кр} = \frac{P_2 \cdot l_{0,кр}^2}{11};$$

2) в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Sd,сп} = -M_{Sd,с,д} = \frac{P_2 \cdot l_{0,сп}^2}{16};$$

3) на первой промежуточной опоре

$$M_{Sd,в} = -\frac{P_2 \cdot l_0^2}{11} \text{ -- при непрерывном армировании рулонными сетками;}$$

$$M_{Sd,в} = -\frac{P_2 \cdot l_0^2}{14} \text{ -- при раздельном армировании;}$$

4) в средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками

$$M_{Sd,2} = -M_{Sd,с} = \frac{0,8 \cdot P_2 \cdot l_{0,сп}^2}{16}$$

Наибольшая поперечная сила возникает на первой промежуточной опоре слева:

$$V_{Sd,в}^{лев} = 0,6 \cdot P_2 \cdot l_{0,кр}$$

Пример 2.2. Определить расчетные усилия в плите перекрытия, приведенного на рис. 2.2.

Расчетные пролеты:

$$\text{средний} \quad l_{0,сп} = l_{Пл,сп} - b_{ВВ} = 2100 - 180 = 1920 \text{ мм,}$$

$$\text{крайний} \quad l_{0,кр} = l_{Пл,кр} + \frac{120}{2} - \frac{b_{ВВ}}{2} = 1800 + \frac{120}{2} - \frac{180}{2} = 1770 \text{ мм.}$$

Определение расчетных усилий выполняем для двух условно выделенных полос (рис. 2.2):

полоса I – между осями 1–2 у торцевых стен (участки плиты защемлены по трем сторонам);

полоса II – между осями 2–3 (участки плиты защемлены по четырем сторонам).

Расчетная схема плиты и эпюры изгибающих моментов (для полос I и II) и поперечных сил приведены на рис. 2.4.

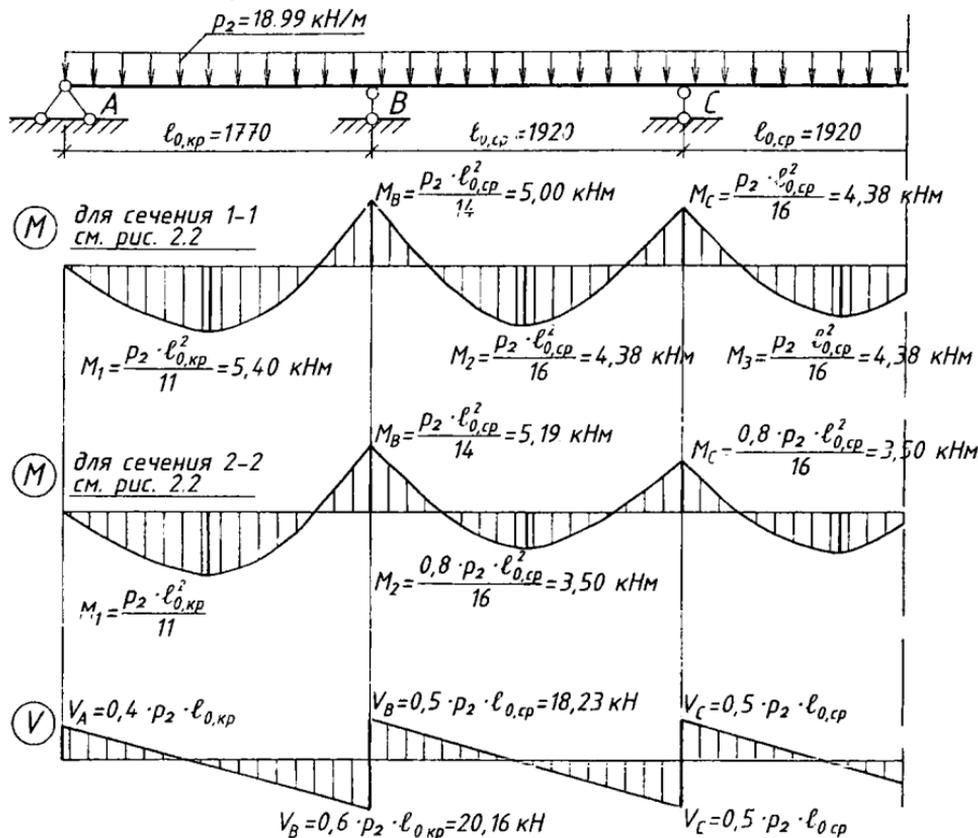


Рис. 2.4. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

2.3. Определение высоты сечения плиты

Толщину плиты, предварительно принятую для вычисления ее веса, необходимо уточнить по наибольшим расчетным усилиям.

Основные расчетные формулы:

$$\begin{cases} M_{Sd} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \\ f_{yd} \cdot A_{sl} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \\ \xi \leq \xi_{lim} \end{cases}$$

где $C^{f_{ck}}/f_{c,cube}^G$ – класс бетона, принимаемый по табл. 2.1 (табл. 5.2 [1,2]) в

зависимости от класса по условиям эксплуатации;

f_{ck} – нормативное сопротивление бетона;

M_{Sd} – изгибающий момент, действующий в рассматриваемом сечении;

α – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д. Для бетона классов по прочности на сжатие не более $C^{50}/60$ $\alpha = 1,0$; для бетона классов $C^{55}/67$ и выше – $\alpha = 0,95$;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ – расчетное сопротивление бетона при сжатии;

$f_{ctd} = f_{ctk,0,95} / \gamma_c$ – расчетное сопротивление бетона при растяжении;

$\gamma_c = 1,5$ – коэффициент безопасности по бетону для железобетонных конструкций;

$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5 \cdot \emptyset)$ – полезная (рабочая) высота сечения;

c_{cov} – защитный слой бетона, принимаемый по табл. 2.1 (табл. 11.4 [1,2]) в зависимости от класса по условиям эксплуатации;

$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)$;

f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры;

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ – расчетное сопротивление арматуры;

$\xi = \frac{x}{d}$ – относительная высота сжатой зоны сечения;

γ_s – частный коэффициент безопасности по арматуре:

$\gamma_s = 1,1$ – для стержневой арматуры,

$\gamma_s = 1,2$ – для проволочной арматуры;

Для арматуры класса S240 – $f_{yk} = 240 \text{ Н/мм}^2$, для S400 – $f_{yk} = 400 \text{ Н/мм}^2$.

Исходя из оптимального для плит значения относительной высоты сжатой зоны высоту плиты определяют при

$$\xi_{opt} = \frac{x}{d} = 0,1 \dots 0,2.$$

Определение толщины плиты производим в соответствии со структурой 1 (рис. 2.5).

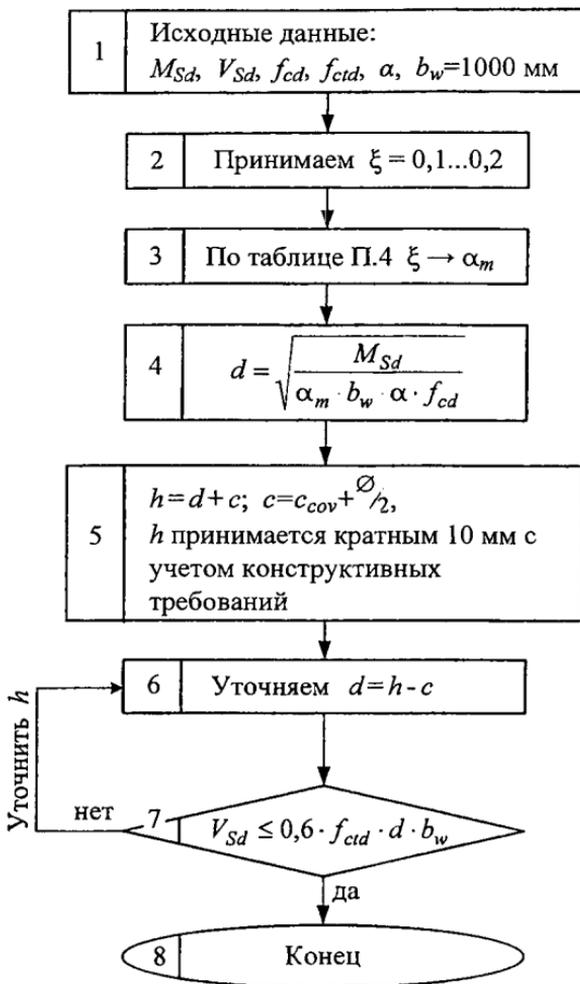


Рис. 2.5. Структура 1 Определение высоты сечения плиты

Пример 2.3. Определение высоты сечения плиты.

1. Исходные данные (по примеру 2.2):

класс среды по условиям эксплуатации ХС1;

$M_{Sd} = 5,40$ кНм; $V_{Sd} = 20,16$ кН; $b_w = 1000$ мм;

бетон класса С¹⁶/₂₀; $f_{cd} = \frac{16}{1,5} = 10,7$ МПа. $f_{ctk} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,3}{1,5} = 0,867$ МПа.

2. Принимаем $\xi_{opt} = 0,2$; $\alpha = 1,0$.

3. $\alpha_{m,opt} = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,180$ или по таблице приложения П.4.

4. Полезная высота сечения плиты

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{Sd}}{\xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot b_w \cdot \alpha \cdot f_{cd}}} = \sqrt[3]{\frac{5,40 \cdot 10^6}{0,180 \cdot 1000 \cdot 1,0 \cdot 10,7}} = 52,9 \approx 53 \text{ мм.}$$

5. Полная высота плиты

$$h = d + 15 + \frac{10}{2} = 53 + 20 = 73 \text{ мм,}$$

где 15 мм – защитный слой,

10 мм – предполагаемый диаметр рабочей арматуры плиты).

Принимаем толщину плиты 80 мм.

6. Уточняем:

$$d = 80 - 20 = 60 \text{ мм.}$$

7. Проверяем условие

$$V_{Rd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,867 \cdot 1000 \cdot 60 = 31200 \text{ Н} > V_{Sd} = 20160 \text{ Н.}$$

Условие удовлетворяется, постановка поперечной арматуры для плиты не требуется.

2.4. Подбор сечения арматуры

Армирование плиты может производиться в виде отдельных стержней, сварных рулонных или плоских сеток. Подбор рабочей продольной арматуры в каждом сечении плиты определяется по соответствующим изгибающим моментам, как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Подбор сечений арматуры производится в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 2.4, и структурой 2 (рис. 2.6).

Пример 2.4. Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в первом пролете плиты при ее армировании индивидуальными плоскими сетками. Исходные данные (по примеру 2.2 и 2.3):

$$M_{Sd} = 5,40 \text{ кНм}; \quad f_{cd} = 10,7 \text{ Н/мм}^2; \quad \alpha = 1,0; \quad f_{ctk} = 1,3 \text{ МПа}; \quad f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа.}$$

$$\text{Арматура класса S400} \quad f_{yd} = \frac{400}{1,1} = 364 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 10,7 = 0,764$$

Увеличить класс бетона
или толщину плиты

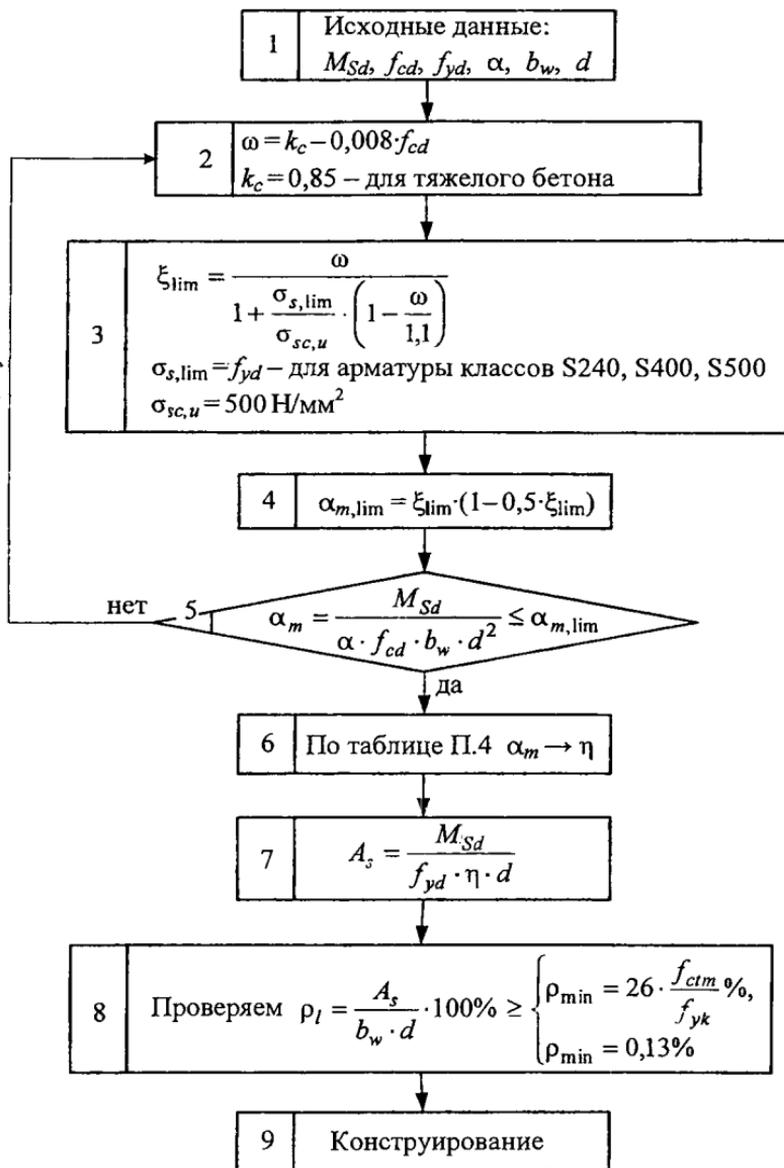


Рис. 2.6. Структура 2 Подбор площади сечения арматуры для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,764}{1 + \frac{364}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,764}{1,1}\right)} = 0,625;$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot \left(1 - \frac{\xi_{\text{lim}}}{2}\right) = 0,625 \cdot \left(1 - \frac{0,625}{2}\right) = 0,43;$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\sigma_s \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{5,40 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 1000 \cdot 60^2} = 0,140 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,43.$$

По таблице П.4 приложения по $\alpha_m = 0,140$ определяем $\eta = 0,925$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,40 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,925 \cdot 60} = 267,3 \text{ мм}^2.$$

Проверяем

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{267}{1000 \cdot 60} \cdot 100\% = 0,44\% > \begin{cases} \rho_{\text{min}} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{1,9}{400} = 0,124\%, \\ \rho_{\text{min}} = 0,13\%. \end{cases}$$

По табл. 2.3 принимаем сварную плоскую сетку с рабочими стержнями $\varnothing 8$ класса S400, установленными с шагом 150 мм. Распределительная арматура – $\varnothing 4$ класса S500 устанавливается с шагом 350 мм согласно табл. 2.4.

Аналогично рассчитываются площади сечения арматуры в средних пролетах и на опорах.

Окончательно площадь сечения арматуры, принятая по расчету для расчетных полос I и II плиты, приведена на рис. 2.7.

2.5. Конструирование плиты

По расчетной площади арматуры A_s подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты, используя табл. 2.3 и 2.4. При толщине плиты $h < 150$ мм расстояние между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху) многопролетных плит должно быть не более 200 мм, при $h > 150$ мм – не более $1,5h$.

Расстояние между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должно превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее 30% площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составлять не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг стержней этой арматуры, в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры, можно принимать по табл. 2.4.

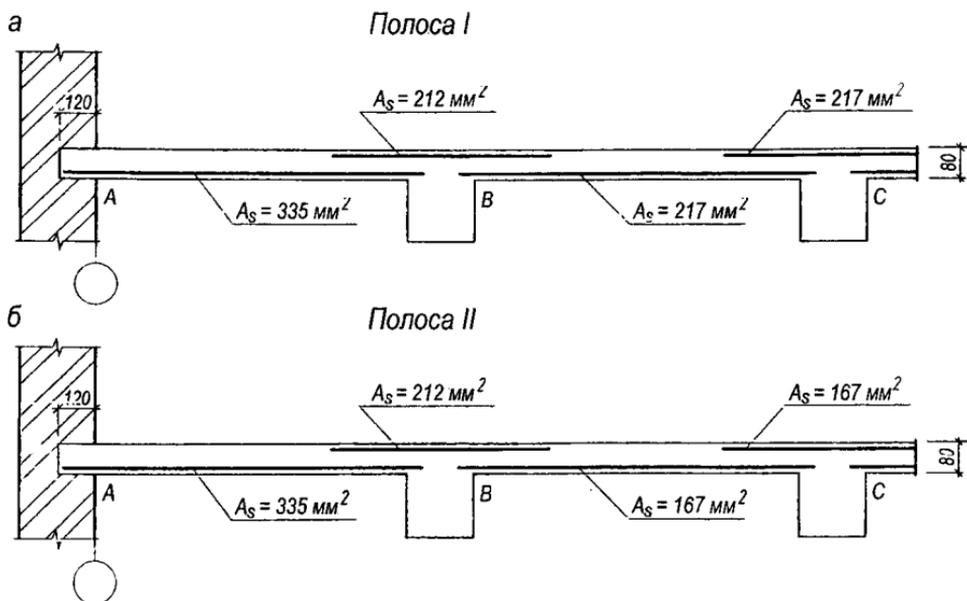


Рис. 2.7. Площадь арматуры плиты, принятая по расчету

Таблица 2.3

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, мм²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	71	126	196	283	503	785	1131	1539	2011
125	57	101	157	226	402	628	905	1231	1608
150	47	84	131	184	335	523	754	1026	1340
200	35	63	98	141	251	393	565	769	1005
250	28	50	79	113	201	314	452	616	804
300	23	42	65	94	168	261	377	513	670
350	20	36	56	81	144	224	323	444	574
400	18	32	49	71	125	196	282	350	502

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
5	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
7	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{3}{350}$	$\frac{3}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$

Армирование плиты рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней

Наиболее экономичным является армирование плит сварными сетками заводского изготовления.

Непрерывное армирование рулонными сетками с продольной рабочей арматурой рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 6 мм включительно. Армирование многопролетных балочных плит (с равными или отличающимися не более чем на 20% пролетами) сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней производится путем раскатки рулона на опалубке поперек второстепенных балок.

Сечение рабочей арматуры принимается одинаковым на всех средних пролетах и на всех промежуточных опорах (исключая первую промежуточную опору). Требуемая по расчету дополнительная арматура в крайних пролетах принимается в виде дополнительной сетки, укладываемой на основную сетку (рис. 2.8).

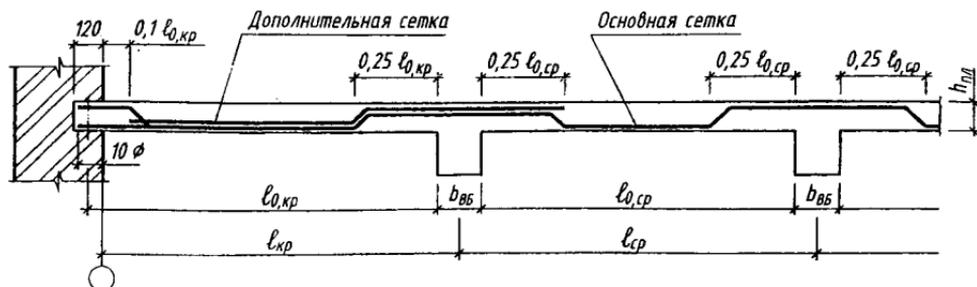


Рис. 2.8. Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Для армирования плиты используют сварные сетки, рабочие стержни в которых принимают из арматуры класса S400 и S500 диаметром 6 мм и более, распределительные – из арматуры класса S500 диаметром 3 мм и 4 мм.

В пролетах и на опорах плиты устанавливается по одной сетке. На первой промежуточной опоре может быть установлено две раздвинутые сетки. Длину рабочих стержней последних устанавливают из условия, чтобы их длина в одну сторону от грани балки составляла $\frac{1}{4}$ пролета, в другую – $\frac{1}{8}$ пролета.

В местах заделки плиты в стене устанавливают верхние сетки, площадь сечения рабочих стержней которых должна составлять не менее $\frac{1}{3}$ площади сечения пролетной арматуры. Рабочие стержни принимаются $\varnothing 5$ класса S500, распределительные – $\varnothing 3$ класса S500. Длина рабочих стержней назначается из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять $\frac{1}{10}$ пролета плиты (рис. 2.9).

Над главными балками устанавливают сетки с таким же количеством и диаметрами рабочих стержней (не менее $\frac{1}{3}$ площади сечения арматуры пролета плиты), но длина их в каждую сторону от грани балки принимается равной $\frac{1}{4}$ пролета плиты.

Для армирования плит в первую очередь следует использовать сварные сетки по ГОСТ 23279–85 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий».

Условное обозначение марки сетки

$$xC \frac{d-v}{d_1-u} b \times l \frac{a_1+a_2}{a}$$

где x – обозначение типа сетки (4 – легкая сетка);

C – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса "р" – С_р);

d, d_1 – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;

v, u – шаг соответственно продольных и поперечных стержней;

b, l – соответственно ширина и длина сетки в сантиметрах;

a_1, a_2 – значения выпусков продольных стержней в миллиметрах;

a – значения выпусков поперечных стержней в миллиметрах.

Если $a_1 = a_2$, то в обозначении марки сетки следует указывать только значения a_1 и a , при $a_1 = a_2 = a$, следует указывать только a_1 , при $a_1 = a_2 = a = 25$ значение a_1 опускается.

При проектировании сеток в первую очередь рекомендуется применять товарные сетки с параметрами по действующим стандартам.

При отсутствии в сортаменте нужных арматурных изделий или при нецелесообразности их использования арматурные сетки следует проектировать как заводскую продукцию, пригодную для изготовления на современном высокопроизводительном сварочном оборудовании (многоэлектродные точечные машины) при соблюдении следующих требований:

- ширина сетки b не должна быть более 3800 мм;
- диаметр продольных стержней класса S240 для плоских сеток должен быть не более 12 мм, класса S400 и S500 – не более 10 мм;
- диаметр поперечных стержней класса S240 не более 10 мм и класса S400 – не более 8 мм;
- шаг продольных стержней должен быть кратным 50 мм и быть не более 500 и не менее 100 мм, а в месте реза сеток 50 мм;
- шаг поперечных стержней должен быть кратным 25 мм и быть не более 400 мм и не менее 50 мм;
- длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм.

Пример 2.5. Требуется произвести армирование сварными сетками плиты перекрытия (рис. 2.2) в соответствии с требуемыми по расчету площадями сечения арматуры (пример 2.4) в соответствии со схемой, указанной на рис. 2.7.

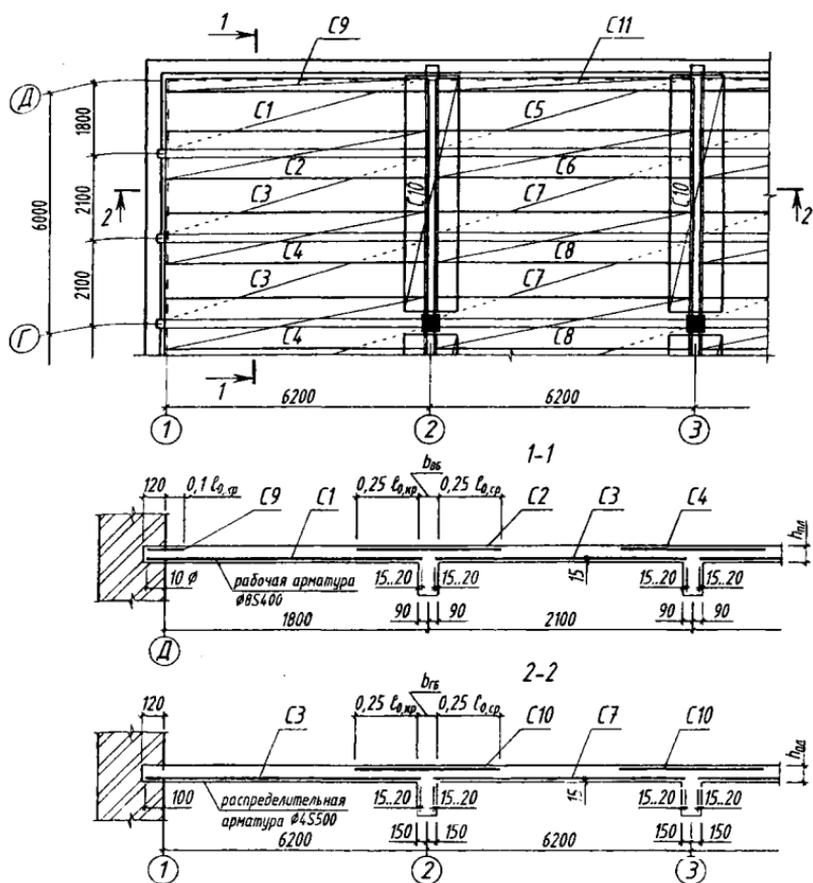


Рис. 2.9. Схема принятой арматуры для крайнего пролета плиты

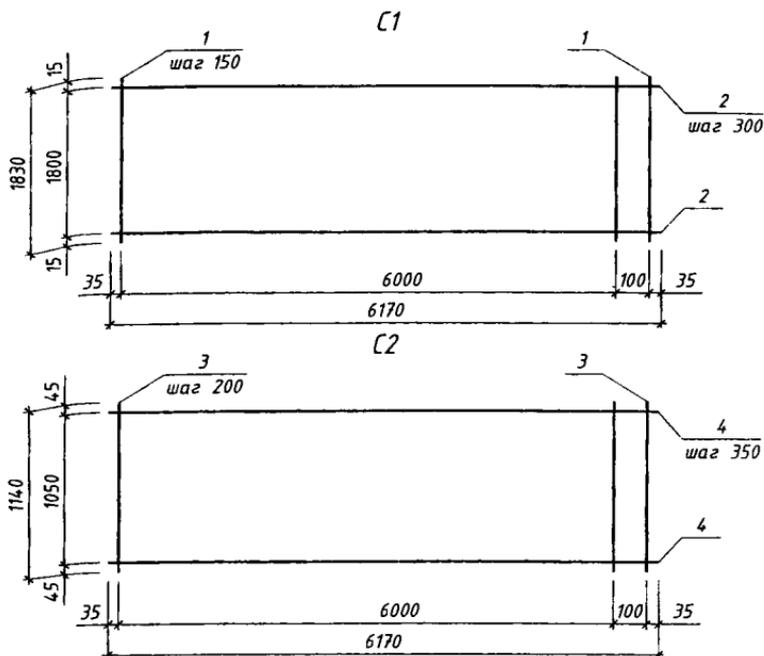
Определение габаритных размеров сеток (рис. 2.9):

$$C1: l_{c1} = 6200 + 100 - 150 + 20 = 6170 \text{ мм}, \quad b_{c1} = 1800 + 100 - 90 + 20 = 1830 \text{ мм};$$

$$C2: l_{c2} = 6200 + 100 - 150 + 20 = 6170 \text{ мм}, \quad b_{c2} = 200 + \frac{1760}{2} + \frac{1900}{2} = 1120 \text{ мм};$$

$$C3: l_{c3} = l_{c1} = 6170 \text{ мм}, \quad b_{c3} = 2100 - 180 + 2 \cdot 20 = 1960 \text{ мм};$$

$$C5: l_{c5} = 6200 - 2 \cdot 150 + 2 \cdot 20 = 5940 \text{ мм}, \quad b_{c5} = 1800 + 100 - \frac{180}{2} + 20 = 1830 \text{ мм}.$$



Марка изделия	Поз.	Наименование	К-во	Масса 1 дет. кг	Масса изделия кг
C1	1	Ø8 S400 ГОСТ 5781-82 l=1830	42	0,715	
	2	Ø4 S500 ГОСТ 6727-98 l=6170	7	0,555	
C2	3	Ø8 S400 ГОСТ 5781-82 l=1140	32	0,442	
	4	Ø4 S500 ГОСТ 6727-98 l=6170	4	0,555	

Рис. 2.10. Сетки C1 и C2

Аналогично устанавливаются размеры и составляется спецификация для других сеток C3...C10.

3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

3.1. Определение нагрузок

При подсчете нагрузок конструкции монолитного железобетонного перекрытия рассматриваются как разрезные. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (рис. 2.2). Размеры ребра второстепенной балки назначают предварительно в зависимости от пролета балки.

3.2. Определение расчетных усилий

За расчетные пролеты второстепенной балки принимают: для средних пролетов – расстояние между главными балками в свету; для крайних пролетов – расстояние от ближайшей к стене грани главной балки до середины опоры на стене. Многопролетные второстепенные балки с равными пролетами или с пролетами, отличающимися не более чем на 10%, рассчитывают как равнопролетные неразрезные балки, свободно лежащие на опорах и загруженные равномерно распределенной нагрузкой.

Расчет изгибающих моментов производят с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций бетона.

Пример определения нагрузки на балку приведен в табл. 3.1, состав перекрытия приведен на рис. 2.1.

При ширине сечения главной балки $b_{ГБ} = 300$ мм расчетные пролеты второстепенной балки составляют:

$$\text{– в крайнем пролете } l_{0.кр} = 6200 - \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6175 \text{ мм;}$$

$$\text{– в среднем пролете } l_{0.ср} = 6200 - \frac{300}{2} - \frac{300}{2} = 5900 \text{ мм.}$$

Ординаты огибающей эпюры моментов определяются по формуле:

$$M_{Sd} = \beta \cdot (g + q) \cdot l_0^2;$$

где g – постоянная нагрузка, кН/м;

q – переменная нагрузка, кН/м;

l_0 – расчетный пролет, м.

Значения коэффициента β принимаем по отношению $\frac{q}{g} = \frac{31,42}{12,62} = 2,49$ (рис. П.1 приложения). Нулевые точки положительных моментов расположены на расстоянии $0,15 \cdot l_0$ от грани опор, а положение

нулевой точки отрицательных моментов в первом пролете зависят от соотношения q/g .

Таблица 3.1

Нормативные и расчетные значения нагрузок на 1 м.п. второстепенной балки
(при шаге второстепенных балок 2,1 м)

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м	γ_F	γ_n	Расчетное значение, кН/м
Постоянная нагрузка					
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\rho = 2000$ кг/м ³) $1 \times 1 \times 0,012 \times 20 \times 2,1$	0,50	1,35	0,95	0,64
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\rho = 2100$ кг/м ³) $1 \times 1 \times 0,035 \times 21 \times 2,1$	1,54	1,35	0,95	1,98
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\rho = 1200$ кг/м ³) $1 \times 1 \times 0,055 \times 12 \times 2,1$	1,39	1,35	0,95	1,78
4	1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 5$ кг/м ²) $1 \times 1 \times 0,005 \times 2,1$	0,11	1,35	0,95	0,14
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\rho = 2500$ кг/м ³)	4,2	1,35	0,95	5,39
6	Собственная масса балки $b \times h = 200 \times (500 - 80)$; ($\rho = 2500$ кг/м ³)	2,10	1,35	0,95	2,69
Итого : $g = 12,62$					
Переменная нагрузка					
	Полезная нагрузка $10,5 \times 2,1$	22,05	1,5	0,95	31,42
Итого : $q = 31,42$					

Принимая $\sum_j (\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}) = g = 12,62$ кН/м (постоянная нагрузка) и

$\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) = q = 31,42$ кН/м (переменная нагрузка) составляем основные

сочетания нагрузок на балку (п. А.4 [1, 2, 13]):

– первое основное сочетание

$$p_{1,Б} = 12,62 + 0,7 \cdot 31,42 = 34,61 \text{ кН/м};$$

– второе основное сочетание

$$p_{2,Б} = 0,85 \cdot 12,62 + 31,42 = 42,14 \text{ кН/м}.$$

Для дальнейших расчетов балки принимаем наиболее неблагоприятное сочетание $p_{2,Б} = 42,14$ кН/м.

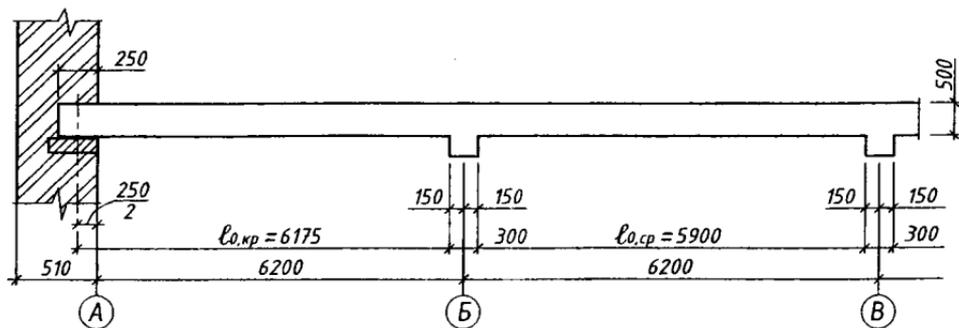


Рис. 3.1. Схема расчетных пролетов второстепенной балки.

Величины поперечных сил у опоры определяются по формулам:

– у опоры А $V_{Sd,A} = 0,4 \cdot p_{2,B} \cdot l_{0,кр} = 0,4 \cdot 42,14 \cdot 6,175 = 104,036$ кН;

– у опоры В слева $\dot{V}_{Sd,B}^{лев} = 0,6 \cdot p_{2,B} \cdot l_{0,кр} = 0,6 \cdot 42,14 \cdot 6,175 = 156,129$ кН;

– у опоры В справа и у остальных опор

$$V_{Sd,B}^{прав} = V_{Sd,C} = 0,5 \cdot p_{2,B} \cdot l_{0,сп} = 0,5 \cdot 42,14 \cdot 5,9 = 124,313 \text{ кН.}$$

Величины изгибающих моментов приведены в табл. 3.2. Окончательные огибающие эпюры моментов и поперечных сил приведены на рис. 3.2.

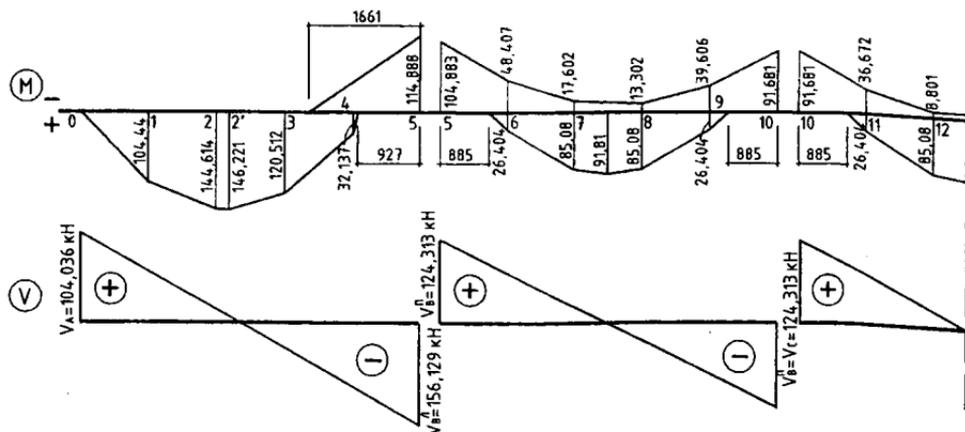


Рис. 3.2. Огибающие эпюры моментов и поперечных сил

Построение эпюры моментов

№ пр-та	№ точки	Доля пролета	β		$p_{2,Б} \cdot l_0^2$ кНм	M, кНм		
			+	-		+	-	
I	0	0			1606,06			
	1	$0,2 \cdot l_{0,кр}$	0,065				104,444	
	2	$0,4 \cdot l_{0,кр}$	0,090				144,614	
	2'	$0,425 \cdot l_{0,кр}$	0,091				146,221	
	3	$0,6 \cdot l_{0,кр}$	0,075				120,512	
	4	$0,8 \cdot l_{0,кр}$	0,020				32,137	
	5	$l_{0,кр}$		0,0715			114,888	
II	5	0		0,0715	1466,19		104,883	
	6	$0,2 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,033			26,404	48,407
	7	$0,4 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,012			85,08	17,602
	7'	$0,5 \cdot l_{0,сп}$	0,0625				91,681	
	8	$0,6 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,009			85,08	13,202
	9	$0,8 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,027			26,40	39,606
	10	$l_{0,сп}$		0,0625			91,681	
III	10	0		0,0625	1466,19		91,681	
	11	$0,2 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,025			26,404	36,672
	12	$0,4 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,006			85,08	8,801
	12'	$0,5 \cdot l_{0,сп}$	0,0625				91,681	
	13	$0,6 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,006			85,08	8,801
	14	$0,8 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,025			26,404	36,672
	16	$l_{0,сп}$		0,0625			91,681	

3.3. Определение размеров сечения второстепенной балки

Второстепенная балка имеет тавровое сечение. Если полка тавра расположена в растянутой зоне, то она при расчете не учитывается, и в этом случае расчет тавровой балки ничем не отличается от расчета прямоугольной балки с шириной сечения, равной ширине ребра. В этом случае размеры сечения второстепенной балки определяют по наибольшему опорному моменту M_{sd} .

Как известно, при проценте армирования, равном или большем предельного, изгибаемые элементы разрушаются хрупко по сжатой зоне бетона без развития значительных пластических деформаций. В этом случае в статически неопределимых конструкциях к моменту разрушения перераспределение усилий полностью не реализуется, и несущая способность конструкции не может быть

оценена расчетом по методу предельного равновесия. Поэтому для реализации полного перераспределения усилий элементы статически неопределимых конструкций следует проектировать с армированием, меньшим предельного армирования для статически определимых систем.

В связи с этим при подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение $\xi = 0,35 \dots 0,40$. Согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» [6] необходимо проектировать конструкции так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или (особенно в элементах двутаврового и таврового сечения) раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений. Рекомендуется применять для армирования конструкций стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах. Высота балки определяется по структуре 3 (рис. 3.3).

Пример 3.1. Определить высоту второстепенной балки.

$M_{Sd,max} = 114,03$ кН·м. Класс среды по условиям эксплуатации ХС1.

Назначаем ширину ребра второстепенной балки $b_w = 200$ мм.

α_m – определяется по оптимальному значению $\xi_{opt} = 0,35 \dots 0,4$.

При $\xi_{opt} = 0,37$; $\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,37 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,37) = 0,302$.

Принимаем бетон класса С¹⁶/₂₀.

Расчетное сопротивление бетона сжатию составит:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,7 \text{ МПа}; \quad \alpha = 1,0; \quad f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}; \quad f_{yk} = 400 \text{ МПа}.$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{Sd,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{114,03 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 0,302}} = 420,6 \text{ мм} \approx 421 \text{ мм}.$$

Полная высота балки $h = d + c_1 = 421 + 45 = 466$ мм, где c_1 – расстояние от верхней грани балки до центра тяжести рабочей арматуры (на опоре).

Принимаем $h = 500$ мм, так как высота балки должна быть кратна 50 мм.

Размеры сечения второстепенной балки:

$$b \times h = 200 \times 500 \text{ мм},$$

$b/h = 200/500 = 0,40 < 0,5$ – условие выполняется. Окончательно принимаем размеры сечения второстепенной балки $b \times h = 200 \times 500$ мм.

Тогда новое значение рабочей высоты второстепенной балки составит:

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм}.$$

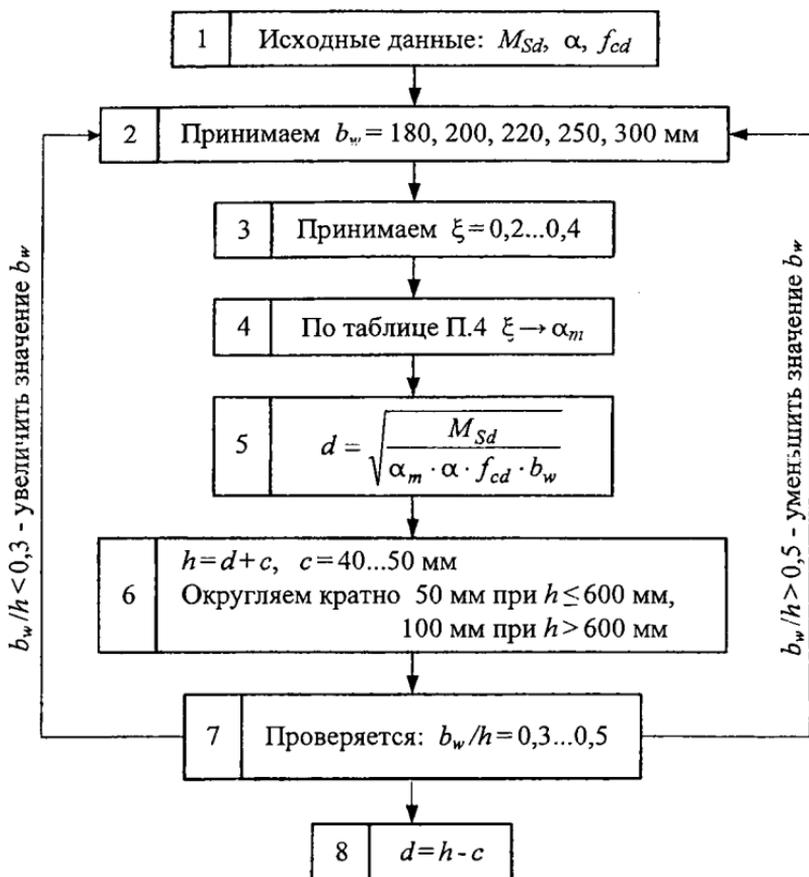


Рис. 3.3. Структура 3 Определение размеров сечения балки

3.4. Подбор сечения арматуры

В зависимости от направления действия изгибающего момента сжатая зона второстепенной балки таврового сечения расположена в верхней или нижней части сечения.

При подборе продольной арматуры в пролетах второстепенной балки от действия положительных изгибающих моментов сечение балки рассчитывается как тавровое с шириной полки b_f .

При определении сечения рабочей продольной арматуры на промежуточных опорах и в средних пролетах при действии отрицательного изгибающего момента в расчет вводится только ширина ребра балки b_w .

Максимальная расчетная ширина полки b_f ограничивается определенными пределами, так как ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена в следствие местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба.

Согласно п. 7.1.2.7. СНБ 5.03.01-02 [1] значение b'_f , вводимое в расчеты, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или $h_f > 0,1 \cdot h$ – половины расстояния в свету между продольными ребрами.

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большем, чем расстояние между продольными ребрами, и при $(h_f < 0,1 \cdot h) - 6 \cdot h'_f$.

В качестве рабочей арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять арматуру класса S400, S500 (min $\varnothing \geq 12$ мм).

Определение площади сечения рабочей арматуры во второстепенной балке производится согласно структуре 4 (рис. 3.5).

Пример 3.2. Определение площади сечения продольной рабочей арматуры в первом пролете при действии положительного изгибающего момента.

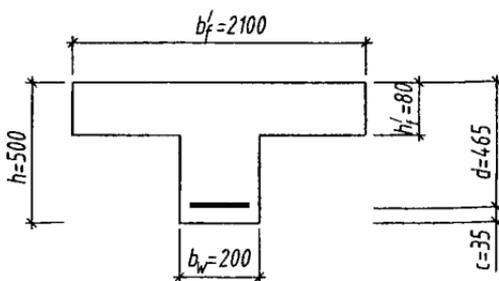


Рис. 3.4. Сечение второстепенной балки

Исходные данные:

$$M_{Sd1, \max} = 146,221 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм};$$

$$c = c_{cov} + \frac{\varnothing}{2};$$

$$1) b'_f = 2 \cdot b_{св} + b_w,$$

$$\text{где: а) } b_{св} = \frac{1}{6} \cdot l_0 = \frac{6100}{6} = 1016,67 \text{ мм,}$$

$$\text{б) } b_{св} = \frac{1}{2} \cdot \left(2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} \right) = 950 \text{ мм.}$$

$$\text{в) } \frac{h_f}{h} = \frac{80}{500} = 0,16 > 0,1.$$

В расчетную ширину полки b'_f вводится минимальное значение

$$b'_f = 2b_{св} + b_w = 2 \cdot 950 + 200 = 2100 \text{ мм.}$$

Класс по условиям эксплуатации ХС1. Принимаем бетон класса $C^{15}/_{20}$.

Расчетное сопротивление бетона сжатию составит

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа.}$$

Назначаем арматурные стержни класса S400

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

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 10,67 = 0,765;$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} - \frac{0,765}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,765}{1,1} \right)} = 0,626.$$

По табл. П.4 приложения для $\xi_{lim} = 0,626$ находим $\alpha_{m,lim} = 0,43$.

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$M_{Rd,n} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = 1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 80 \cdot \left(465 - \frac{80}{2} \right) = 761,838 \text{ кНм}$$

Так как $M_{Rd,n} = 761,838 \text{ кНм} > M_{Sd1,max} = 146,221 \text{ кНм}$, то нейтральная ось проходит в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной b'_f .

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd1,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{146,221 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 465^2} = 0,030 < \alpha_{m,lim} = 0,43.$$

По табл. П.4 приложения для $\alpha_m = 0,030$ находим $\eta = 0,985$.

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd1,max}}{f_{yd} \cdot u' \cdot \eta} = \frac{146,221 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,985} = 875 \text{ мм}^2.$$

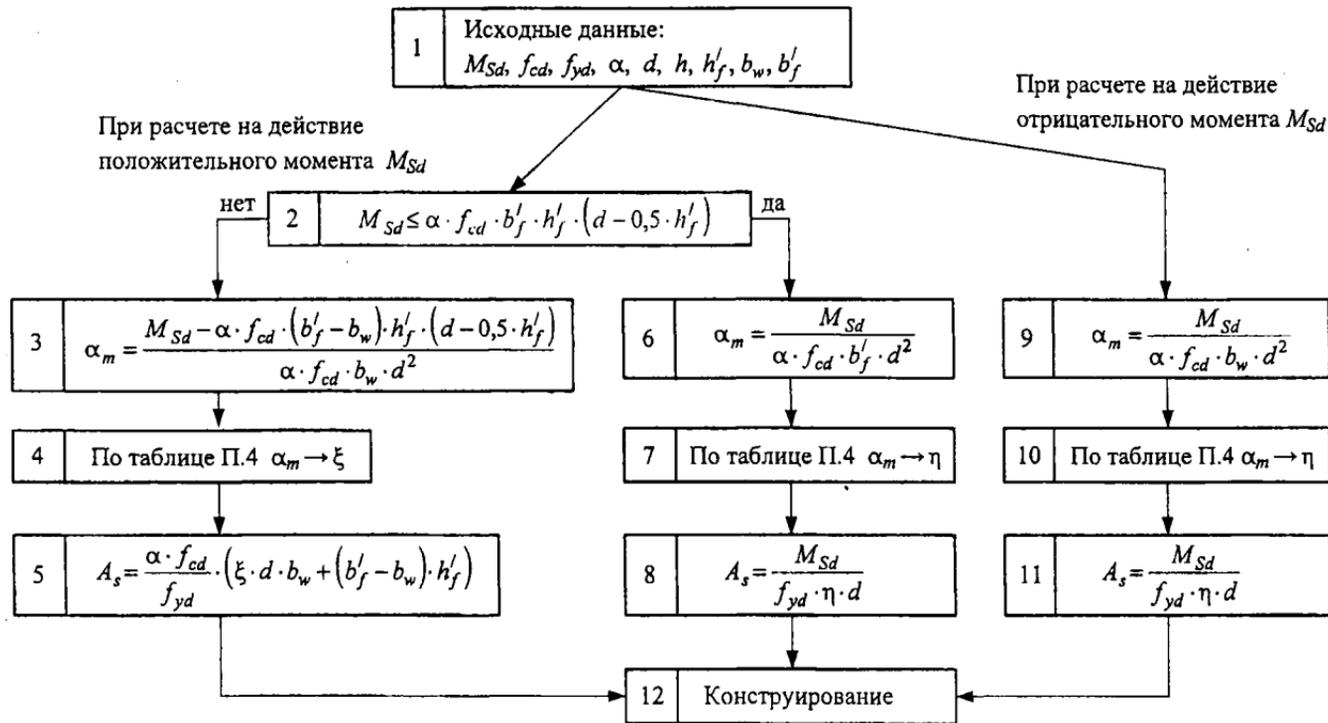


Рис. 3.5. Структура 4 Определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля

2. Подбор площади сечения продольной арматуры во втором пролете по положительному моменту

$$M_{Sd2,max} = 91,681 \text{ кНм}; \quad b'_f = 2100 \text{ мм} \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd2,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{91,681 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 465^2} = 0,019 < \alpha_{m,lim} = 0,43.$$

По табл. П.4 приложения для $\alpha_m = 0,019$ находим $\eta = 0,991$.

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd2,max}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{91,681 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,991} = 545 \text{ мм}^2.$$

3. Подбор площади сечения продольной арматуры на опоре В:

$$M_{SdB} = -114,888 \text{ кНм};$$

$b_w = 200$ мм, т.к. сжатая зона находится в ребре в нижней части балки.

$d = 500 - 50 = 450$ мм, т.к. арматура может быть установлена в два ряда.

$$\alpha_m = \frac{M_{SdB}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{114,888 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 450^2} = 0,265 < \alpha_{m,lim} = 0,43$$

По табл. П.4 приложения для $\alpha_m = 0,265$ находим $\xi = 0,315$ и $\eta = 0,843$.

$\xi = 0,315 < \xi_{lim} = 0,626$ – условие выполняется.

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{SdB}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{114,888 \cdot 10^6}{365 \cdot 450 \cdot 0,843} = 830 \text{ мм}^2.$$

4. Подбор площади сечения продольной арматуры на опоре С:

$$M_{SdC} = -91,681 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 450 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{SdC}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{91,681 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 450^2} = 0,212 < \alpha_{m,lim} = 0,43.$$

По табл. П.4 приложения для $\alpha_m = 0,212$ находим $\xi = 0,24$ и $\eta = 0,880$,

$\xi = 0,24 < \xi_{lim} = 0,626$ – условие выполняется.

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{SdC}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{91,681 \cdot 10^6}{365 \cdot 450 \cdot 0,880} = 634 \text{ мм}^2.$$

5. Подбор площади сечения продольной арматуры во втором пролете по отрицательному моменту.

$$M_{Sd2,min} = -17,602 \text{ кНМ}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 450 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd2,min}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{17,602 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 465^2} = 0,038 < \alpha_{m,lim} = 0,43.$$

По табл. П.4 приложения для $\alpha_m = 0,038$ находим $\xi = 0,039$ и $\eta = 0,98$;

$$\xi = 0,039 < \xi_{lim} = 0,626 - \text{условие выполняется.}$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd2,min}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{17,602 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,98} = 105,8 \text{ мм}^2 \approx 106 \text{ мм}^2$$

Требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры приведена на рис. 3.6.

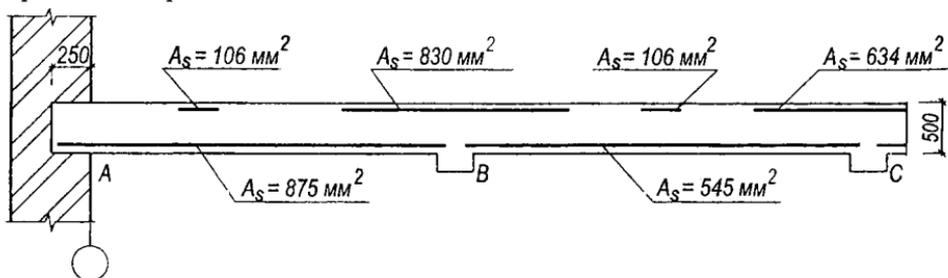


Рис. 3.6. Схема требуемой площади сечения арматуры

Пример 3.3. Рассчитать прочность наклонных сечений балки на действие поперечной силы при следующих данных:

$V_{Sd,кр} = 156,129 \text{ кН}$. Сечение балки $200 \times 500(h) \text{ мм}$ (см. рис. 3.4). Класс среды по условиям эксплуатации здания ХС1. Класс бетона $C^{16}/_{20}$. Поперечная арматура класса S240.

Расчет ведется в соответствии со структурой 5 (рис. 3.7 и 3.8).

1. Расчетные характеристики материалов:

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа}; \quad f_{cd} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \gamma_{s1} = \frac{240}{1,1} \cdot 0,8 = 175 \text{ МПа}; \quad E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad E_{cm} = 2,8 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм}; \quad \eta_{c2} = 2; \quad \eta_{c3} = 0,6 \text{ (п. 7.2.2.8 [1])}.$$

$$2. \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{465}} = 1 + 0,656 = 1,656 < 2.$$

$$3. \rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{509}{200 \cdot 465} = 0,005 < 0,02.$$

где $A_{sl} = 509 \text{ мм}^2$ – площадь продольной арматуры (2Ø18), заведенной на опору (см. пример 3.4).

4. Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= 0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d} = \\ &= 0,12 \cdot 1,656 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 16 \cdot 200 \cdot 465} = 39,962 \text{ кН} \geq \\ &\geq V_{Rd,ct,min} = 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,4 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465 = 32,364 \text{ кН} \end{aligned}$$

5. Т.к. $V_{Rd,ct} = 39,962 \text{ кН} < V_{Sd} = 156,129 \text{ кН}$, требуется расчет поперечной арматуры.

6. По конструктивным требованиям предварительно назначаем 2Ø8 класса S240 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

7. Принимаем на приопорном участке шаг хомутов $s_1 = 150 \text{ мм} < \begin{cases} h/3 = 167 \text{ мм}, \\ 300 \text{ мм}. \end{cases}$

$$s_1 < s_{\max} = \frac{\eta_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{V_{Sd}} = \frac{2 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465^2}{156129} = 482 \text{ мм}.$$

В средней части пролета балки $s_2 \leq 500 \cdot 0,75 = 375 \text{ мм}$. Принимаем $s_2 = 300 \text{ мм}$.

8. Проверяем (п. 11.2.5 [1, 13])

$$\rho_{sw} = \frac{A_{swi}}{b_w \cdot s_1} = \frac{101}{200 \cdot 150} = 0,0034 > \rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{16}}{240} = 0,0013;$$

$$9. \alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,8 \cdot 10^4} = 7,14;$$

$$10. \text{Определяем } \eta_{cl} = 1 - 0,01 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 10,67 = 0,893;$$

11. Коэффициент, учитывающий наличие хомутов

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,14 \cdot 0,0034 = 1,12 < 1,3.$$

12. Проверяем несущую способность бетона по наклонной полосе между наклонными трещинами на действие главных сжимающих напряжений

$$\begin{aligned} V_{Rd,max} &= 0,3 \cdot \eta_{cl} \cdot \eta_{wl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = \\ &= 0,3 \cdot 0,893 \cdot 1,12 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 465 = 297,740 \text{ кН} > V_{Sd} = 156,129 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таким образом, прочность бетона по наклонной полосе обеспечена.

13. Определяем коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок

$$b'_f = b_w + 3 \cdot h'_f = 200 + 3 \cdot 80 = 440 \text{ мм};$$

$$\eta_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} = \frac{0,75 \cdot (440 - 200) \cdot 80}{200 \cdot 465} = 0,155 < 0,5.$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольной силы, $\eta_N = 0$.

14. Погонное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} = \frac{101 \cdot 175}{150} = 117,83 \text{ Н/мм} >$$

$$> \frac{\eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f) \cdot f_{ctd} \cdot b_w}{2} = \frac{0,6 \cdot (1 + 0,155) \cdot 1,0 \cdot 200}{2} = 69,3 \text{ Н/мм}.$$

15. Определяем

$$M_{cd} = \eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2 =$$

$$= 2 \cdot (1 + 0,155) \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465^2 = 86,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

16. Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{86,9 \cdot 10^6}{117,83}} = 859 \text{ мм}.$$

17. Принимаем длину горизонтальной проекции наклонного сечения

$$l_{inc} = l_{inc,cr} = 859 \text{ мм}.$$

18. Проверяем $l_{inc} = 859 \text{ мм} > d = 465 \text{ мм}$,

$$l_{inc} = 859 \text{ мм} \leq \frac{\eta_{c2}}{\eta_{c3}} \cdot d = \frac{2}{0,6} \cdot 465 = 1550 \text{ мм}.$$

19. Определяем поперечное усилие, воспринимаемое бетоном

$$V_{cd} = \frac{M_{cd}}{l_{inc}} = \frac{86,9 \cdot 10^6}{859} = 101164 \text{ Н} >$$

$$> \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,155 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465 = 56070 \text{ Н}.$$

20. Проверяем $l_{inc,cr} = 859 \text{ мм} \leq 2d = 2 \cdot 465 = 930 \text{ мм}$.

21. Определяем поперечное усилие, воспринимаемое хомутами, пересекающими наклонную трещину

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = 117,83 \cdot 859 = 101216 \text{ Н}.$$

22. Определяем величину поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением

$$V_{Rd} = V_{sw} + V_{cd} = 101,216 + 101,164 = 202,380 \text{ кН} > V_{Sd} = 156,129 \text{ кН}.$$

Окончательно принимаем для армирования балки в приопорных сечениях поперечную арматуру $2\varnothing 8$ класса S240 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$) (рис. 3.9).

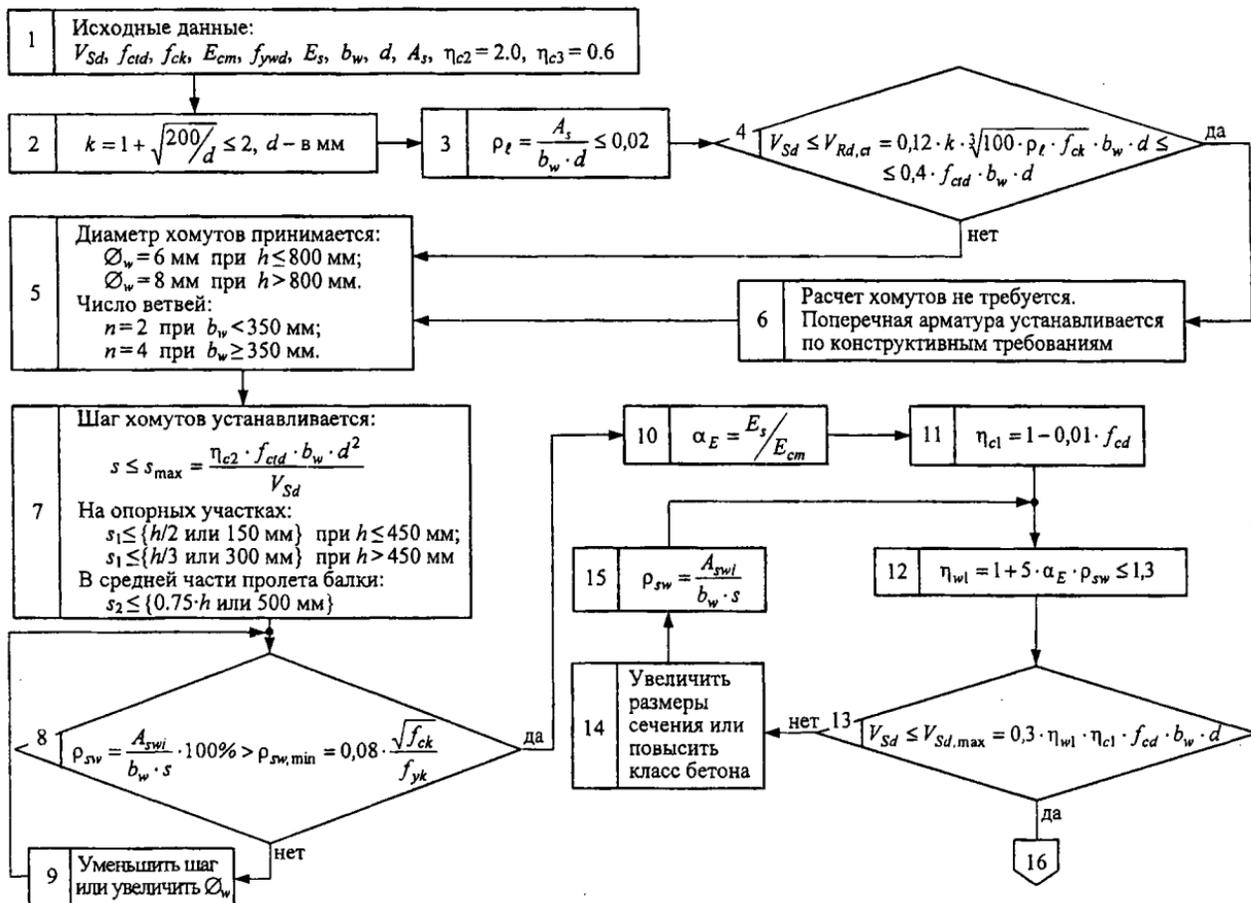


Рис. 3.7. Структура 5. Расчет наклонных сечений

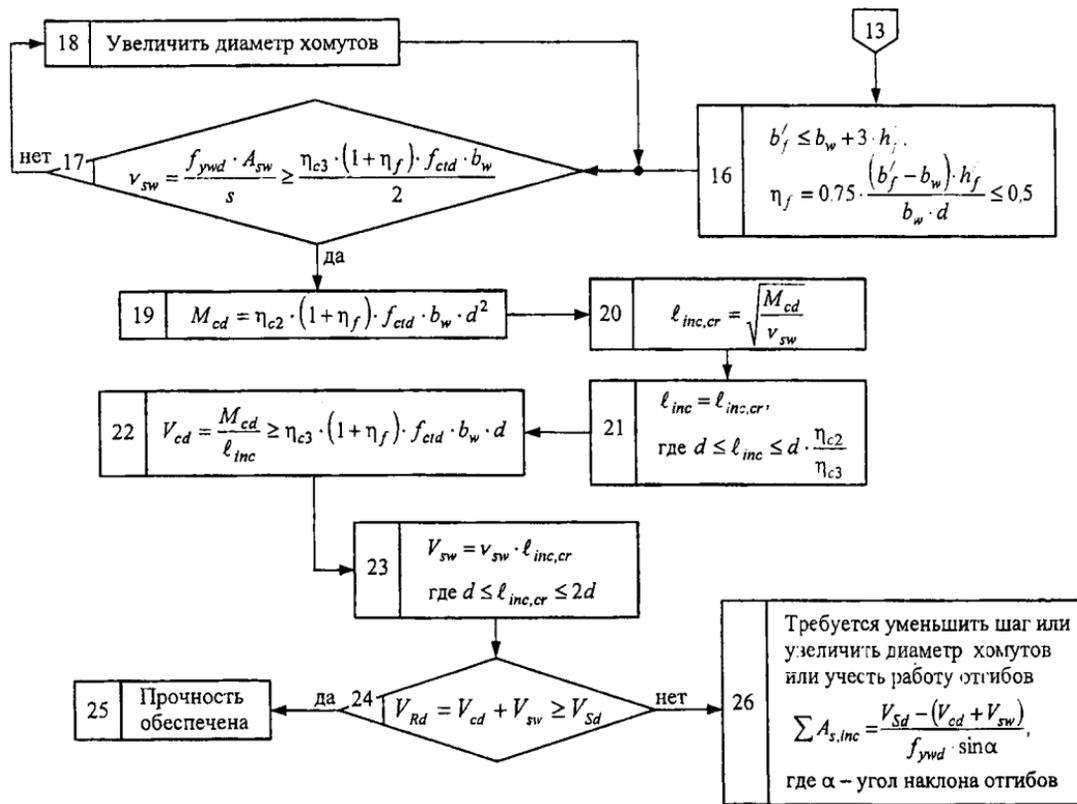


Рис. 3.8. Структура 5 Расчет наклонных сечений (продолжение)

3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Определив необходимое сечение рабочей арматуры в пролетах и на опорах балки, а также площадь сечения отогнутой арматуры, переходят к назначению количества и диаметра стержней. Сначала подбирают арматуру во всех пролетах. При этом руководствуются следующими положениями:

1. Количество стержней желательнее назначить таким, чтобы арматура поместилась в одном ряду (но не менее 3 стержней). Диаметр рабочих стержней рекомендуется принимать от 12 мм до 25 мм.

2. Число стержней в пролете следует согласовать с требуемым по расчету сечением отогнутой арматуры и с количеством отогнутых стержней, которое требуется, чтобы перекрыть на опоре участок огибающей эпюры поперечных сил.

3. Всю отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней и, в крайнем случае, если их не хватает, поставить дополнительные отдельные отогнутые стержни – "утки". Количество плоскостей отгибов и площадь отогнутых стержней в каждой плоскости должны быть не меньше требуемых по расчету. Угол наклона отгибов к оси балки (при $h \leq 800$ мм) принимается равным 45° , а при $h > 800$ мм – 60° .

4. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры. Разница в диаметрах рабочей арматуры должна быть не менее 4 мм.

5. Из продольных стержней балки не менее чем два стержня ($\geq \frac{1}{2} A_s$) должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм) (п. 11.2.17 [1]).

6. Подбор количества и диаметра стержней должен быть осуществлен таким образом, чтобы разность расчетной площади сечения арматуры и суммарной площади уложенных в пролетах стержней была минимальной (не более $\pm 5\%$).

7. При размещении стержней в поперечном сечении балки следует обязательно следить за соблюдением величины зазора между ними, исходя из принятой ширины балки. Расстояние в свету между стержнями при нижнем расположении арматуры должно быть не менее большего диаметра стержня и не менее 25 мм, и не менее 30 мм – при верхнем. Расстояние в свету между рядами стержней при их двухрядном расположении должно быть не менее половины диаметра стержня и не менее 25 мм (п. 11.2.15 [1]). Толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 25 мм принимается не менее величины, указанной в табл. 2.1 (табл. 11.4 [1, 2, 13]) и не ме-

нее максимального размера зерна крупного заполнителя. Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм. Над опорой зазоры между стержнями в ряду увеличиваются для удобства бетонирования (рис. 3.9).

При расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте сечения расстояние между стержнями, расположенными в третьем и следующих рядах, должны приниматься не менее 50 мм.

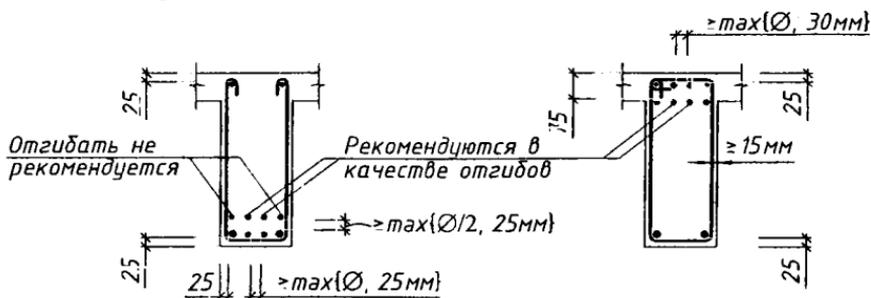


Рис. 3.9. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

8. В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, то два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону. Требуемая на опорах по расчету на действие изгибающего момента продольная рабочая арматура должна быть получена за счет пролетной отогнутой арматуры и арматуры, принятой по величине отрицательного изгибающего момента в соседних пролетах и укладываемой на крайние свободные места с тем, чтобы они являлись одновременно и монтажными стержнями.

Площадь сечения стержней первой плоскости отгибов (при отсутствии "уток"), считая от опоры, но только слева или только справа от опоры, не учитывается. Эти отгибы имеют, как правило, горизонтальный участок на опоре всего 50–200 мм и не могут воспринимать изгибающий момент.

В опорном сечении на восприятие изгибающего момента работает тот стержень, который имеет до опорного сечения прямой участок не менее $0,5 \cdot d$.

В некоторых случаях допускается для получения на опоре требуемой площади сечения арматуры устанавливать дополнительные прямые стержни, которые укладывают на крайние свободные места.

9. Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2\varnothing$ от боковых граней элемента, где \varnothing – диаметр отгибаемого стержня.

3.6. Построение эпюры материалов

Прочность балки должна быть обеспечена по всей ее длине, однако не следует забывать и экономическую сторону проектирования. Площади сечения арматуры найдены по усилиям в наиболее загруженных сечениях балки и, естественно, по мере уменьшения нагибающих моментов по длине балки часть стержней обрывают или переводят в другую зону. При помощи построения эпюры материалов определяются места обрывов и уточняются места начала отгибов стержней.

Эпюра материалов представляет собой графическое изображение значений моментов, которые могут быть восприняты балкой в любом сечении. Сопоставляя эпюру материалов с огибающей эпюрой моментов, можно проверить прочность сечения балки в любой точки по ее длине.

В любом сечении балки момент внешних сил не должен быть больше того момента, который может быть воспринят бетоном и арматурой в этом сечении, т.е. эпюра материалов должна везде перекрывать эпюру моментов. Чем ближе на всем протяжении балки эпюра материалов подходит к огибающей эпюре моментов, тем экономичнее запроектирована балка.

К началу построения эпюры материалов балка должна быть заармирована. Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_s в середине пролета и на опоре согласно структуре б (рис. 3.11) определяют момент M_{Rd} воспринимаемый арматурой A_s . Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (см. рис. 3.10), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_{Rd} .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов от нулевой линии, что показывает, на сколько фактическая площадь арматуры A_s близка к расчетной A_s^{TP} . Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры A_s или об ошибке в вычислениях.

Затем подсчитывают момент M_{Rd} для доводимых до опоры стержней и снова проводят горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка

пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва (отгиба) стержней арматуры. Таким же образом поступают и при определении мест обрыва (отгиба) других стержней.

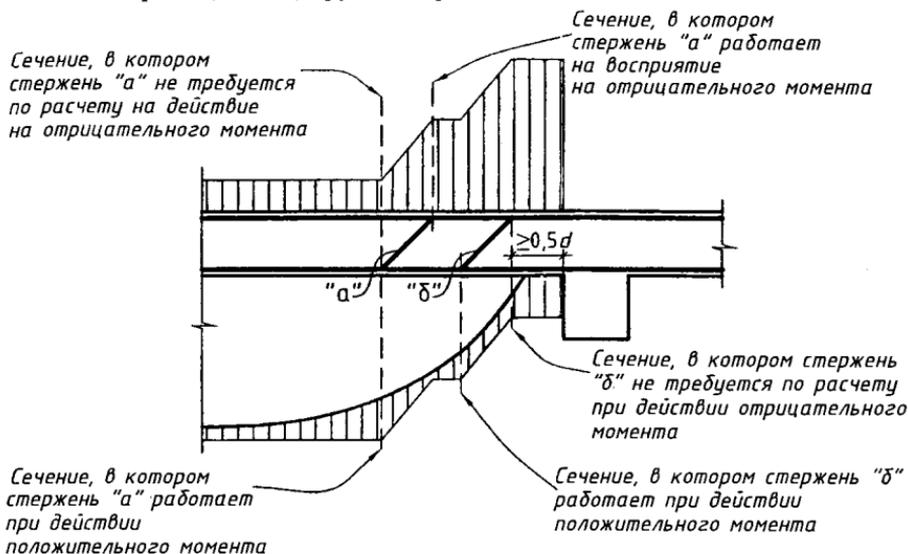


Рис. 3.10. Схема расположения отгибов

Из точек теоретического обрыва (т.т.о.) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями M_{Rd} и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней, и наклонный вид в местах отгиба стержней.

С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на опоре в стене, в первом пролете арматуру не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50-60 мм от внутренней грани стены.

Не следует забывать, что сечения балки при расчете прочности на действие отрицательных изгибающих моментов рассматриваются как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра, а при расчете на действие положительных моментов – как тавровые с шириной полки b'_f (для монолитных ребристых перекрытий тавровые сечения имеют развитую полку, нейтральная ось, как правило, проходит в полке, т.е. $x < h'_f$, и тавровое сечение рассчитывается, как прямоугольное с шириной, равной b'_f).

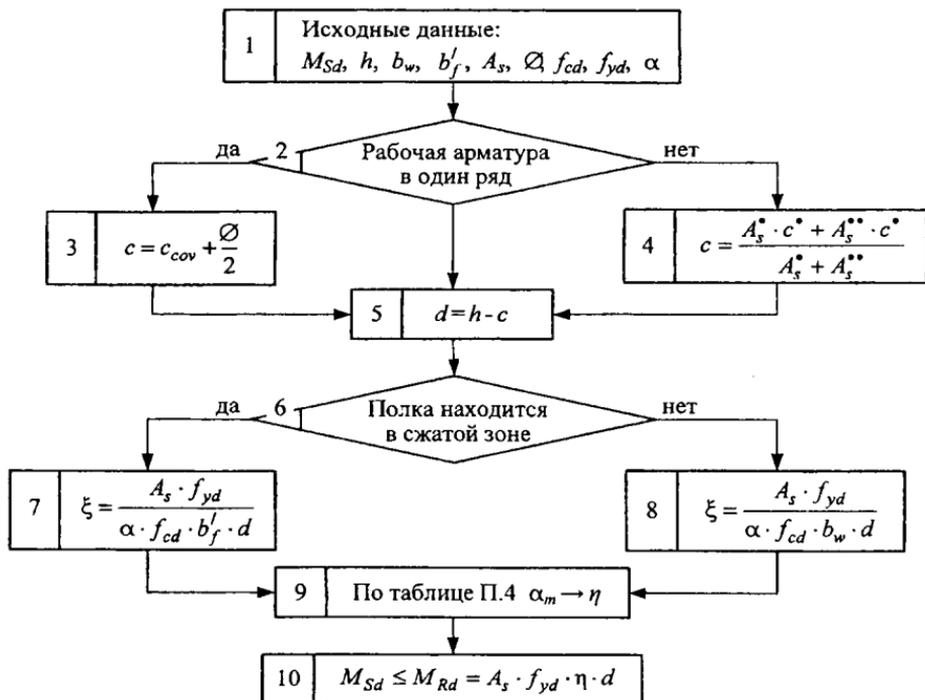


Рис. 3.11. Структура б Расчет ординат эпюры материалов

Нижние (не крайние) растянутые стержни вязаных каркасов в пролетах, как правило, не обрывают, а отгибают и заводят на опоры. На эпюре материалов уменьшение несущей способности сечений балки показывают в виде наклонных участков. Отгибаемые нижние стержни считаются вступившими в работу в точке нижнего отгиба, а отгибаемые верхние стержни – в точке верхнего отгиба.

Соответственно с переводом стержней в верхнюю зону балки возрастают ординаты эпюры материалов для отрицательных моментов и уменьшается эпюра материалов для положительных моментов.

Место расположения отгибов должно быть уточнено и увязано с эпюрой изгибающих моментов: начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального к продольной оси элемента сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту не менее чем на $0,5 \cdot d$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (рис. 3.10).

Для обрываемых стержней места их теоретического обрыва определяют по точке пересечения прямых эпюры материалов с ветвями огибающей эпюры моментов.

В местах обрыва стержней эпюра материалов состоит из горизонтальных прямых с вертикальными уступами. Высота этих уступов пропорциональна сечению включающихся и выключающихся из работы стержней.

Расстояния от граней опор до точек теоретического обрыва определяются аналитически из подобия треугольников, образованных ординатами огибающей эпюры моментов и эпюры материалов. При построении эпюры материалов на чертеже в достаточно крупном масштабе (например, 1:20) можно допустить определение вышеуказанных расстояний путем их измерения.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента в элементах постоянной высоты продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т.е., за сечение, нормальное к продольной оси балки, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину l_{bd} , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

3.7. Определение длины анкеровки обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, можно определить, накладывая огибающую эпюру моментов на эпюру материалов. Точки пересечения обеих эпюр определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 3.12).

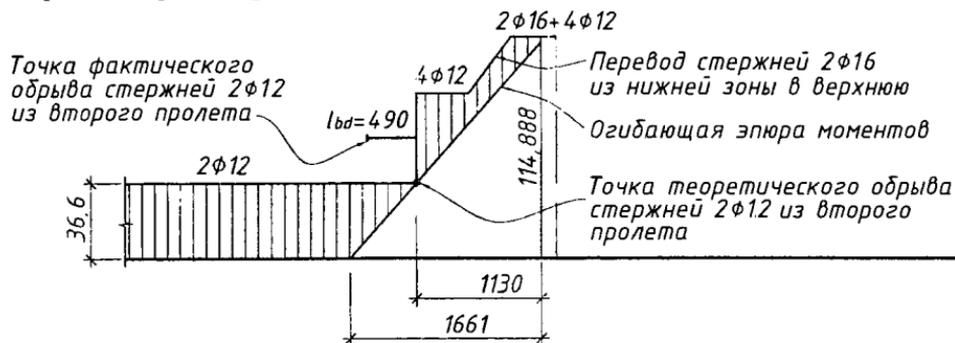


Рис. 3.12. Фрагмент эпюры материалов (выделено из рис. 3.13)

В соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–02 (п. 11.2.37) обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва на расстояние не менее

$$l_{anc} \geq \{0,5h; 20\varnothing; 0,6l_b\},$$

где h – высота второстепенной балки;

\varnothing – диаметр обрываемого стержня;

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \text{ – базовая длина анкеровки;}$$

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

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

$\eta_1 = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние сцепления и положения стержней при бетонировании;

$\eta_2 = 1,0$ – при $\varnothing \leq 32$ мм;

$\eta_3 = 2,5$ – для стержней кольцевого периодического профиля;

$\eta_3 = 2,0$ – для стержней серповидного периодического профиля;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{1,5} \text{ – расчетное сопротивление бетона растяжению.}$$

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры (кирпичной стены), длина заводимых стержней должна быть не менее $15\varnothing$ – для элементов, где поперечная арматура устанавливается по расчету, а на опору заводится не менее $\frac{1}{3}$ площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете (п. 11.2.38 [1]).

Пример 3.4. По результатам расчета балки (пример 3.2) подобрать сечение арматуры (количество и диаметр стержней) и построить эпюру материалов.

Подбирать диаметр и количество стержней рекомендуется одновременно в двух (крайнем и первом среднем) пролетах, имея в виду, что один или два стержня из каждого пролета будут отогнуты и переведены в верхнюю зону для восприятия опорных (отрицательных) моментов.

В каждом пролете подбирается три или четыре стержня таким образом, чтобы два стержня большего диаметра заводились на опоры, а остальные – были отогнуты. Общая площадь сечения всех стержней должна быть близкой к требуемой по расчету.

По данным примера 3.2 для армирования первого пролета балки необходимо сечение арматуры, равное 875 мм^2 . Это сечение можно получить приняв $2\emptyset 22+2\emptyset 12$, что обеспечивает $A_s = 760 + 226 = 986 \text{ мм}^2$ или $2\emptyset 18+2\emptyset 16$ с площадью $A_s = 509 + 402 = 917 \text{ мм}^2$. Во втором пролете по расчету требуется арматура с площадью $A_s = 545 \text{ мм}^2$, что достигается постановкой $2\emptyset 16+2\emptyset 12$ с площадью сечения $A_s = 402 + 226 = 628 \text{ мм}^2$ или $4\emptyset 14$ с площадью $A_s = 616 \text{ мм}^2$ или $3\emptyset 16$ с площадью $A_s = 603 \text{ мм}^2$.

В верхней зоне балки устанавливаются монтажные стержни $2\emptyset 12$, которые проходят через опоры и стыкуются внахлест в середине второго пролета.

На первой промежуточной опоре (опоре "В") для восприятия отрицательного опорного момента требуется площадь сечения арматуры $A_s = 830 \text{ мм}^2$, которую обеспечивают два монтажных стержня ($2\emptyset 12$) с $A_s = 226 \text{ мм}^2$, два отгибаемых стержня первого пролета ($2\emptyset 16$) с площадью $A_s = 402 \text{ мм}^2$ и два стержня $\emptyset 12$ с площадью $A_s = 226 \text{ мм}^2$, отгибаемых из второго пролета.

Таким образом, в первом пролете устанавливается $2\emptyset 18$ класса S400 и $2\emptyset 16$ класса S400 с общей площадью $A_s = 917 \text{ мм}^2$, во втором пролете – $2\emptyset 16$ класса S400 и $2\emptyset 12$ класса S400 с общей площадью $A_s = 628 \text{ мм}^2$. В курсовом проекте допускается принимать в пролете балки армирование из стержней с разницей диаметров 2 мм. Аналогично подбирается количество и диаметр стержней в третьем и других средних пролетах и на опорах (табл. 3.3).

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры и выполняется согласно структуре 6 (рис. 3.11).

В первом пролете вычисляется величина $M_{Rd,18}$ – момента, который может воспринять сечение балки, армированное $2\emptyset 18$ класса S400, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов. Затем вычисляется $M_{Rd,18+16}$ – момент, воспринимаемый балкой, армированной $2\emptyset 18+2\emptyset 16$ класса S400, и также откладывается на огибающей эпюре моментов.

Вычисляется $M_{Rd,12}$ – отрицательный изгибающий момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями $2\emptyset 12$ класса S400, установленными в верхней зоне. Величина $M_{Rd,12}$ изображается прямой, проведенной выше «нулевой» линии. Точка ее пересечения с наклонной линией эпюры моментов крайнего пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней $\emptyset 12$, отогнутых во втором пролете и заведенных в крайний пролет. Во втором пролете точка пересечения прямой $M_{Rd,16}$ с наклонной линией эпюры моментов второго пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней $\emptyset 16$, отогнутых в крайнем пролете и заведенных во второй пролет.

Для первого пролета вычисляется ордината эпюры M_{Rd} для $4\emptyset 12$, для второго пролета – M_{Rd} для $2\emptyset 12+2\emptyset 16$ и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые. На расстоянии, большем, чем $0,5 \cdot d$ от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней $2\emptyset 16$ для крайнего пролета и $2\emptyset 12$ – для второго пролета. Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (рис. 3.13).

Фактические точки обрыва отогнутых стержней вычисляются согласно п. 3.7.

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Количество и диаметр стержней	A_s , мм ²	c , мм	$d = h - c$, мм	$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	$\eta = 1 - \frac{\xi}{2}$	$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta$, кНм
Первый пролет						
2Ø18	509	25+9=34	466	$\xi = \frac{365 \cdot 509}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 2100 \cdot 466} = 0,018$	0,99	85,7
2Ø18+2Ø16	911	34	466	$\xi = \frac{365 \cdot 911}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 2100 \cdot 466} = 0,032$	0,98	151,8
Второй пролет						
2Ø16	402	25+8=33	467	$\xi = \frac{365 \cdot 402}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 2100 \cdot 467} = 0,014$	0,99	67,8
2Ø16+2Ø12	628	33	467	$\xi = \frac{365 \cdot 628}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 2100 \cdot 467} = 0,022$	0,99	106,0
Опора В слева						
2Ø12	226	31	469	0,082	0,96	37,1
2Ø12+2Ø12	452	50	450	$\xi = \frac{365 \cdot 452}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 200 \cdot 450} = 0,171$	0,91	67,6
4Ø12+2Ø16	854	45,1*	454,9	$\xi = \frac{365 \cdot 854}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 200 \cdot 454,9} = 0,317$	0,84	119,1
Опора В справа						
2Ø12	226	31	469	0,082	0,96	37,1
2Ø12+2Ø16	628	32	468	0,229	0,88	94,4
4Ø12+2Ø16	854	45,1*	454,9	0,320	0,84	119,1

*Примечание: $c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8) + 226 \cdot (75 + 6)}{226 + 402 + 226} = 45,1$ мм

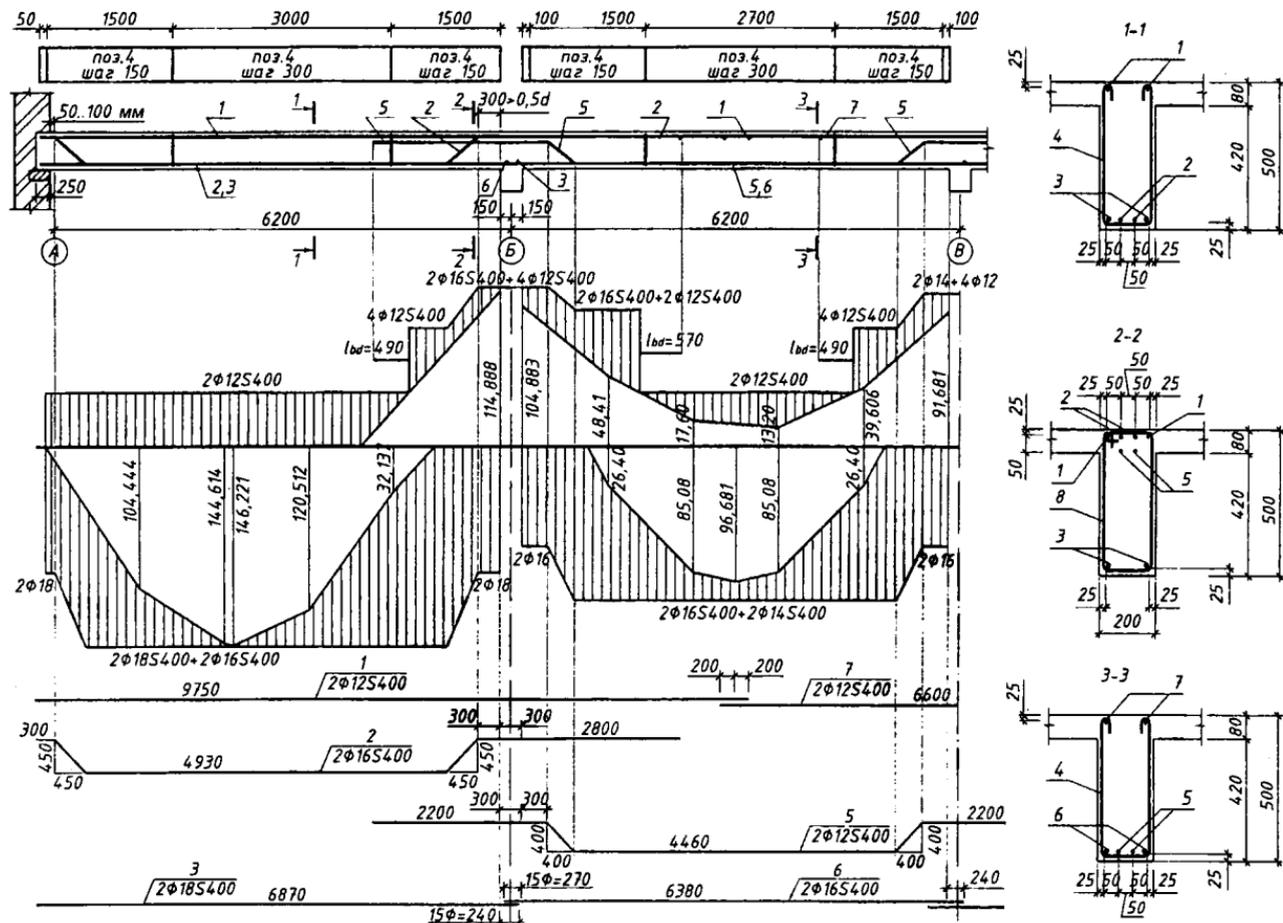


Рис. 3.13. Эпюра материалов второстепенной балки

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

В железобетонных конструкциях все сжатые элементы рассчитываются как внецентренно сжатые. Это обусловлено тем, что кроме фактического эксцентриситета приложения сжимающей силы ($e = M/N$) в железобетонном элементе, ввиду несовершенства его геометрических форм, отклонения фактических размеров сечений от проектных, неоднородности бетона геометрический и физический центры тяжести сечения не совпадают и поэтому в расчет дополнительно вводят так называемый случайный эксцентриситет e_a . Суммарный эксцентриситет определяется по формуле: $e_0 = e + e_a$.

При приложении сжимающей силы по оси элемента ($e = M/N = 0$) учитывают только случайный эксцентриситет $e_0 = e_a$ и элемент можно рассматривать как условно центрально-сжатый. К таким элементам относят промежуточные колонны в зданиях с неполным каркасом.

Колонны и стойки при $e_0 = e_a$ назначают обычно квадратного сечения, иногда прямоугольного. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. Минимальные размеры сечения сборных колонн жилых и общественных зданий допускается принимать равными 200×200 мм, промышленных зданий – 300×300 мм. Монолитные железобетонные колонны рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее 250×250 мм. Бетон для колонн применяют не ниже класса по прочности на сжатие $C^{12}/_{15}$, а для сильно нагруженных – не ниже $C^{20}/_{25}$. Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм из стали классов S400 или S500 и поперечными стержнями (или хомутами) из стали классов S240, S400 и S500.

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 $A_{s,tot}$ должна составлять (п. 11.2.2, табл. 11.1 [1, 13]), %:

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

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. 2.1 (табл. 5.3, 11.4 [1,2]) и должна быть не менее диаметра продольной арматуры;

Расстояние между вертикальными стержнями арматуры в свету, если они при бетонировании расположены вертикально, должно быть не менее 50 мм 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 – $10\emptyset$;

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

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

– при $f_{yd} \leq 400 \text{ Н/мм}^2$ – не более 500 мм и не более $15\emptyset$ и $20\emptyset$ в вязаных и сварных каркасах соответственно;

– при $f_{yd} \geq 450 \text{ Н/мм}^2$ – не более 400 мм и не более $12\emptyset$ и $15\emptyset$ в вязаных и сварных каркасах соответственно.

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

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

– в 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 $0,25\emptyset$, где \emptyset – наибольший диаметр продольных стержней. Обычно принимают хомуты из проволоки класса S240 диаметром 6...8 мм.

4.2. Определение действующих нагрузок и усилий

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

Вычисляется действующая на 1 м^2 постоянная (длительная) нагрузка на покрытие $g_{\text{покр}}$, переменная (снеговая) – $q_{\text{покр}}$, постоянная нагрузка на перекрытие – $g_{\text{перекр}}$ и переменная нагрузка (полезная) на перекрытие – $q_{\text{перекр}}$. Нагрузка на колонну собирается с грузовой площадки $A_{\text{груз}} = l_{\text{ВБ}} \times l_{\text{ГБ}}$ ($l_{\text{ВБ}}$ и $l_{\text{ГБ}}$ – расстояние между осями второстепенных и главных балок соответственно).

Колонна первого этажа (на уровне обреза фундамента) рассчитывается на действие следующих усилий:

– от постоянных нагрузок

$$G_1 = G_{\text{покр}} + (n-1) \cdot G_{\text{перекр}} + n \cdot G_{\text{колонны}};$$

– от переменных нагрузок

$$Q_1 = Q_{\text{покр}},$$

$$Q_2 = (n-1) \cdot Q_{\text{перекр}},$$

где $G_{\text{покр}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}}$,

$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n,$$

n – количество этажей,

$$Q_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

$$Q_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}},$$

b, h – размеры поперечного сечения колонны, [м],

$H_{\text{эт}}$ – высота этажа, [м].

В расчетах по методу предельных состояний кроме постоянных нагрузок учитываются переменные нагрузки, одновременное появление которых маловероятно. Поэтому учитываются только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или части их.

Согласно п. А.4 [1, 2, 13] при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и временных ситуациях:

– первое основное сочетание

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

– второе основное сочетание

$$N_{Sd} = \xi \sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$$

где $\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}$ – расчетное значение постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

$\gamma_{Qi} \cdot Q_{k,i}$ – расчетные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\psi_{0i} = \psi_0 = 0,7$ – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки (таб. А.1 [1]);

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

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представить как

$$N_{Sd,1} = G_1 + \sum_{i=1} \psi_0 \cdot Q,$$

$$N_{Sd,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum_{i>1} \psi_0 \cdot Q$$

где G_1 – постоянная нагрузка;

Q_d – доминирующая переменная нагрузка;

Q – сопутствующая переменная нагрузка.

В качестве доминирующего переменного воздействия следует рассматривать не обязательно воздействие, большее по величине, а воздействие, характеризующееся большей продолжительностью действия нагрузки в процессе эксплуатации. В случае расчета многоэтажного здания доминирующим воздействием, очевидно, будет полезная нагрузка, а сопутствующим – снеговая, как меньшая по величине и продолжительности действия.

Часть переменной нагрузки при практически постоянном сочетании нагрузок определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания ψ_2 (для снеговой нагрузки $\psi_2 = 0,3$; для полезной – $\psi_2 = 0,5$ – кабинеты, лаборатории и т.д.), которые определяются по табл. А.1 приложения А СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2].

$$Q_{1,\ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,5 \text{ – полезная нагрузка.}$$

$$Q_{2,\ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,3 \text{ – снеговая нагрузка}$$

Практически постоянная часть полной нагрузки

$$N_{Sd,\ell\ell} = G_1 + Q_{1,\ell} + Q_{2,\ell} \cdot \psi_0$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа

N_{Sd} – от полной нагрузки,

$N_{Sd,\ell\ell}$ – от действия практически постоянного сочетания нагрузок.

4.3. Расчет армирования колонны первого этажа.

При расчете колонны предварительно принимается сечение колонны $b \times h$ в мм. Определяется геометрическая длина колонны l_{col} , равная расстоянию между нижней плоскостью главной балки и обрезом фундамента. Расчетная длина колонны

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

$\beta = 1$ – коэффициент, учитывающий условия закрепления колонны (п. 7.1.2.15).

Случайный эксцентриситет принимается

$$e_a = \max \left\{ \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 10 \text{ мм} \right\}$$

Определяется гибкость колонны и необходимость учета влияния коэффициента продольного изгиба

$$\text{радиус инерции} \quad i = h/12;$$

$$\text{гибкость колонны} \quad \lambda = l_0/i.$$

При $\lambda > 14$ необходимо учитывать влияние коэффициента продольного изгиба.

Эффективная расчетная длина колонны

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

$$\text{где } k_{tt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sd,tt}}{N_{Sd}} \cdot \Phi(\infty, t),$$

l_0 – расчетная длина колонны, м,

$\Phi(\infty, t) = 2$ – предельное значение коэффициента ползучести (п. 7.1.2.16 [1]).

Определяются $\lambda_h = l_{eff}/h$ и e_a/h и по табл. П.6 приложения (табл. 7.2 [1])

определяется φ – коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности (продольного изгиба).

Расчет армирования колонны со случайным эксцентриситетом производится из условия (п. 7.1.2.17 [1])

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

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s,tot} \geq \frac{\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}}.$$

По сортаменту подбирается 4, 6 или 8 арматурных стержней разных диаметров одного класса.

Проверяется коэффициент продольного армирования (примеч. 3, табл. 11.1 [1, 13])

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot 100\% \geq \begin{cases} \rho_{\min} = 2 \cdot \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} \geq \rho_{\lambda}; \\ 0,10\% \leq \rho_{\lambda} = \frac{27 + l_0/i}{440} \leq 0,25\%. \end{cases}$$

4.4. Определение длины анкеровки рабочих стержней

Стык колонны с фундаментом выполняется на уровне обреза подколонника. Для обеспечения совместной работы колонны и фундамента необходимо выпуски арматуры из подколонника завести в бетон колонны на длину анкеровки l_{bd} . Кроме того, выпуски арматуры должны быть заделаны в тело фундаментной плиты на глубину не менее, чем на l_{bd} .

Согласно п. 11.2.32 [1] расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле

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

где $A_{s,req}$ – площадь арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь арматуры;

$\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки (табл. 11.6 [1]);

$\alpha_3 = 0,7$ – то же;

$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$ – базовая длина анкеровки (п. 11.2.33 [1]);

f_{yd} – расчетное сопротивление рабочей арматуры колонны;

$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$ – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном;

$\eta_1 = 0,7$ – учитывает влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;

η_2 – учитывает влияние диаметра стержня, при $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;

η_3 – учитывает профиль арматурного стержня:

$\eta_3 = 1,5$ – для гладких стержней;

$\eta_3 = 2,0$ – для стержней серповидного профиля;

$\eta_3 = 2,5$ – для стержней кольцевого профиля;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней

$$l_{b,\min} > \max \{0,3l_b, 15\varnothing, 100 \text{ мм}\}.$$

Выпуски арматуры, заведенные из подколонника в колонну рассчитываются по классу бетона колонны, а выпуски, заведенные в фундаментную плиту – по классу бетона фундаментной плиты.

Пример 4.1. Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сетка колонн 6,2×6,3 м; составы покрытия и перекрытий приведены на рис. 4.1; количество этажей $n = 5$; высота этажа $H_{\text{эт}} = 4,5$ м; высота сечения главной балки $h_{ГБ} = 600$ мм; обрез фундамента на отм. $-0,05$ м; бетон класса $C^{20}/25$, арматура класса S500; сечение колонны 500×500 мм.

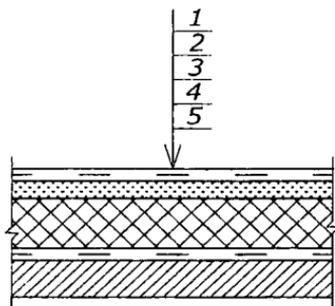
Расчет нагрузок от покрытия $g_{\text{пок}}$ и $q_{\text{пок}}$ приведен в табл. 4.1, от перекрытия $g_{\text{перекр}}$ и $q_{\text{перекр}}$ – в табл. 4.2.

Таблица 4.1

Нормативные и расчетные значения нагрузок, передаваемых на колонну от покрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение кН/м^2	γ_F	γ_n	Расчетное значение, кН/м^2
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Двуслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,35	0,95	0,19
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30$ мм ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$)	0,54	1,35	0,95	0,69
3	Утеплитель – пенополистирол $\delta = 120$ мм ($\rho = 35 \text{ кг/м}^3$)	0,042	1,35	0,95	0,06
4	Пароизоляция	0,07	1,35	0,95	0,09
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$)	2,00	1,35	0,95	2,56
6	Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,5 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	1,00	1,35	0,95	1,28
7	Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,95	0,81
Итого: $g_{\text{пок}} = 5,68$					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	снеговая (г. Витебск)	1,2	1,5	0,95	1,71
Итого: $q_{\text{пок}} = 1,71$					

а



б

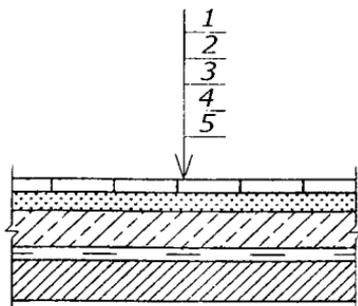


Рис. 4.1. Состав: а – покрытие;
б – перекрытия

Таблица 4.2

Нормативные и расчетные значения нагрузок на колонну,
передаваемых от перекрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение кН/м ²	γ_F	γ_n	Расчетное значение, кН/м ²
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\rho = 2000$ кг/м ³)	0,24	1,35	0,95	0,31
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\rho = 2100$ кг/м ³)	0,74	1,35	0,95	0,95
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\rho = 1200$ кг/м ³)	0,66	1,35	0,95	0,85
4	1 слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 5$ кг/м ²)	0,05	1,35	0,95	0,06
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\rho = 2500$ кг/м ³)	2,00	1,35	0,95	2,57
6	Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,5 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	1,00	1,35	0,95	1,28
7	Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,95	0,81
Итого: $g_{\text{перекр}} = 6,83$					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	полезная нагрузка	10,5	1,5	0,95	14,96
Итого: $q_{\text{перекр}} = 14,96$					

Нагрузка на один квадратный метр перекрытия от собственного веса: перекрытия составляет – 6,83 кПа, покрытия – 5,68 кПа. Переменная (полезная) нагрузка на перекрытие составляет 14,96 кПа; переменная нагрузка на покрытие (снеговая) – 1,71 кПа.

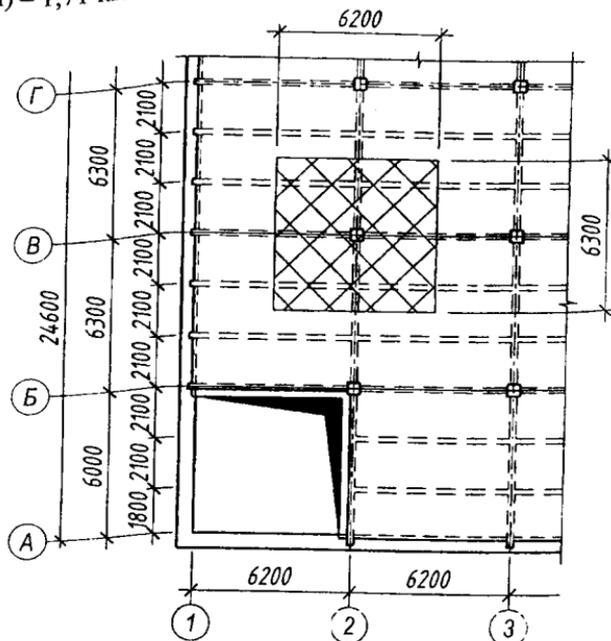


Рис. 4.2. Грузовая площадь колонны

Грузовая площадь колонны $A_{\text{груз}} = 6,2 \cdot 6,3 = 39,06 \text{ м}^2$.

$$G_{\text{покрыт}} = 5,68 \cdot 39,06 = 222 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{покрыт}} = 1,71 \cdot 39,06 = 67 \text{ кН};$$

$$G_{\text{перекр}} = 6,83 \cdot 39,06 = 267 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{перекр}} = 14,96 \cdot 39,06 = 584 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах первого этажа

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 36 \text{ кН}.$$

Определяем усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок:

$$\begin{aligned} G_1 &= G_{\text{покрыт}} + (n-1) \cdot G_{\text{перекр}} + n \cdot G_{\text{колонны}} = \\ &= 222 + (5-1) \cdot 267 + 5 \cdot 36 = 1470 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– от переменных:

$$Q_1 = (n - 1) \cdot Q_{\text{перекр}} = 584 \cdot (5 - 1) = 2336 \text{ кН.}$$

$$Q_2 = Q_{\text{покрыт}} = 67 \text{ кН,}$$

Составим расчетные сочетания усилий:

$$N_{Sd,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1470 + 0,7 \cdot (2336 + 67) = 3152 \text{ кН;}$$

$$N_{Sd,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0,85 \cdot 1470 + 2336 + 0,7 \cdot 67 = 3632 \text{ кН.}$$

где: Q_d – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным является второе сочетание – $N_{Sd,2} = 3632 \text{ кН.}$

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки определим путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания ψ_2 (зависит от вида нагрузки), определяемый по таблице А.1 приложения А СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2, 13]

$$Q_{1,\ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = 2336 \cdot 0,5 = 1168 \text{ кН.}$$

$$Q_{2,\ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = 67 \cdot 0,3 = 20 \text{ кН – снеговая нагрузка;}$$

Выберем часть продольной силы при практически постоянном сочетании нагрузок для второй комбинации:

$$N_{Sd,\ell t} = 0,85 \cdot 1470 + 1168 + 20 = 2438 \text{ кН.}$$

Таким образом,

$$N_{Sd} = 3632 \text{ кН – полное усилие в колонне первого этажа,}$$

$$N_{Sd,\ell t} = 2438 \text{ кН – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.}$$

Расчетную длину колонны определяем по формуле

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

где $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки.

l_{col} – геометрическая длина колонны

$$l_{col} = H_{эт} + 50 - 600 = 4500 + 50 - 600 = 3950 \text{ мм.}$$

$H_{эт} = 4,5 \text{ м}$ – высота этажа по условию;

600 – высота сечения главной балки, мм;

–0.050 – отметка обреза фундамента, м.

Случайный эксцентриситет составит:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{l_{col}}{600} = \frac{3950}{600} = 6,58 \text{ мм} \\ e_a = 10 \text{ мм} \\ e_a = \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 16,7 \text{ мм} \end{array} \right\} = 16,7 \text{ мм.}$$

Определим гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{500}{\sqrt{12}} = 144,3 \text{ мм.}$$

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{3950}{144,3} = 27,4 > 14, \text{ следовательно, необходимо учитывать влия-}$$

ние продольного изгиба.

Определим эффективную расчетную длину:

$$k_{ei} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sd,ei}}{N_{Sd}} \cdot \Phi(\infty, t_0) = 1 + 0,5 \cdot \frac{2438}{3632} \cdot 2 = 1,671;$$

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{ei}} = 3950 \cdot \sqrt{1,671} = 5106 \text{ мм.}$$

Определим гибкость λ через h :

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{5106}{500} = 10,21; \quad \frac{e_a}{h} = \frac{16,7}{500} = 0,033.$$

Расчетное сопротивление арматуры составит $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,1} \approx 450 \text{ МПа,}$

расчетное сопротивление бетона сжатию – $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$

По табл. П.6 приложения (табл. 7.2 [1]) при $\lambda_h = 10,21$ и $\frac{e_a}{h} = 0,033$ величина коэффициента $\varphi = 0,911$.

Из условия $N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{yd})$ площадь арматуры, требуемая по расчету

$$A_{s,tot} = \frac{\left(\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c \right)}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{3632 \cdot 10^3}{0,911} - 1,0 \cdot 13,33 \cdot 500 \cdot 500 \right)}{450} = 1454 \text{ мм}^2.$$

Для армирования колонны и подколонника принимаем $4\varnothing 22$ класса S500 ($A_s = 1520 \text{ мм}^2 > A_{s,tot} = 1454 \text{ мм}^2$).

Коэффициент продольного армирования колонны (табл. 11.1 [1, 13])

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100\% = \frac{1520 \cdot 100\%}{500 \cdot 500} = 0,61\% > \max \begin{cases} \rho_{\min} = 0,32\%; \\ \rho_{\lambda} = 0,124\% \end{cases}$$

где $\rho_{\min} = 2 \cdot \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot h} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 3632 \cdot 10^3}{450 \cdot 500 \cdot 500} = 0,32\%;$

$$0,10\% \leq \rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + 3950/144,3}{440} = 0,124\% \leq 0,25\%.$$

Расчетная длина выпусков (l_{anc}) стержней из подколонника определяется по формуле:

$$l_{anc} \geq \max\{l_{bd}, l_{b,\min}\}$$

где $f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 1,0 = 1,75 \text{ МПа}$;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_n} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа};$$

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{450}{1,75} = 1414 \text{ мм};$$

$$l_{b,\min} = 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 1414 = 424 \text{ мм} > 15\varnothing = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм};$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot i_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 0,7 \cdot 1414 \cdot \frac{1454}{1520} = 947 \text{ мм} \geq l_{b,\min} = 424 \text{ мм};$$

где: $A_{s,req} = 1454 \text{ мм}^2$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету.

$A_{s,prov} = 1520 \text{ мм}^2$ – принятая площадь продольной арматуры.

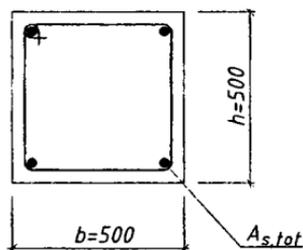


Рис. 4.3. Размещение продольной арматуры в поперечном сечении колонны

Для обеспечения устойчивости рабочих стержней колонны (при $f_{yd} \geq 500 \text{ МПа}$) от бокового выпучивания устанавливаются хомуты из арматуры $\varnothing 6$ класса S240 с шагом не более $12\varnothing = 12 \cdot 22 = 264 \text{ мм}$ (п. 11.2.24 [1, 2]). Шаг хомутов принимаем равным 250 мм.

В зоне соединения выпусков арматуры из фундамента и рабочих стержней колонны на участке длиной 1000 мм хомуты устанавливаются с шагом не более $10\varnothing = 10 \cdot 22 = 220 \text{ мм}$. Шаг хомутов принимаем равным 200 мм.

5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

5.1. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов

Фундаментами являются подземные конструкции, предназначенные для передачи нагрузок от вышележащих частей здания или сооружения на грунтовое основание.

Отдельный фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 5.1). Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой. Центрально нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане.

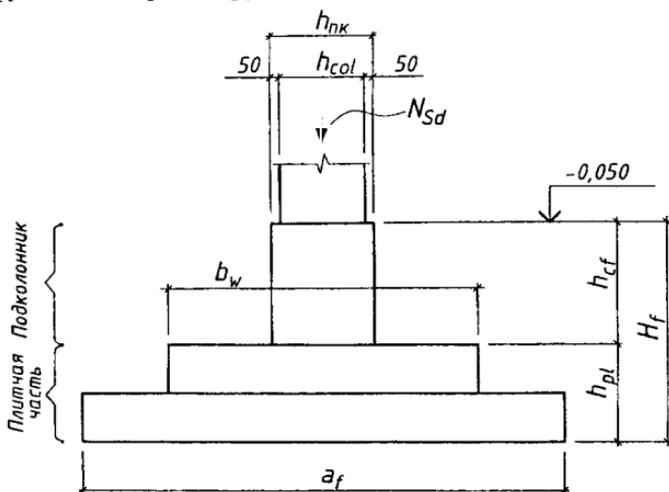


Рис. 5.1. Схема фундамента под колонну

В фундаменте различают обреза – верхнюю поверхность, на которую опираются конструкции, расположенные выше, 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 фундамента монолитных колонн рекомендуется принимать в уровне верха фундаментной балки, а при ее отсутствии – на отметке $-0,050$.

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

Размеры поперечного сечения подколонника в монолитном железобетонном фундаменте принимают увеличенными на 50 мм в каждую сторону по

сравнению с размерами поперечного сечения колонны, что необходимо для удобства установки опалубки колонны.

Размеры подошвы фундамента назначают, рассчитывая основание по несущей способности и 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 его расчетного сопротивления R .

Расчетное давление R 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 $\gamma_F > 1,0$.

Высоту фундамента H_f назначают также исходя из глубины его заложения и из условия заделки выпусков арматуры в фундаменте. Высота плитной части фундамента определяется из условия обеспечения прочности по наклонному сечению и на продавливание.

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

Монолитные фундаменты 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 10 мм и не более 18 мм и шагом 100...200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в монолитном фундаменте при наличии бетонной подготовки – 45 мм, а при ее отсутствии – 80 мм.

Связь фундамента с монолитной железобетонной колонной осуществляется с помощью выпусков арматуры, диаметры и расположение которых должны соответствовать арматуре колонны.

Выпуски из фундамента следует назначать с таким расчетом, чтобы стержни большей длины и большего диаметра располагались по углам поперечного сечения подколонника.

Выпуски арматуры должны быть заделаны в бетон фундамента не менее чем на величину анкеровки (см. п. 4.4).

Выпуски доводятся до подошвы фундамента и являются продольной арматурой подколонника. Эта арматура должна быть объединена поперечными стержнями, причем первый стержень ставят на расстоянии 100 мм ниже обреза фундамента (рис. 5.2).

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 $15\varnothing$ и $20\varnothing$ в вязаных и сварных каркасах соответственно;

– при $f_{yd} > 400$ МПа (класс S500) – не более 400 мм и не более $12\varnothing$ и $15\varnothing$ в вязанных и сварных каркасах соответственно.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг поперечных стержней принимают не более $10\varnothing$ (где \varnothing – наименьший диаметр продольной арматуры колонны).

5.2. Определение размеров подошвы фундамента

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

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

где $\gamma_{Fm} = 1,35$ – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента определяются из условия

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

где R – расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;

m_m – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать $m_m = 20$ кН/м³);

H_f – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундаменты принимают квадратными в плане

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

Размеры подошвы монолитного фундамента принимают кратными 300 мм.

Общая высота плитной части фундамента

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

где $c = c_{nom} + \emptyset$,

c_{nom} – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Ступени фундамента выполняются 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	–	–
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 p ступени фундамента работают на изгиб как консоли, заземленные в теле фундамента.

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов

$$M_i = p \cdot a_f \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

где p – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

a_f – ширина фундамента;

l_i – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

Площадь сечения арматуры подошвы определяют по формуле:

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9 \cdot d_i \cdot f_{yd}},$$

где d_i – рабочая высота сечения.

По большему из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимается диаметр и шаг стержней.

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента – 12...18 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 мм и не более 200 мм. Одинаковое

количество стержней с одинаковым шагом принимается в обоих направлениях. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна A_s .

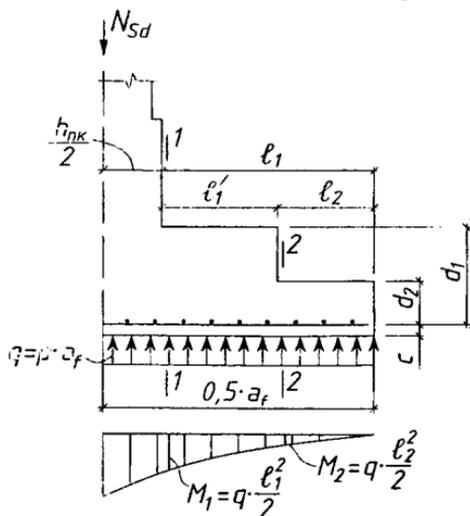


Рис. 5.3. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Для значения коэффициента армирования нижней ступени плитной части фундамента, определенного ко всей ширине фундамента, должно выполняться условие

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

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 $h_{нк} + 3d$, 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 $h_{нк} + 3d$;

b_w – ширина верхней ступени фундамента, но не более $h_{нк} + 3d$;

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

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

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

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

η – коэффициент, определяющий значения моментов, принимаемый согласно 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 $0,3a_f$.

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 ;

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

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

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

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

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

$v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck} \cdot d}$, но не менее $v_{Rd,ct,min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d$ – погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании;

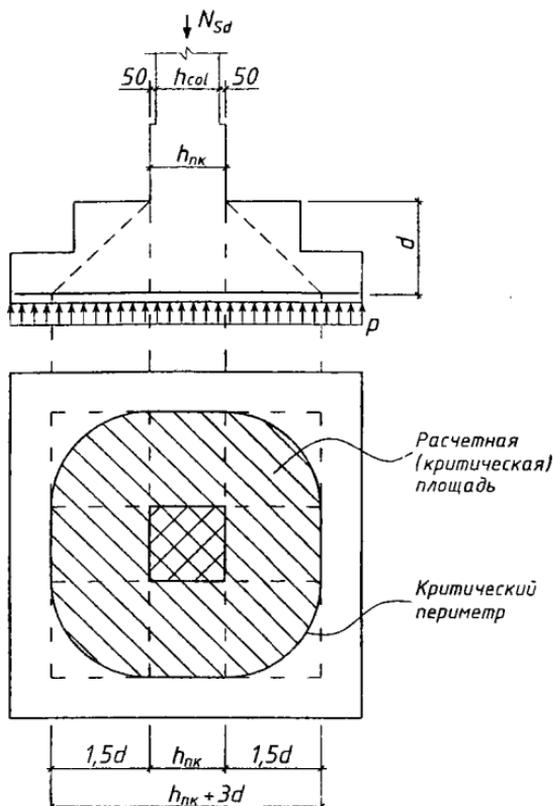


Рис. 5.4. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, где d в мм – коэффициент, учитывающий влияние масштаба фактора;

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

$$A_{sx} = \frac{A_{sx1} \cdot b_x}{s}$$

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 $b_y = h_{пк} + 3d$

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

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 $d_{1,x}$; $d_{1,y} = d_1 + \varnothing/2$;

\varnothing – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

f_{ck} – нормативное сопротивление бетона;

ρ_{ix}, ρ_{iy} – коэффициенты продольного армирования в x -направлении и y -направлении соответственно, рассчитанные для ширины плиты $h_{пк} + 3d$;

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

Проверяется выполнение условия

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

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

Пример 5.1. Запроектировать фундамент под центрально нагруженную колонну при следующих данных: сечение колонны 500×500 мм, продольная арматура колонны $4\varnothing 22$ класса S500, расчетное усилие, передаваемое колонной $N_{Sd} = 3632$ кН.

Бетон класса C²⁰/25: $f_{ck} = 20$ МПа; $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3$ МПа (Н/мм²);

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

Рабочая арматура класса S500: $f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,1} \approx 450$ МПа.

Расчетное сопротивление грунта основания $R = 320$ кПа.

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях $\gamma_m = 20$ кН/м³.

Глубина сезонного промерзания грунта 1,25 м.

1. Определение размеров подошвы фундамента

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

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}} = \frac{3632}{1,35} = 2690 \text{ кН},$$

где $\gamma_{Fm} = 1,35$ – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N'_{Sd}}{R - \gamma_F \cdot H_f} = \frac{2690}{320 - 20 \cdot 1,3} = 9,15 \text{ м}^2,$$

где $H_f = 1,3$ м – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундамента принимаются квадратными в плане

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{9,15} = 3,02 \text{ м}.$$

Принимаем квадратный в плане фундамент со сторонами $a_f = b_f = 3,3$ м.

Площадь подошвы фундамента $A_f = a_f \cdot b_f = 3,3 \cdot 3,3 = 10,89 \text{ м}^2$.

Расчетное давление грунта на подошву фундамента

$$p = \frac{N'_{Sd}}{A_f} = \frac{3632}{10,89} = 334 \text{ Н/м}^2 = 0,334 \text{ Н/мм}^2.$$

Вылет консоли фундамента

$$l = \frac{a_f - h_{нк}}{2} = \frac{3,3 - 0,6}{2} = 1,35 \text{ м} = 1350 \text{ мм}.$$

Рабочая высота плитной части фундамента

$$d = 1,2 \cdot \frac{l}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{p}} = 1,2 \cdot \frac{1350}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{1,0}{0,334}} = 540 \text{ мм}.$$

Высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d + c_{nom} + \varnothing = 540 + 80 + 20 = 640 \text{ мм}.$$

Принимаем общую высоту плитной части $h_{pl} = 0,75$ м.

Проектируем плитную часть, состоящую из двух ступеней высотой 0,3 и 0,45 м.

2. Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента

Рабочая высота плиты фундамента

$$d_1 = 750 - 100 = 650 \text{ мм}.$$

Рабочая высота нижней ступени фундамента

$$d_2 = 300 - 100 = 200 \text{ мм.}$$

Принимаем: размер верхней ступени фундамента $b_w = 2,4$ м; вылет верхней ступени $l_1 = 1,35$ м; вылет нижней ступени $l_2 = 0,450$ м

$$M_1 = \frac{p \cdot a_f \cdot l_1^2}{2} = \frac{334 \cdot 3,3 \cdot 1,35^2}{2} = 1004,4 \text{ кНм;}$$

$$M_2 = \frac{p \cdot a_f \cdot l_2^2}{2} = \frac{334 \cdot 3,3 \cdot 0,45^2}{2} = 111,6 \text{ кНм.}$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot d_1 \cdot 0,9} = \frac{1004,4 \cdot 10^6}{450 \cdot 650 \cdot 0,9} = 3815 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} \cdot d_2 \cdot 0,9} = \frac{111,6 \cdot 10^6}{450 \cdot 200 \cdot 0,9} = 1370 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{3815}{2400 \cdot 650} = 0,00245 > \begin{cases} \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{26 \cdot 2,2}{500} = 0,114\% \\ \rho_{\min} = 0,0013 \end{cases},$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_f \cdot d} = \frac{1370}{3300 \cdot 200} = 0,0021 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

В пределах средней части ширины фундамента, равной $0,3a_f = 0,99$ м должно выполняться условие

$$\rho \geq \frac{\eta \cdot N_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{0,125 \cdot 3632}{0,9 \cdot 450 \cdot 650} = 0,00172.$$

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

Принимаем сетку из стержней $\varnothing 18$ класса S500 с шагом 200 мм. Рабочая высота d_x сетки в x -направлении (нижнее направление) равна 659 мм, а рабочая высота d_y сетки в y -направлении (верхнее направление) равна 641 мм.

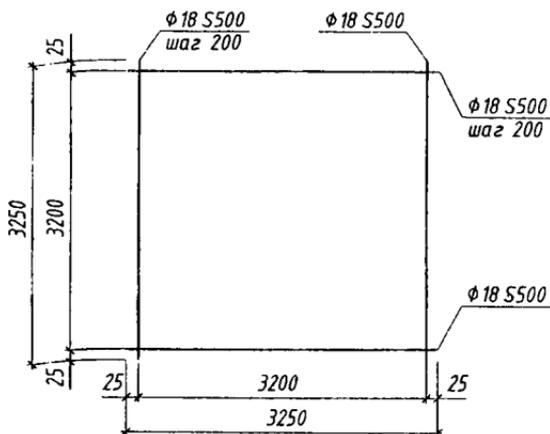


Рис. 5.5. Сетка для армирования плиты фундамента

3. Проверка высоты плитной части фундамента на продавливание

Условие прочности на продавливание

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

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

Длина критического периметра

$$u = 4 \cdot h_{пк} + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot 1,5 = 4 \cdot 600 + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 650 = 8526 \text{ мм} = 8,526 \text{ м.}$$

Критическая площадь

$$\begin{aligned} A_{crit} &= \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2 + 6 \cdot h_{пк} \cdot d + h_{пк}^2 = \\ &= \pi \cdot (1,5 \cdot 650)^2 + 6 \cdot 600 \cdot 650 + 600^2 = 5,926 \cdot 10^6 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = (a_f^2 - A_{crit}) \cdot p = (3,3^2 - 5,926) \cdot 334 = 1658 \text{ кН.}$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 1658}{8,526} = 194,5 \text{ Н/мм;}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1,555 \leq 2.$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в x -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной $h_{пк} + 3d = 600 + 3 \cdot 650 = 2550 \text{ мм}$, составляет

$$A_{sx} = \frac{254 \cdot 2550}{200} = 3239 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования в x – направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_{1,x}} = \frac{3239}{2400 \cdot 659} = 0,00205,$$

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

Площадь продольной арматуры, расположенной в y – направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной $h_{\text{нк}} + 3d = 600 + 3 \cdot 650 = 2550$ мм равна

$$A_{sy} = \frac{254 \cdot 2550}{200} = 3239 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования в y – направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_{1,y}} = \frac{3239}{2400 \cdot 641} = 0,00211;$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00205 \cdot 0,00211} = 0,00208 \geq \rho_{\text{min}} = 0,002.$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять плита фундамента

$$V_{Rd,ct,\text{min}} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 1 \cdot 650 = 325 \text{ Н/мм},$$

$$V_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100\rho \cdot f_{ck}} \cdot d = \\ = 0,15 \cdot 1,555 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,002 \cdot 20} \cdot 650 = 240,7 \text{ Н/мм}.$$

Поскольку $V_{Rd,ct} < V_{Rd,ct,\text{min}}$ принимаем $V_{Rd,ct} = 325$ Н/мм.

В связи с тем, что $V_{Rd,ct} = 325$ Н/мм $> V_{Sd} = 202$ Н/мм, прочность плитной части на продавливание обеспечена.

Аналогичным образом выполняется проверка прочности на продавливание нижней ступени фундамента.

Длина критического периметра

$$u = 4 \cdot (h_{\text{нк}} + 2 \cdot l'_1) + 2 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot 1,5 = \\ = 4 \cdot (600 + 2 \cdot 900) + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 200 = 11485 \text{ мм} = 11,485 \text{ м};$$

Критическая площадь

$$A_{\text{crt}} = \pi \cdot (1,5 \cdot d_2)^2 + 6 \cdot (h_{\text{нк}} + 2 \cdot l'_1) \cdot d_2 + (h_{\text{нк}} + 2 \cdot l'_1)^2 = \\ = \pi \cdot (1,5 \cdot 200)^2 + 6 \cdot (600 + 2 \cdot 900) \cdot 200 + (600 + 2 \cdot 900)^2 = 8,92 \cdot 10^6 \text{ мм}^2.$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = (a_f^2 - A_{\text{crt}}) \cdot p = (3,3^2 - 8,92) \cdot 334 = 659 \text{ кН}.$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 659}{11,485} = 57,29 \text{ Н/мм};$$

$$k - 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2 \leq 2.$$

Рабочая высота d_x сетки в x -направлении (нижнее направление) равна 209 мм, а рабочая высота d_y сетки в y -направлении (верхнее направление) равна 191 мм.

Площадь продольной арматуры, расположенной в x -направлении в пределах ширины фундамента, равной

$$h_{пк} + 2 \cdot l_1' + 3d = 600 + 2 \cdot 900 + 3 \cdot 200 = 3000 \text{ мм}$$

равна

$$A_{sx} = \frac{254 \cdot 3000}{200} = 3810 \text{ мм}^2.$$

Тогда коэффициент продольного армирования в x -направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_x} = \frac{3810}{3000 \cdot 209} = 0,00608.$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в y -направлении в пределах ширины фундамента, равной

$$h_{пк} + 2 \cdot l_2 + 3d_2 = 600 + 2 \cdot 900 + 3 \cdot 200 = 3000 \text{ мм}$$

равна

$$A_{sy} = \frac{254 \cdot 3000}{200} = 3810 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного армирования в y -направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_y} = \frac{3810}{3000 \cdot 191} = 0,00665.$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00608 \cdot 0,00665} = 0,00636 \geq \rho_{\min} = 0,002.$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять плита фундамента

$$v_{Rd,ct,\min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 1 \cdot 200 = 100 \text{ Н/мм},$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,ct} &= 0,15 \cdot k \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{1/2} \cdot d = \\ &= 0,15 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,002 \cdot 20)^{1/2} \cdot 200 = 205 \text{ Н/мм}. \end{aligned}$$

Поскольку $v_{Rd,ct} > v_{Rd,ct,\min}$ принимаем $v_{Rd,ct} = 205 \text{ Н/мм}$.

В связи с тем, что $v_{Rd.ct} = 205 \text{ Н/мм} > v_{Sd} = 57,29 \text{ Н/мм}$, прочность верхней ступени плиты на продавливание обеспечена.

Длина анкеровки рабочих стержней подколонника в фундаменте вычисляется так же, как и длина арматурных выпусков из колонны (см. п. 4.4). При этом требуемая площадь арматуры $A_{s,req}$ получается незначительной и $l_{bd} < l_{b,min}$.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 1 = 1,75 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{450}{1,75} = 1414 \text{ мм.}$$

Длина анкеровки

$$l_{anc} \geq l_{b,min} = 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 1414 = 424 \text{ мм.}$$

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой-архитектуры Республики Беларусь, Мн., 2003. – 140 с.
2. Изменение № 1 СНБ 5.03.01-02 / Минстройархитектуры Республики Беларусь, Мн., 2004. – 26 с.
3. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.
4. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд.10. Прогнбы и перемещения) / Госстрой СССР.– М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.– 8 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1975. – 193 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев и др. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивэльник, 1990 – 544 с.
8. СНБ 5.01.01–99. Основания и фундаменты зданий и сооружений / Минстройархитектуры Республики Беларусь, Мн., 1999. – 36 с.
9. 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.
10. Пастушков Г.П., Лобанов А.Т., Пецольд Т.М. Методические указания по разделу «Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного промышленного здания» по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1202 «Промышленное и гражданское строительство» – Ч. I «Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия». – Мн., БПИ, 1985 – 66 с.: ил.
11. Малиновский В.Н., Шалобыта Н.Н. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия: Методические указания к выполнению I-го курсового проекта по курсу: «Железобетонные и каменные конструкции» специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения. – Брест, БГТУ, 2004 –62 с.: ил.
12. ГОСТ 27751-88 (СТ СЭВ 384-87) Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету. – М., Гостандарт, 1999.
13. Изменение № 3 СНБ 5.03.01-02 / Минстройархитектуры Республики Беларусь, Мн., 2006. – 6 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона 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}
f_{ck} , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c, cube}^G$, МПа	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{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
ϵ_{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
ϵ_{cu1} , ‰	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} , ‰	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{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
ϵ_{c3} , ‰	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	2,7	-2,6	-2,6

Примечание — Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_x = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_{c, cube}^G$

Таблица П.2

Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{rk}}{f_{yk}}$	Нормативное	Расчетное	Расчетное сопротивление	
				сопротивление $f_{yk} (f_{0,2k}),$ Н/мм ²	сопротивление $f_{yd} (f_{0,2d}),$ Н/мм ²	поперечной арматуры $f_{ywd},$ Н/мм ²	
S240	5,5–40,0	Гладкая	1,08	240	218	174,4*	157
S400	6,0–40,0	Периодич. профиля	1,05	400	365	290*	263
S500	3,0–40,0	Гладкая и периодич. профиля	1,05	500	450	360,0*	324

* Для случая применения в вязаных каркасах.

Таблица П.3

Сортамент горячекатаных арматурных стержней и проволоки

Номинальный диаметр,	Площадь поперечного сечения (мм ²) при числе стержней									Масса i, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,051			+	
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090			+	
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139:			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+	
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302				
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	
9	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499				
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990	+	+	+	

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.

Коэффициенты ξ , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля

ξ	η	α_m	ξ	η	α_m
0,01	0,995	0,010	0,38	0,810	0,308
0,02	0,990	0,020	0,39	0,805	0,314
0,03	0,985	0,030	0,40	0,800	0,320
0,04	0,980	0,039	0,41	0,795	0,326
0,05	0,975	0,049	0,42	0,790	0,332
0,06	0,970	0,058	0,43	0,785	0,338
0,07	0,965	0,068	0,44	0,780	0,343
0,08	0,960	0,077	0,45	0,775	0,349
0,09	0,955	0,086	0,46	0,770	0,354
0,10	0,950	0,095	0,47	0,765	0,360
0,11	0,945	0,104	0,48	0,760	0,365
0,12	0,940	0,113	0,49	0,755	0,370
0,13	0,935	0,122	0,50	0,750	0,375
0,14	0,930	0,130	0,51	0,745	0,380
0,15	0,925	0,139	0,52	0,740	0,385
0,16	0,920	0,147	0,53	0,735	0,390
0,17	0,915	0,156	0,54	0,730	0,394
0,18	0,910	0,164	0,55	0,725	0,399
0,19	0,905	0,172	0,56	0,720	0,403
0,20	0,900	0,180	0,57	0,715	0,407
0,21	0,895	0,188	0,58	0,710	0,412
0,22	0,890	0,196	0,59	0,705	0,416
0,23	0,885	0,204	0,60	0,700	0,420
0,24	0,880	0,211	0,62	0,690	0,428
0,25	0,875	0,219	0,64	0,680	0,435
0,26	0,870	0,226	0,66	0,670	0,442
0,27	0,865	0,234	0,68	0,660	0,449
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,243	0,72	0,640	0,461
0,30	0,850	0,255	0,74	0,630	0,466
0,31	0,845	0,262	0,76	0,620	0,471
0,32	0,840	0,269	0,78	0,610	0,476
0,33	0,835	0,276	0,80	0,600	0,480
0,34	0,830	0,282	0,85	0,575	0,489
0,35	0,825	0,289	0,90	0,550	0,495
0,36	0,820	0,295	0,95	0,525	0,499
0,37	0,815	0,302	1,00	0,500	0,500

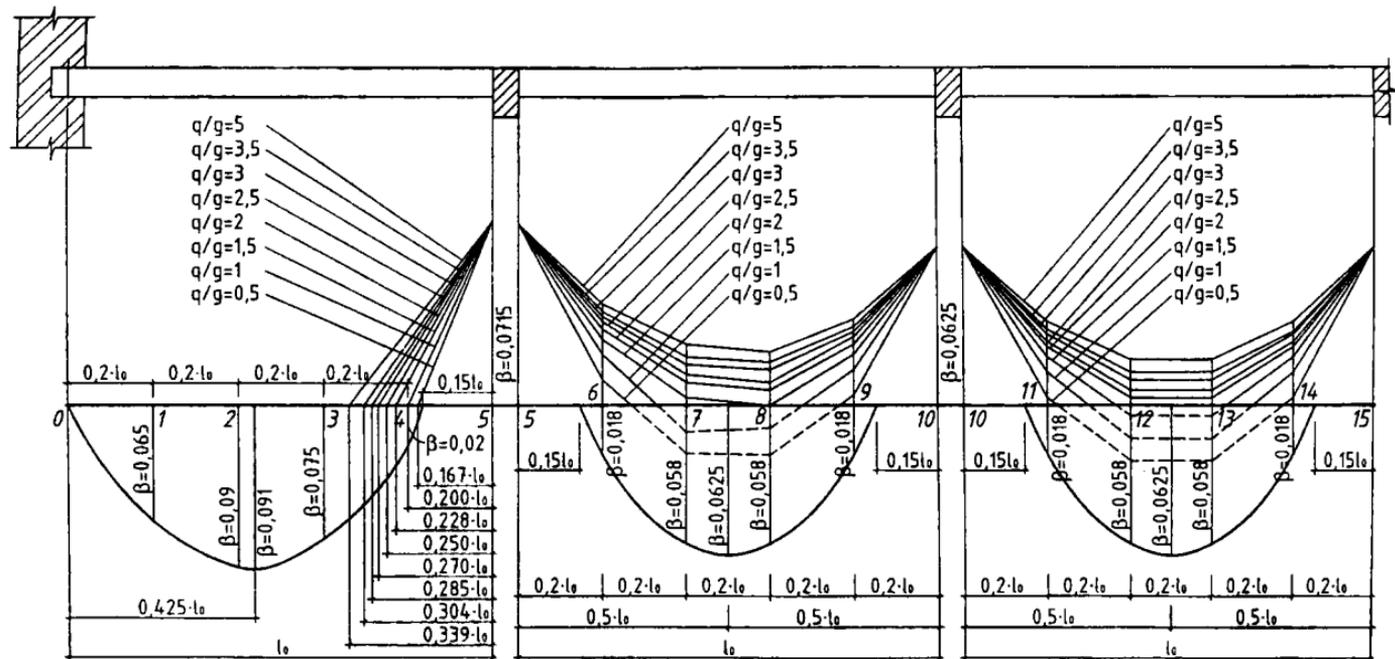


Рис. П.1. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных балок

Значения коэффициента β для определения ординат минимальных моментов

q_{sb} g_{sb}	Номера точек										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0	-0,02	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Значения коэффициента φ

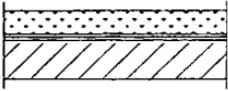
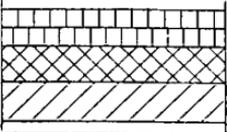
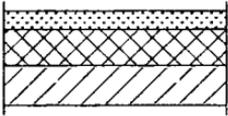
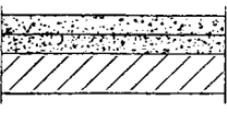
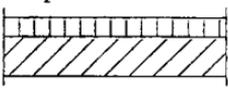
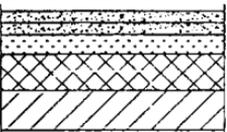
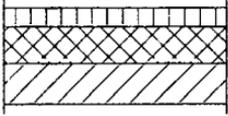
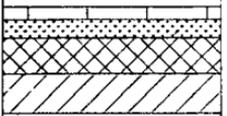
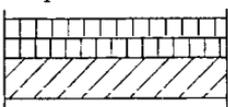
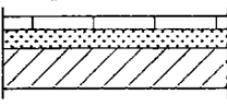
$\lambda_i = l_{eff}/h$	e_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18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

Таблица П.7

Ненапрягаемая арматура (табл. В.1 [2])

Класс арматуры по настоящим нормам	Обозначение согласно изменению № 4 к СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры	Вид арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781	Стержневая гладкая
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
			ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	—	ГОСТ 10884 ТУ РБ 190266671.001 ТУ РБ 04778771.001	Стержневая периодического серповидного профиля
			ТУ РБ 400074854.025	Стержневая периодического кольцевого профиля
			ТУ РБ 400074854.047	Стержневая гладкая
Bp-1 B500	Bp-1 —	—	ГОСТ 6727	Проволока с вмятинами
			СТБ 1341	Проволока гладкая

Таблица П.8

Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Цементные 	1. Цем. раствор состав 1:2, 1:3 $\delta=20\ldots30$ 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 $\delta=40\ldots60$ мм 2. Теплоизоляция	7. Ксилолитовые 	1. Ксилолит - верхний слой 8...10 мм - нижний слой 10...12 мм
3. Асфальтовые 	1. Литой асфальт $\delta=15\ldots30$ 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 $\delta=20\ldots30$ мм 2. Теплоизоляция	9. Керамические 	1. Керамическая плитка $\delta=10\ldots20$ мм 2. Цем. раствор $\delta=10\ldots15$ мм 3. Теплоизоляция
5. Асфальтовые 	1. Литой асфальт (2 слоя по 15...25 мм)	10. Керамические 	1. Керамическая плитка $\delta=10\ldots20$ мм 2. Цем. раствор $\delta=10\ldots15$ мм

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

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ	4
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	11
2.1. <i>Определение нагрузок</i>	12
2.2. <i>Определение расчетных усилий</i>	14
2.3. <i>Определение высоты сечения плиты</i>	17
2.4. <i>Подбор сечения арматуры</i>	20
2.5. <i>Конструирование плиты</i>	22
3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ	29
3.1. <i>Определение нагрузок</i>	29
3.2. <i>Определение расчетных усилий</i>	29
3.3. <i>Определение размеров сечения второстепенной балки</i>	32
3.4. <i>Подбор сечения арматуры</i>	34
3.5. <i>Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры</i>	44
3.6. <i>Построение эпюры материалов</i>	46
3.7. <i>Определение длины анкеровки обрываемых стержней</i>	49
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ	55
4.1. <i>Конструктивные особенности сжатых элементов</i>	55
4.2. <i>Определение действующих нагрузок и усилий</i>	57
4.3. <i>Расчет армирования колонны первого этажа</i>	59
4.4. <i>Определение длины анкеровки рабочих стержней</i>	60
5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА	67
5.1. <i>Конструктивные особенности столбчатых фундаментов</i>	67
5.2. <i>Определение размеров подошвы фундамента</i>	69
5.3. <i>Определение высоты плитной части монолитного фундамента</i>	70
5.4. <i>Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента</i>	71
5.5. <i>Проверка прочности фундамента на продавливание</i>	73
ЛИТЕРАТУРА.....	82
ПРИЛОЖЕНИЕ	83