

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Строительные конструкции»

Н. А. Рак
В. И. Смех
С. Б. Щербак

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

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

*Второе издание,
дополненное и переработанное*

*Рекомендовано учебно-методическим объединением по образованию
в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2023

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

P19

Рецензенты:

д-р техн. наук, профессор, директор ООО «Мобильная диагностика
в строительстве» *В. Г. Казачек*;

зав. кафедрой «Технология бетона и строительные материалы»,

д-р техн. наук, профессор *В. В. Тур*

Рак, Н. А.

P19 Проектирование монолитных железобетонных конструкций многоэтажного здания : учебно-методическое пособие для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Н. А. Рак, В. И. Смех, С. Б. Щербак. – 2-е изд., доп. и перераб. – Минск : БНТУ, 2023. – 152 с.

ISBN 978-985-583-832-7.

Учебно-методическое пособие содержит примеры проектирования монолитных железобетонных конструкций в соответствии с программой дисциплины для курсового проекта № 1. 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 СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного профиля.

Первое издание вышло в 2017 году.

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-583-832-7

© Рак Н. А., Смех В. И.,

Щербак С. Б., 2023

© Белорусский национальный
технический университет, 2023

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании монолитных железобетонных перекрытий следует использовать материалы, приведенные в учебниках, пособиях, справочной и нормативной литературе [1–10].

Особое внимание при выполнении курсового проекта необходимо уделить изучению основных положений проектирования железобетонных конструкций, изложенных в действующих нормах СП 5.03.01-2020 «Бетонные и железобетонные конструкции». Для удобства пользования пособием отдельные пункты СП 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 [4]. 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.

Типовой учебной программой специальности «Промышленное и гражданское строительство» предусматривается выполнение расчетов плиты и балки монолитного железобетонного перекрытия, колонны и фундамента.

Исходным документом, на основании которого выполняется курсовой проект, является задание, которое выдается руководителем проекта и утверждается заведующим кафедрой. В задании

устанавливается тип здания, его основные размеры (длина, ширина, высота этажа), район строительства и некоторые другие данные, необходимые для проектирования.

Задание предусматривает разработку железобетонных конструкций многоэтажного 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 зданий принимаются 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.

Учебно-методическое пособие по курсовому проекту № 1 включает в себя расчет и конструирование следующих конструкций многоэтажного каркасного здания:

- 1) балочной плиты монолитного перекрытия;
- 2) неразрезной второстепенной балки монолитного перекрытия;
- 3) монолитной колонны.

1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Для многоэтажных каркасных 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. Для обеспечения возможности выполнения статического расчета с применением готовых формул и таблиц элементы перекрытия рекомендуется назначать с равными пролетами или пролетами, 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 $l_1/l_2 \geq 2$, а плиты, опертые по контуру, – $l_1/l_2 < 2$. 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.

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 обосновать выбор схемы перекрытия [7].

Крайние разбивочные оси в многоэтажных 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 бóльшую 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.

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

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

Таблица 1.1

Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит
междуэтажных перекрытий, мм

$L, \text{ м}$ $q_{n2}, \text{ кПа}$	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								

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

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

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

Таблица 1.2

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	$L_{ВБ} = 5–7$	$h_{ВБ} = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{16}\right) \cdot L_{ВБ}$	$b_{ВБ} = (0,3–0,5) \cdot h_{ВБ}$
Главная балка	$L_{ГБ} = 6–9$	$h_{ГБ} = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{14}\right) \cdot L_{ГБ}$	$b_{ГБ} = (0,3–0,5) \cdot h_{ГБ}$

Пример 1.1. Разработать конструктивную схему перекрытия при следующих исходных данных: размеры здания в плане $24,6 \times 31$ м; высота этажа – 4,5 м; наружные стены – кирпичные несущие; характеристическое значение функциональной нагрузки на перекрытие $q_k = 10,5$ кПа (рис. 1.1).

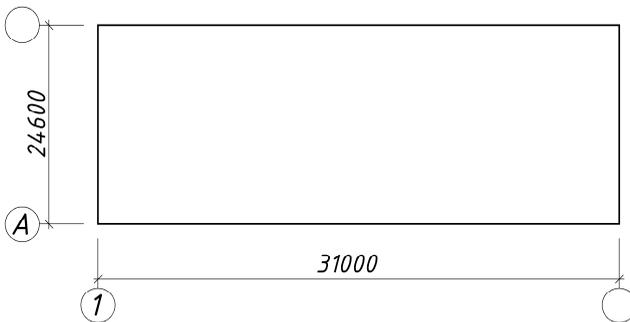


Рис. 1.1. Размеры здания в плане

Вариант 1 (рис. 1.2). На основании требований и рекомендаций принимаем:

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

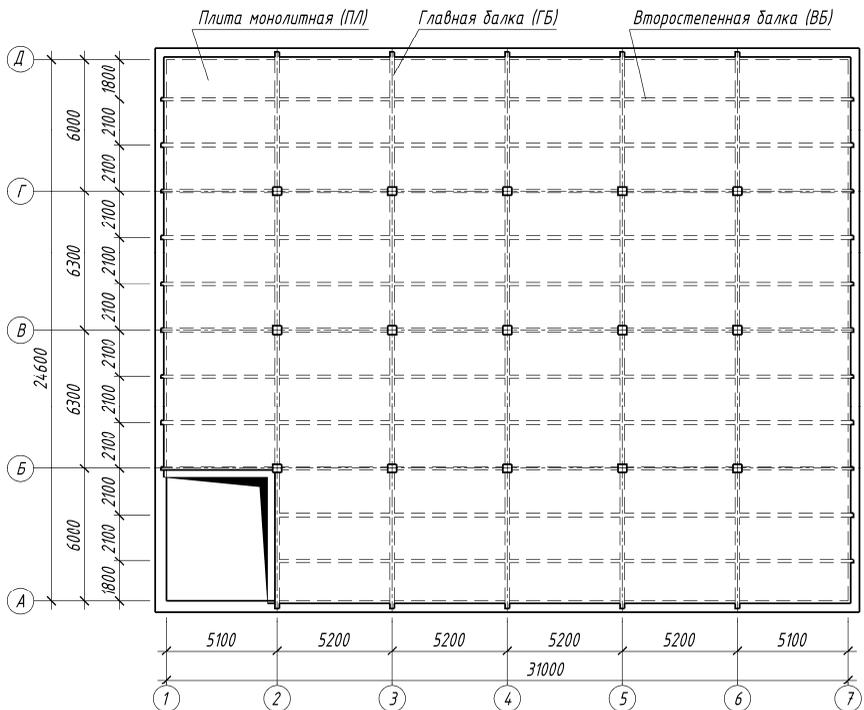


Рис. 1.2. Конструктивная схема перекрытия – вариант 1

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

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

$$\Delta L_{ВБ} = 2 \% < 10 \%;$$

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

$$\Delta L_{ГБ} = 5 \% < 10 \%;$$

$$l_1 = (1,6-2,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м};$$

$$l_2 = (1,7-2,7 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_2} = \frac{5200}{2100} = 2,48 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

Принимаем следующие размеры несущих конструкций:

- толщина плиты при характеристической нагрузке 10,5 кПа – $h_{ПД} = 80$ мм;
- ширина и высота главной балки $b_{ГБ} \times h_{ГБ} = 0,3 \times 0,7$ м;
- ширина и высота второстепенной балки $b_{ВБ} \times h_{ВБ} = 0,20 \times 0,60$ м;
- поперечное сечение колонны 400×400 мм.

Вариант 2 (рис. 1.3). На основании требований и рекомендаций принимаем:

- четыре пролета главных балок с размерами: 6,0; 6,3; 6,3; 6,0 м.
- пять пролетов второстепенных балок размером по 6,2 м.

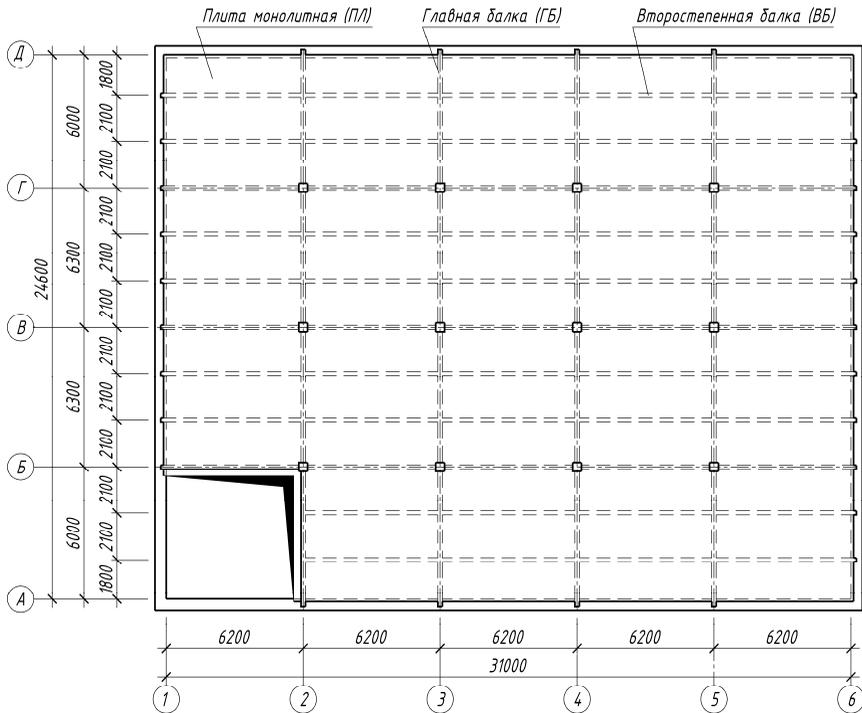


Рис. 1.3. Конструктивная схема перекрытия – вариант 2

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

$$L_{ВВ} = (5-7 \text{ м}) = 6,2 \text{ м}; \quad \Delta L_{ВВ} = 0 \% < 10 \%;$$

$$L_{ГБ} = (6-9 \text{ м}) = 6,0; 6,3 \text{ м}; \quad \Delta L_{ГБ} = 5 \% < 10 \%;$$

$$l_1 = (1,6-2,4 \text{ м}) = 1,8 \text{ м}; \quad l_2 = (1,7-2,7 \text{ м}) = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВВ}}{l_2} = \frac{6200}{2100} = 2,95 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

Принимаем следующие размеры сечения несущих конструкций:

– толщина плиты при характеристической нагрузке 10,5 кПа –
 $h_{Пл} = 80 \text{ мм};$

– ширина и высота главной балки $b_{ГБ} \times h_{ГБ} = 0,3 \times 0,7 \text{ м};$

– ширина и высота второстепенной балки $b_{ВВ} \times h_{ВВ} = 0,2 \times 0,6 \text{ м}$
 (ширина второстепенной балки принята равной 200 мм из условия удобства размещения продольной арматуры);

– поперечное сечение колонны 400 × 400 мм.

При заданной функциональной нагрузке $q_n = 10,5 \text{ кПа}$ и пролете плиты $l_{Пл} = 2100 \text{ мм}$ толщину плиты принимаем 80 мм (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 по упрощенным формулам:

$$V_{\text{ребра ГБ}} = (h_{ГБ} - h_{Пл}) \cdot b_{ГБ} \cdot L_{ГБ} \cdot n_{ГБ};$$

$$V_{\text{ребра ВВ}} = (h_{ВВ} - h_{Пл}) \cdot b_{ВВ} \cdot L_{ВВ} \cdot n_{ВВ};$$

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

Результаты сравнения вариантов компоновки перекрытия приведены в табл. 1.3.

Таблица 1.3

Сравнение вариантов

Наименование элемента	Сечение элементов	Расход бетона, м ³
Вариант 1		
Плита	$h = 80$ мм	61,01
Второстепенные балки	$h = 600$ мм, $b = 200$ мм, $n = 11$	35,46
Главные балки	$h = 700$ мм, $b = 300$ мм, $n = 5$	22,88
<i>Итого</i> 119,35		
Вариант 2		
Плита	$h = 80$ мм	61,01
Второстепенные балки	$h = 600$ мм, $b = 200$ мм, $n = 11$	35,46
Главные балки	$h = 700$ мм, $b = 300$ мм, $n = 4$	18,30
<i>Итого</i> 114,77		

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

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств.

Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя и наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента и могут обеспечиваться при минимальном классе прочности бетона.

Защитный слой бетона

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стержни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины защитного слоя c_{\min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} [4, п. 6.3.4.1]:

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя c_{\min} должна обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость.

Минимальную толщину защитного слоя c_{\min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды [4, п. 6.3.4.3]:

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}, c_{\min,dur}, 10 \text{ мм} \},$$

где $c_{\min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления;

$c_{\min,dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды.

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $c_{\min,b}$ (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Требования к минимальной толщине защитного слоя $c_{\min,b}$ и обеспечению сцепления бетона с арматурой

Положение стержней	Минимальная толщина защитного слоя $c_{\min,b}$ *
Отдельный стержень	Равна диаметру стержня
Сгруппированные вместе стержни	Равна эквивалентному диаметру стержня \varnothing_n
Механически соединенные стержни	Равна наружному диаметру муфты
* При номинальном максимальном диаметре крупного заполнителя более 32 мм $c_{\min,b}$ увеличивают на 5 мм.	

Элементы железобетонного монолитного ребристого перекрытия (плиту, второстепенную и главную балки) рассчитывают отдельно. Расчет элементов производится в соответствии с указаниями СП 5.03.01-2020 [4].

Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие при проектировании монолитных ребристых перекрытий принимается в зависимости от условий эксплуатации конструкции (табл. 6.9, 6.11 [4]).

Минимальный защитный слой для арматурной стали в нормальном бетоне, исходя из условий эксплуатации и классов конструкций, определяется значением $c_{\min,dur}$, которое приведено в табл. 2.2 в зависимости от класса условий эксплуатации. В таблице приведены минимальные классы прочности бетона и значения $c_{\min,dur}$ для класса конструкций S4, соответствующего сроку эксплуатации здания 50 лет (таблица составлена на основании данных табл. 6.9, 6.11, Г.1, Г.2 [4]).

Таблица 2.2

Классы экспозиции, соответствующие условиям эксплуатации конструкций согласно СТБ EN 206, минимальные классы бетона и минимальная толщина защитного слоя бетона

Класс экспозиции	Окружающая среда (условия). Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	Миним. толщина защитного слоя из условия обеспечения долговечности $c_{min, dur}$, ММ
1. Отсутствие риска коррозии и химического воздействия			
X0	Для бетона без арматуры или заделанного металла: все условия за исключением попеременного замораживания-оттаивания, физического или химического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом – предельно сухая. (Бетон внутри зданий с крайне низкой влажностью воздуха ($RH = 40\%$ и менее))	$C^{12}/_{15}$	10
2. Коррозия, вызванная карбонизацией			
XC1	Сухая или постоянно влажная. (Бетон внутри зданий с низкой влажностью (до $RH = 60\%$). Бетон, постоянно находящийся в воде)	$C^{20}/_{25}$	15
XC2	Влажная, редко сухая. (Поверхности бетона, длительное время орошаемые водой. Большинство фундаментов)	$C^{25}/_{30}$	25
XC3	Умеренно влажная. (Бетон в мокрых помещениях или помещениях с высокой влажностью воздуха ($RH \geq 80\%$). Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе)	$C^{30}/_{37}$	25
XC4	Попеременно влажная и сухая. (Поверхности бетона, орошаемые водой, которые не вошли в класс XC2)	$C^{30}/_{37}$	30

Δc_{dev} – допустимое отклонение защитного слоя при проектировании. В соответствии с п. 6.3.4.14 [4], принимается $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Монолитные плиту и балки проектируют из бетона одного класса.

При проектировании используют арматуру класса S500 по СТБ 1704-2012 [8]. Следует отметить, что, согласно данным табл. 7 СТБ 1704-2012, арматура класса S500 выпускается с профилями по различным рисункам. При прокатке стержней различного профиля получается арматура с различными классами деформативности (пластичности арматуры) по табл. 6.7 СП 5.03.01-2020 [4]. В связи с этим, арматура с профилем по рис. 1 и 4 СТБ 1704-2012 соответствует классу по деформативности В, а арматура с профилем по рис. 2 и 3 СТБ 1704-2012 соответствует классу по деформативности А. Сортамент стержней по профилям и диаметрам приведен в табл. П.4 приложения.

Таблица 2.3

Свойства деформативности арматуры
(на основе табл. 6.7 [4])

Наименование показателя (характеристики)	Значение показателя для классов деформативности (пластичности) арматуры		
	А	В	С
Минимальное характеристическое значение отношения $k = (f_{tk} / f_{yk})$ для свариваемой арматуры (СТБ EN 10080), 10 %-й квантиль	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Характеристическое значение относительного удлинения при максимальной нагрузке ε_{uk} , % для свариваемой арматуры (СТБ EN 10080 [9]), 10 %-й квантиль	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Выбор профиля арматуры должен выполняться с учетом принятого метода статического расчета конструкций согласно указаниям раздела 5.6.2 СП 5.03.01-2020 [4].

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 на плиту

Нагрузки на 1 м² плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты и заданной конструкции пола) и переменной (функциональной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по СН 2.01.01-2020 «Основы проектирования строительных конструкций» [1, табл. НП.1], СН 2.01.02-2019 и СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции» [2, 3]:

– от собственного веса железобетонных конструкций, выполняемых в заводских условиях – $\gamma_G = 1,2$;

– от собственного веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке – $\gamma_G = 1,3$;

– для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (функциональных) – $\gamma_Q = 1,4$;

– для снеговой нагрузки – $\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса (более 0,5), и $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях.

При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок (п. 6.4.3 и прил. А1 [1]):

– 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 $G_{k,j}$ – характеристические значения постоянных нагрузок;
 $Q_{k,1}$ – характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;
 $Q_{k,i}$ – характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;
 $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент для постоянных нагрузок;
 $\gamma_{Q,i}$ – то же, для переменных нагрузок;
 $\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок, принимаемый по табл. А1.1 [1];
 $\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

Пример 2.1. Определение нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведено в табл. 2.4. Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

Таблица 2.4

Характеристические и расчетные нагрузки на перекрытие

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м^2	γ_F	Расчетное значение, кН/м^2
Постоянная нагрузка				
1	Керамическая плитка $\delta = 12 \text{ мм}$ ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$)	0,24	1,3	0,312
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35 \text{ мм}$ ($\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$)	0,74	1,3	0,956
3	Керамзитобетон $\delta = 55 \text{ мм}$ ($\gamma = 12 \text{ кН/м}^3$)	0,66	1,3	0,858
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3 \text{ мм}$ ($m = 0,05 \text{ кН/м}^2$)	0,05	1,3	0,065
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$, ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$)	2,00	1,3	2,6
<i>Итого:</i>				$g = 4,797$
Переменная нагрузка				
1	Функциональная нагрузка	10,5	1,4	14,7
<i>Итого:</i>				$q = 14,7$

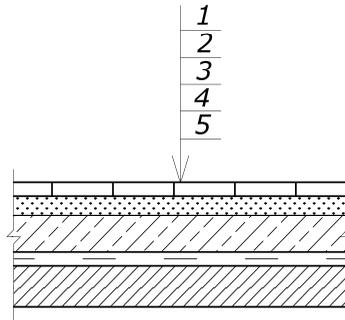


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Принимая $\sum_j (\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}) = g = 4,797 \text{ кН/м}^2$ (постоянная нагрузка)

и $\sum_{i=1} (\gamma_{Qi} \cdot Q_{k,i}) = q = 14,7 \text{ кН/м}^2$ (переменная нагрузка), составляем

основные сочетания нагрузок на плиту:

– первое основное сочетание:

$$p_1 = 4,797 + 0,7 \cdot 14,7 = 15,087 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание:

$$p_2 = 0,85 \cdot 4,797 + 14,7 = 18,877 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным для плиты будет **второе** сочетание нагрузок при $p = p_2 = 18,88 \text{ кН/м}^2$.

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной, равной 1 м. Нагрузка на один погонный метр 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 защемлены по трем сторонам и свободно оперты одной стороной на стену – полоса I) и в средней части перекрытия (участки плиты защемлены по четырем сторонам – полоса II) (рис. 2.2).

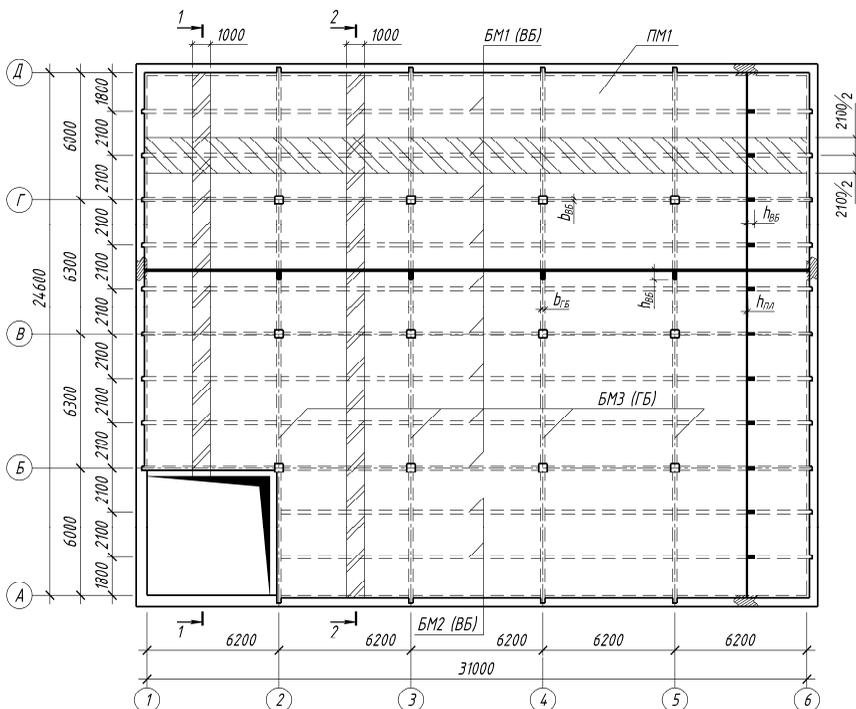


Рис. 2.2. План монолитного перекрытия

Эффективный расчетный пролет плиты l_{eff} определяется по формуле [4, п. 5.5.2.5]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2,$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяются в соответствии с рис. 2.3, где t – ширина опоры, h – толщина плиты.

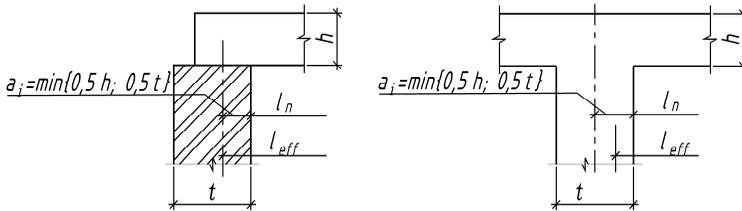


Рис. 2.3. Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания

Ширина участка опирания плиты на кирпичную наружную стену принимается равной 120 мм (рис. 2.4).

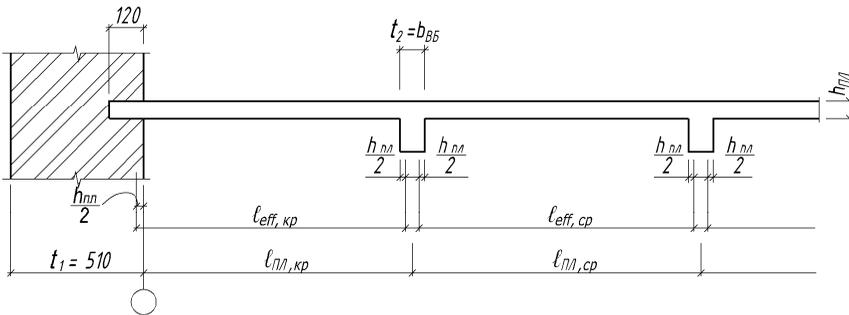


Рис. 2.4. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

1) в первом пролете:

$$M_{Ed,кр} = \frac{p \cdot l_{eff,кр}^2}{11};$$

2) в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_{Ed,cp} = -M_{Ed,C,D} = \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{16};$$

3) на первой промежуточной опоре:

– при использовании арматуры с классом деформативности В (профиль по рис. 1 и 4 СТБ 1704-2012 [8])

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{13,5};$$

– при использовании арматуры с классом деформативности А (профиль по рис. 2 и 3 СТБ 1704-2012)

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{11,9};$$

здесь l_{eff} – равен большему из пролетов $l_{eff,кр}$ и $l_{eff,cp}$;

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

$$M_{Ed,2} = -M_{Ed,C} = \frac{0,8 \cdot p \cdot l_{eff,cp}^2}{16}.$$

Наибольшая поперечная сила возникает на первой промежуточной опоре слева:

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,6 \cdot p_2 \cdot l_{eff,кр}.$$

Пример 2.2. Определить расчетные усилия в плите перекрытия, приведенного на рис. 2.2 по данным примера 2.1 при использовании арматуры с классом деформативности В (профиль по рис. 1 и 4 СТБ 1704-2012).

Расчетные пролеты плиты равны:

– средний:

$$l_{eff,cp} = l_{Пл,ср} - 2 \cdot \frac{b_{ВБ}}{2} + \frac{1}{2}h + \frac{1}{2}h = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + \frac{80}{2} + \frac{80}{2} = 1980 \text{ мм};$$

– крайний:

$$l_{eff,кр} = l_{пл,кр} + \frac{h}{2} - \frac{b_{ББ}}{2} + \frac{h}{2} = 1800 + \frac{80}{2} - \frac{200}{2} + \frac{80}{2} = 1780 \text{ мм.}$$

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. 2.5.

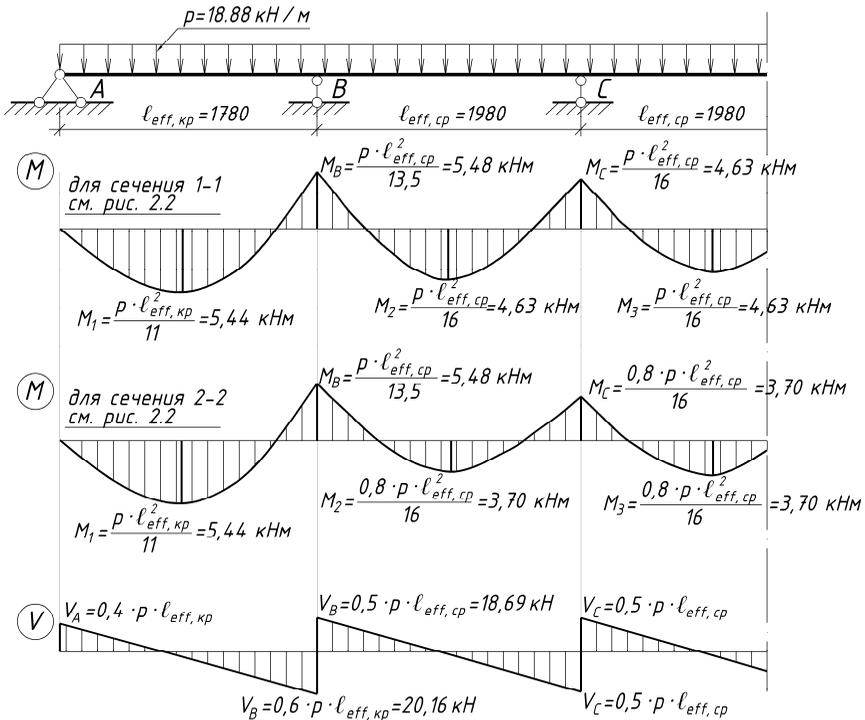


Рис. 2.5. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

2.3. Определение высоты сечения плиты

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

Основные расчетные формулы:

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot x_{eff}) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m; \\ f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff}; \\ \xi \leq \xi_{lim}, \end{cases}$$

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

α_m – относительный момент сжатой зоны сечения:

$$\alpha_m = \xi_{eff} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{eff});$$

ξ_{eff} – относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d};$$

f_{cd} – расчетная прочность бетона на осевое сжатие:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c};$$

f_{ck} – характеристическая прочность бетона на осевое сжатие;

γ_c – частный коэффициент для бетона, принимают равным 1,5;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s},$$

где f_{yk} – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;
 γ_s – частный коэффициент для арматуры, принимают равным 1,15;
 d – полезная (эффективная) высота сечения:

$$d = h - c = h - (c_{nom} + 0,5 \cdot \emptyset),$$

где c_{nom} – защитный слой бетона, принимаемый с учетом требований табл. 2.2 [4, табл. 6.9, 6.11] в зависимости от класса условий экспозиции (условий окружающей среды).

Расчетная прочность бетона на осевое растяжение:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c},$$

где $f_{ctk,0,05}$ – характеристическая прочность бетона на растяжение.

Класс бетона $C \frac{f_{ck}}{f_{c,cube}^G}$ принимается по табл. 2.2 (табл. 6.9,

Г.1, Г.2 [4]) в зависимости от класса экспозиции.

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

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

Определение толщины плиты производится в соответствии со структурой 1 (рис. 2.6).

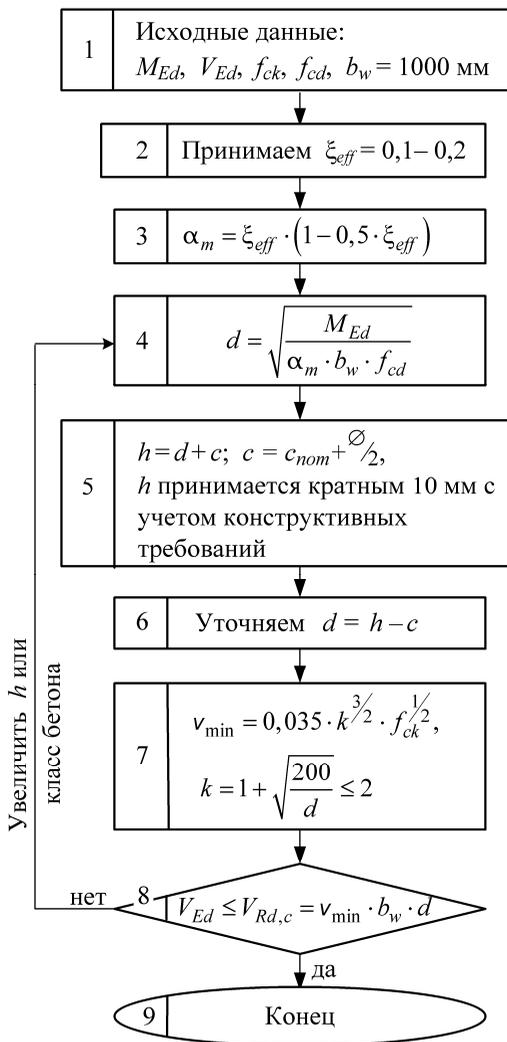


Рис. 2.6. Структура 1. Определение высоты сечения плиты

Пример 2.3. Определение высоты сечения плиты.

1. Исходные данные (по данным примера 2.2):
 - класс условий эксплуатации ХС1;
 - $M_{Ed} = 5,48$ кНм; $V_{Ed} = 20,16$ кН;
 - $b_w = 1000$ мм.

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

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

2. Принимаем $\xi_{eff,opt} = 0,2$.

3. Относительный момент сжатой зоны сечения:

$$\alpha_{m,opt} = \xi_{eff} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{eff}) = 0,2(1 - 0,5 \cdot 0,2) = 0,180.$$

4. Требуемая полезная высота сечения плиты:

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\alpha_{m,opt} \cdot b_w \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{5,48 \cdot 10^6}{0,180 \cdot 1000 \cdot 13,33}} = 47,6 \text{ мм.}$$

5. Полная высота плиты:

$$h = d + c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 47,6 + 25 + \frac{10}{2} = 77,6 \text{ мм,}$$

где $c_{nom} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25$ мм – защитный слой;

$\varnothing = 10$ мм – предполагаемый диаметр рабочей арматуры.

Принимаем толщину плиты 80 мм.

6. Уточняем значение полезной высоты

$$d = h - c_{nom} - 0,5\varnothing = 80 - 25 - 0,5 \cdot 10 = 50 \text{ мм.}$$

7. Проверяем условие сопротивления плиты действию поперечной силы [4, п. 8.2.1.1, 8.2.1.2]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,ct} = V_{min} \cdot b_w \cdot d,$$

где $V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$,

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2$, принимаем $k = 2$.

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,443 \text{ МПа};$$

$$V_{Rd,ct} = V_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,443 \cdot 1000 \cdot 50 = 22\,136 \text{ Н.}$$

Так как $V_{Rd,ct} = 22,14 \text{ кН} > V_{Ed} = 20,16 \text{ кН}$, сопротивление сечения плиты действию поперечной силы обеспечено, постановка поперечной арматуры не требуется.

2.4. Определение площади сечения арматуры

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

Подбор площади сечения арматуры производится в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 2.4, и структурой 2 (рис. 2.7) для областей деформирования **1б** и **2**.

В случае области деформирования **1а** определение площади арматуры следует выполнять по табл. П.3 с использованием линейной интерполяции.

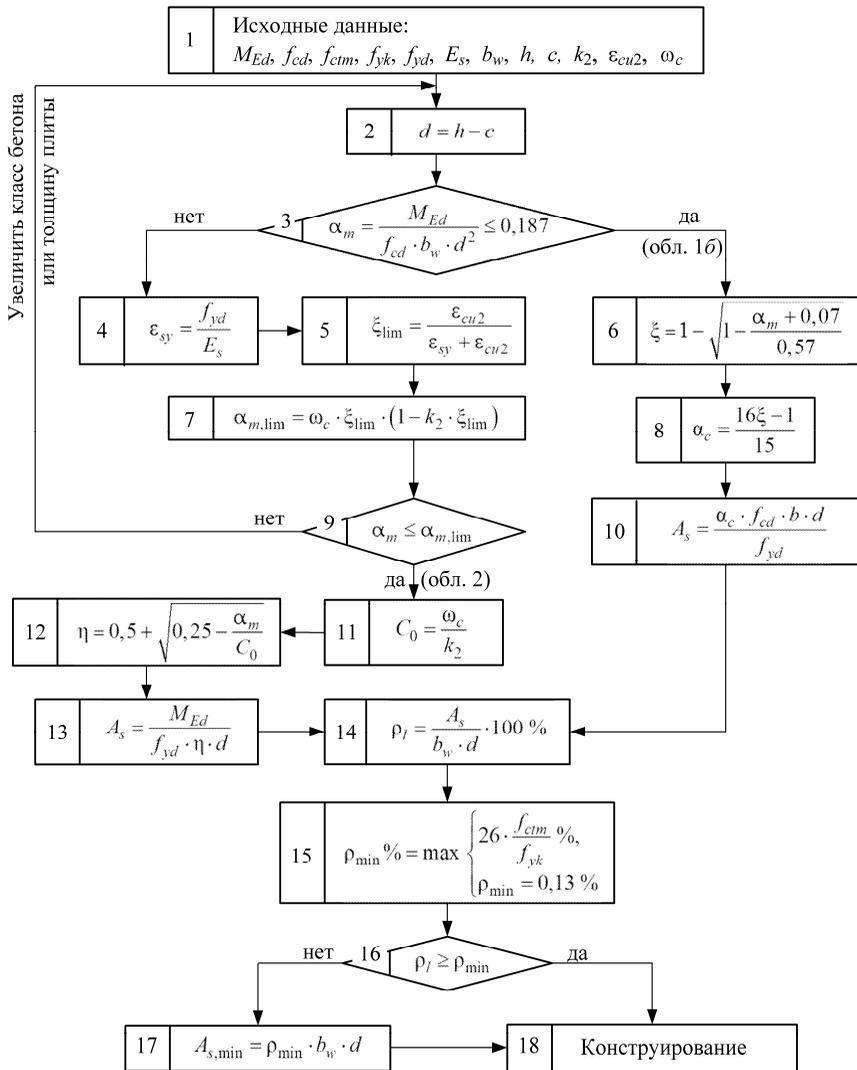


Рис. 2.7. Структура 2. Подбор площади сечения арматуры для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием

Пример 2.4. Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в плите перекрытия при ее армировании индивидуальными

плоскими сетками. Исходные данные (по примерам 2.2 и 2.3): бетон класса C²⁰/₂₅: $f_{cd} = 13,33$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа (табл. П.1). Арматура класса S500: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа.

По табл. П.1 для бетона C²⁰/₂₅ находим предельные относительные деформации бетона при сжатии $\epsilon_{cu2} = 3,5$ ‰. По табл. П.4 ([4, табл. Д.1]) находим для области деформирования 2 коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c = 17/21$. Для области деформирования 2 принимаем коэффициент $k_2 = 99/238$.

Первый пролет: $M_{Ed} = 5,44$ кНм.

Относительный момент сжатой части сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,4 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,163 < 0,187.$$

По полученному значению α_m , пользуясь данными табл. П.3, определяем область деформирования. Значение α_m может соответствовать одной из областей деформирования:

- область деформирования 1а – $\alpha_m \leq 0,104$;
- область деформирования 1б – $0,104 < \alpha_m \leq 0,187$;
- область деформирования 2 – $0,187 < \alpha_m \leq 0,371$.

Согласно табл. П.3, полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Значение относительной высоты сжатой зоны бетона (табл. П.4):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{\alpha_m + 0,07}{0,57}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{0,163 + 0,07}{0,57}} = 0,231.$$

Относительное усилие:

$$\alpha_c = \frac{16\xi - 1}{15} = \frac{16 \cdot 0,231 - 1}{15} = 0,180.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,180 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 50}{435} = 276 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{276}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,552 \%$$

Минимальный процент армирования [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,2}{500} = 0,114 \%, \\ 0,13 \%. \end{array} \right.$$

Первая промежуточная опора: $M_{Ed} = 5,48$ кНм.

Относительный момент сжатой части сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,48 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,164 < 0,187.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Значение относительной высоты сжатой зоны бетона (табл. П.4):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{\alpha_m + 0,07}{0,57}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{0,164 + 0,07}{0,57}} = 0,232.$$

Относительное усилие:

$$\alpha_c = \frac{16\xi - 1}{15} = \frac{16 \cdot 0,232 - 1}{15} = 0,181.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,181 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 50}{435} = 277 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{277}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,554 \% > \rho_{\min} \% = 0,13 \%$$

Второй пролет и вторая промежуточная опора: $M_{Ed} = 4,63$ кНм.
Относительный момент сжатой части сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,63 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,139 < 0,187.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Значение относительной высоты сжатой зоны бетона (табл. П.4):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{\alpha_m + 0,07}{0,57}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{0,139 + 0,07}{0,57}} = 0,204.$$

Относительное усилие:

$$\alpha_c = \frac{16\xi - 1}{15} = \frac{16 \cdot 0,204 - 1}{15} = 0,151.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,151 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 50}{435} = 231 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{231}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,462 \% > \rho_{\min} \% = 0,13 \%.$$

Второй пролет и опоры полосы 2: $M_{Ed} = 3,71$ кНм.
Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,71 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,111 < 0,187.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Значение относительной высоты сжатой зоны бетона (табл. П.4):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - \frac{\alpha_m + 0,07}{0,57}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{0,111 + 0,07}{0,57}} = 0,174.$$

Относительное усилие:

$$\alpha_c = \frac{16\xi - 1}{15} = \frac{16 \cdot 0,174 - 1}{15} = 0,119.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,119 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 50}{435} = 183 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{183}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,366 \% > \rho_{\min} \% = 0,13 \%.$$

Окончательно площадь сечения арматуры, требуемая по расчету для расчетных полос I и II плиты, приведена на рис. 2.8.

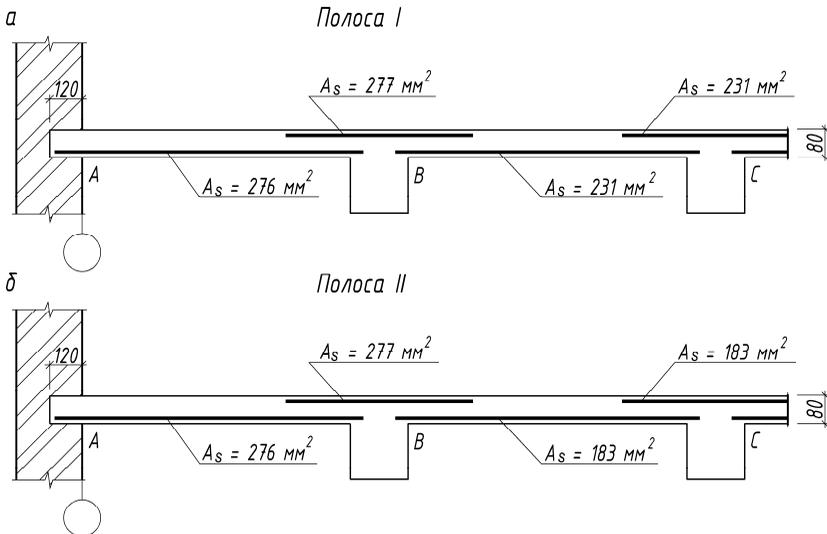


Рис. 2.8. Площадь арматуры плиты, требуемая по расчету

2.5. Конструирование плиты

По рассчитанной площади арматуры A_s рабочую и распределительную арматуру подбирают исходя из следующих конструктивных требований:

1. Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца конструкции на расстоянии не менее 20 мм – для монолитных конструкций (колонн, балок, плит) длиной более 6 м [4, п. 11.4.4.1].

2. В неразрезных плитах расстояния между осями рабочих стержней в середине пролета и над опорами должно быть не более [4, п. 11.4.4.4]:

- 200 мм – при толщине плиты не более 150 мм;
- $1,5h$ – при толщине плиты более 150 мм.

3. Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть не более 400 мм – для изгибаемых элементов [4, п. 11.4.4.3].

4. В плитах количество стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее 30 % расчетного сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия максимального изгибающего момента. Максимально допустимые расстояния между ними не должны превышать 400 мм [4, п. 11.4.4.4]. Арматурные стержни должны быть заведены на опоры на длину анкеровки $l_{bd} \geq \{10\varnothing, 100 \text{ мм}\}$ [4, п. 11.2.7].

5. Распределительная арматура должна составлять не менее 20 % площади сечения рабочей арматуры.

6. В неразрезных плитах, армированных рулонными сетками, все продольные стержни у промежуточных опор допускается переводить в верхнюю зону.

Пример 2.5. По данным примера 2.4 подобрать плоские сварные сетки из арматуры класса S500 для монолитной плиты толщиной $h = 80$ мм. Для расчета условно была принята полоса шириной $b = 1000$ мм.

Поскольку при статическом расчете были приняты формулы, соответствующие условиям применения арматуры класса деформативности В, в качестве рабочей арматуры следует использовать

стержни арматуры диаметром не менее 6 мм с рисунком профиля 1 и 4 по СТБ 1704-2012 (см. табл. П5).

По конструктивным требованиям расстояние между рабочими стержнями не должно превышать 200 мм.

Первый пролет. Площадь сечения арматуры – $A_s = 276 \text{ мм}^2$.

Принимаем шаг рабочих стержней $s_{\max,slabs} = 200 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{200} = 5.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{276}{5} = 55,2 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (табл. П.5) принимаем стержни $\varnothing 10$ класса S500 ($A_s = 78,5 \cdot 5 = 392,3 \text{ мм}^2$).

Принимаем шаг рабочих стержней $s_{\max,slabs} = 150 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{150} = 6,67.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{276}{6,67} = 41,38 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (табл. П.5) принимаем стержни $\varnothing 8$ класса S500 ($A_s = 50,5 \cdot 6,67 = 335 \text{ мм}^2$).

Принимаем шаг рабочих стержней $s = 100 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{100} = 10.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{276}{10} = 27,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 28,3 \cdot 10 = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 100 \text{ мм}$.

Аналогичный результат можно получить при использовании табл. П.6.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 276 = 55,2 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным требованиям расстояние между распределительными стержнями не должно превышать 400 мм. Принимаем шаг стержней $s_{\max,slabs} = 200 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{200} = 5.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1,p} = \frac{55,2}{5} = 11,04 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ класса S500 с шагом 200 мм.

Второй пролет. Площадь сечения арматуры – $A_s = 231 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 200 \text{ мм}$:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{231}{5} = 46,2 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 251 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{231}{6,67} = 34,63 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{231}{10} = 23,1 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 8$ класса S500 с шагом $s = 200$ мм.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 231 = 46,2 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1,p} = \frac{46,2}{5} = 9,24 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Первая промежуточная опора. Площадь сечения арматуры – $A_s = 277 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 200$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{277}{5} = 55,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 10$ ($A_s = 393 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{277}{6,67} = 41,53 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{277}{10} = 27,7 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 100$ мм.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 277 = 55,4 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1,p} = \frac{55,4}{5} = 11,08 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Второй пролет полосы III. Площадь сечения арматуры – $A_s = 183 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 200$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{183}{5} = 36,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 10$ ($A_s = 393 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{183}{6,67} = 27,44 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 189 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{183}{10} = 18,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 150$ мм.
Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 183 = 36,6 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1,p} = \frac{36,6}{5} = 7,32 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Пример 2.6. По данным примеров 2.2 и 2.5 проверить сопротивление наклонного сечения плиты перекрытия. Толщина плиты $h = 80$ мм. Класс бетона плиты – C²⁰/₂₅. Поперечная сила от внешней нагрузки $V_{Ed} = 20,16$ кН. Плита армирована плоскими сварными сетками из арматуры $\varnothing 6$ класса S500 с шагом 100 мм. Расчет выполняется для условной полосы шириной $b = 1000$ мм.

Проверка сопротивления действию поперечной силы при отсутствии продольного усилия выполняется по формуле [4, п. 8.2.1.2]:

$$V_{Rd,ct} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

где $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2, \text{ принимаем } k = 2;$$

ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d},$$

где A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры;

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны;

d – полезная высота сечения.

Тогда

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{283}{1000 \cdot 50} = 0,00566 \leq 0,02;$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = \\ &= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00566 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 50 = 26\,944 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Так как $V_{Rd,ct} = 26,944 \text{ кН} > V_{Ed} = 20,16 \text{ кН}$, сопротивление наклонного сечения обеспечено.

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 (рис. 2.9).

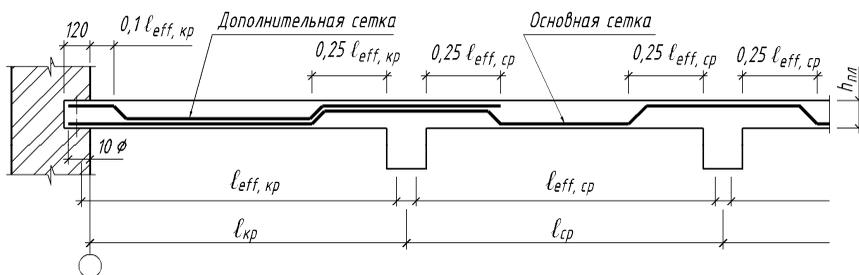


Рис. 2.9. Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

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.

Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Для армирования плиты используют сварные сетки, рабочие стержни в которых принимают из арматуры класса S500 диаметром 6 мм и более, распределительные – из арматуры класса S500 диаметром 4 и 5 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 1/4 пролета, в другую – 1/8 пролета.

В местах заделки плиты в стене устанавливают верхние сетки, площадь сечения рабочих стержней которых должна составлять не менее 25 % площади сечения пролетной арматуры. Рабочие стержни принимаются Ø6 класса S500, распределительные – Ø4 класса S500. Длина рабочих стержней назначается из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять 1/10 пролета плиты (см. рис. 2.9).

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

Для армирования плит в первую очередь следует использовать сварные сетки по ГОСТ 23279–2012 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий» [10].

Условное обозначение марки сетки:

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

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

C – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса «р» – Ср);

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 $a_1 = a_2 = a = 25$ мм значение a_1 опускается.

При проектировании сеток в первую очередь рекомендуется изменять 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 не должна быть более 3800 мм;
- длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм;
- диаметр продольных и поперечных стержней для плоских сеток должен быть не менее 4 мм и не более 10 мм;
- шаг продольных стержней должен быть кратным 100 мм и может быть 100, 200, 300, 400, 500 мм, а в месте реза сеток – 50 мм;
- шаг поперечных стержней должен быть кратным 50 мм и может быть 100, 150, 200, 250, 300, 400 мм и не менее 50 мм;
- допускается применение доборного шага продольных стержней у края сетки с размерами от 50 мм до размера основного шага, кратного 10 мм;
- доборный шаг поперечных стержней принимают от 50 до 250 мм, кратным 10 мм;
- длины выпусков продольных стержней допускается принимать от 25 до 200 мм, кратными 5 мм;
- длину выпусков поперечных стержней допускается принимать равной 15, 20 и 30 мм, а также от 25 до 100 мм, кратной 25 мм.

Пример 2.7. Требуется произвести армирование плиты перекрытия (рис. 2.2) сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней в соответствии с требуемыми по расчету площадью сечения арматуры (примеры 2.4 и 2.5) в соответствии со схемой, указанной на рис. 2.10.

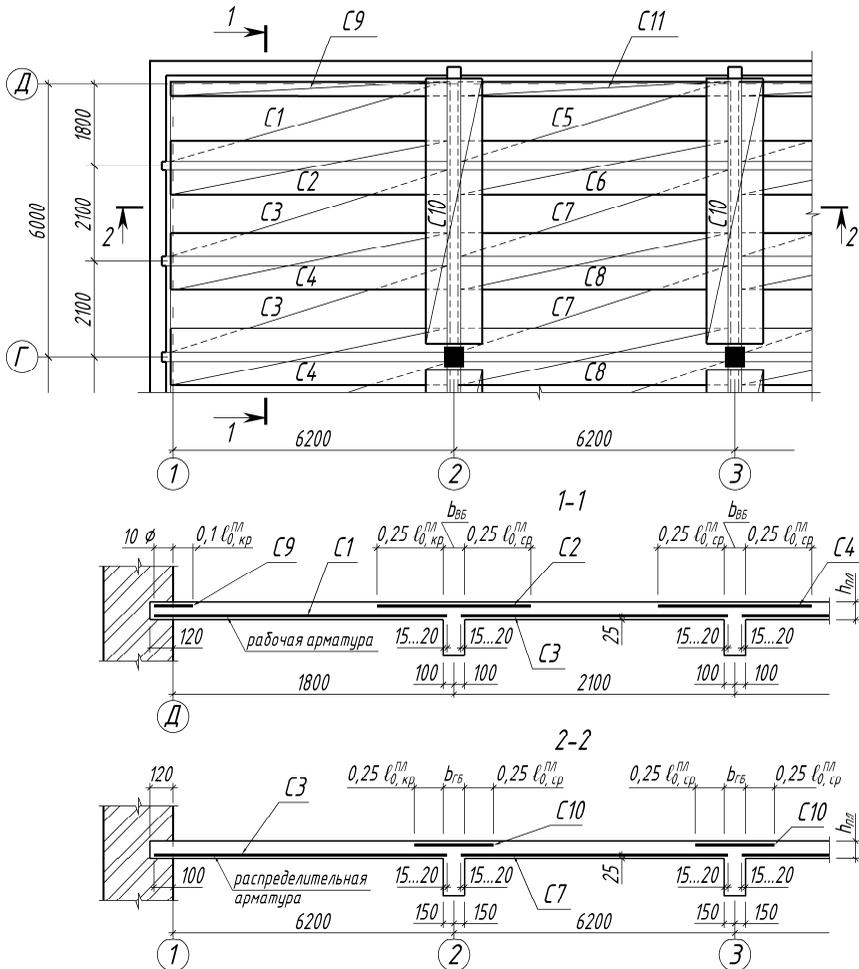


Рис. 2.10. Схема раскладки принятой арматуры для плиты

В местах заделки плиты в стену устанавливаются верхние сетки (С9, С11). Они предназначены для восприятия опорного изгибающего момента и предотвращения образования в стадии эксплуатации трещин, параллельных стенам на верхней поверхности плиты. Площадь сечения рабочих стержней этих сеток должна составлять не менее 1/3 площади рабочей арматуры крайнего пролета (сетки С1). Над главными балками укладываются сетки с таким же количеством рабочих стержней (сетка С10), но длину рабочих стержней в каждую сторону от балки принимают равной 1/4 пролета плиты (шага второстепенных балок).

Определение габаритных размеров сеток (рис. 2.10):

– длина сеток С1, С2, С3, С4, С9:

$$l_{c1} = 6200 - \frac{b_{ГБ}}{2} + 100 + 20 = 6200 - \frac{300}{2} + 100 + 20 = 6170 \text{ мм};$$

– длина сеток С5, С6, С7, С8, С11:

$$l_{c5} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{ГБ}}{2} + 2 \cdot 20 = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot 20 = 5940 \text{ мм};$$

– длина сетки С10:

$$l_{c10} = 6000 - \frac{h_{col}}{2} + 100 = 6000 - \frac{400}{2} + 100 = 5900 \text{ мм};$$

– ширина сеток С1 и С5:

$$b_{c1} = 1800 + 100 - \frac{b_{ВБ}}{2} + 20 = 1800 + 100 - \frac{200}{2} + 20 = 1820 \text{ мм};$$

– ширина сеток С2, С6 и С10:

$$b_{c2} = b_{ВБ} + \frac{l_{кр}^{ПЛ}}{4} + \frac{l_{ср}^{ПЛ}}{4} = 200 + \frac{1800}{4} + \frac{2100}{4} = 1175 \approx 1180 \text{ мм};$$

– ширина сеток С3 и С7:

$$b_{c3} = 2100 - 2 \frac{b_{ВВ}}{2} + 2 \cdot 20 = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + 2 \cdot 20 = 1940 \text{ мм};$$

– ширина сеток С4 и С8:

$$b_{c4} = b_{ВВ} + 2 \frac{l_{\text{сп}}^{\text{Пл}}}{4} = 200 + 2 \cdot \frac{2100}{4} = 1250 \text{ мм};$$

– ширина сеток С9 и С11:

$$b_{c9} = 10\varnothing + 0,1 \cdot l_{\text{кр}}^{\text{Пл}} = 10 \cdot 5 + 0,1 \cdot 1800 = 230 \text{ мм}.$$

Параметры и условное обозначение сеток согласно [10] приведены на рис. 2.11.

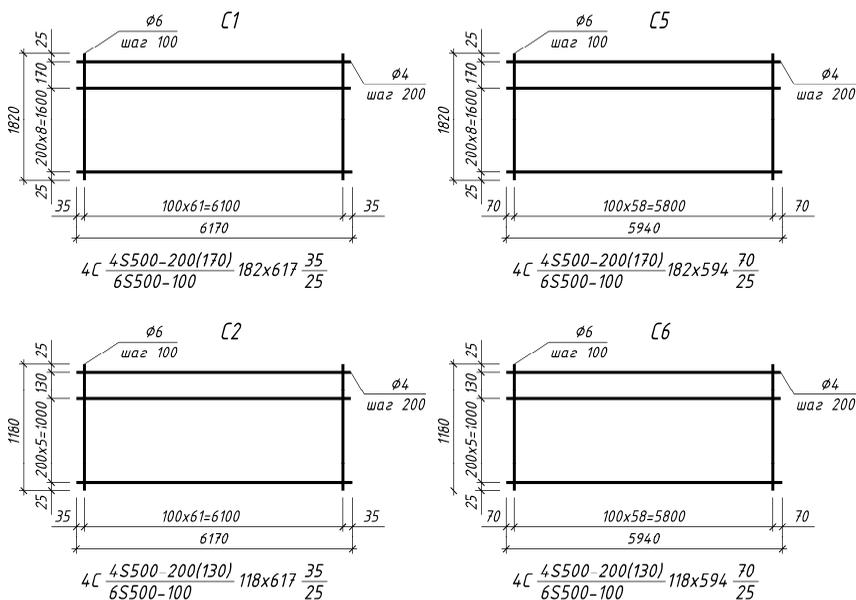


Рис. 2.11. Сетки для армирования перекрытия (начало)

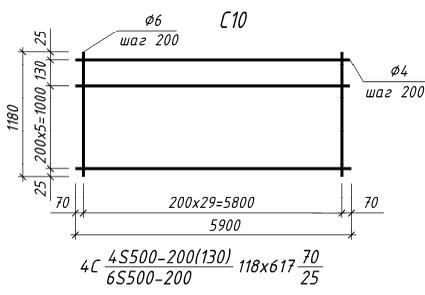
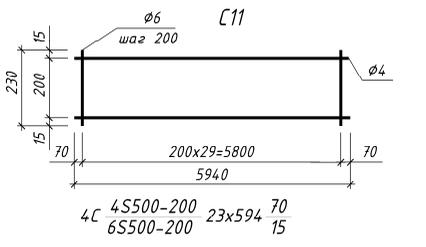
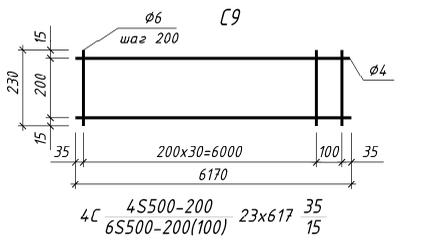
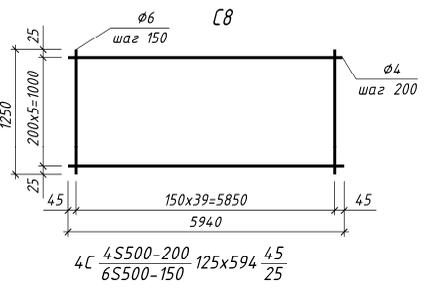
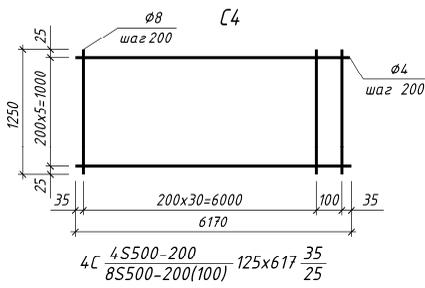
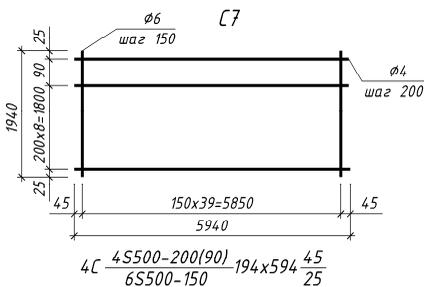
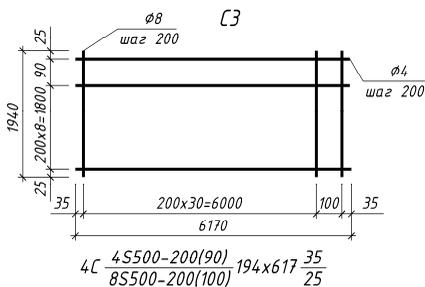


Рис. 2.11. Сетки для армирования перекрытия (окончание)

3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

3.1. Определение расчетных пролетов балки

Второстепенная балка перекрытия рассматривается как многопролетная статически неопределимая балка, свободно лежащая на опорах. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (см. рис. 2.2).

Расчетные пролеты l_{eff} второстепенной балки определяются по формулам [4, п. 5.3.2.2] (рис. 3.1):

– для крайних пролетов:

$$l_{eff,кр} = l_n + a_1 + a_2;$$

– для средних:

$$l_{eff,ср} = l_n + 2a_1,$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

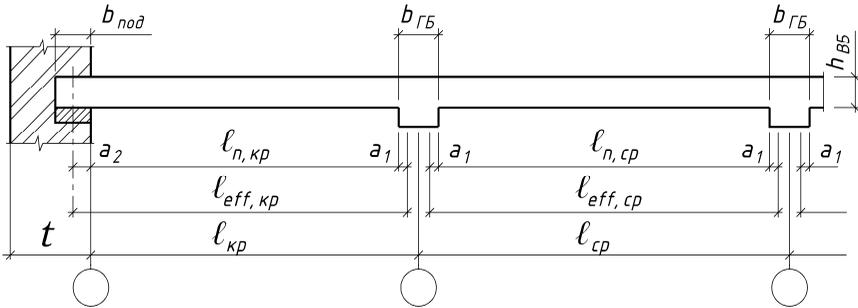


Рис. 3.1. К определению расчетных пролетов второстепенной балки

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяются в соответствии с рис. 2.3, где t – ширина опоры, h – высота балки.

$$a_2 = \min \begin{cases} 0,5b_{\text{под}}; \\ 0,5h_{\text{ВБ}}, \end{cases}$$

где $b_{\text{под}}$ – ширина железобетонной опорной подушки, через которую опирается на стену второстепенная балка.

$$a_1 = \min \begin{cases} 0,5h_{\text{ВБ}}; \\ 0,5b_{\text{ГБ}}, \end{cases}$$

где $h_{\text{ВБ}}$ – высота второстепенной балки;
 $b_{\text{ГБ}}$ – ширина главной балки.

Пример 3.1. Требуется определить расчетные пролеты второстепенной балки для принятого варианта компоновки перекрытия.

Для средних пролетов (рис. 3.2):

$$l_{\text{eff, ср}} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot \frac{300}{2} = 6200 \text{ мм.}$$

Для крайних пролетов:

$$l_{\text{eff, кр}} = 6200 - \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{под}}}{2} = 6200 - \frac{300}{2} + \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6325 \text{ мм.}$$

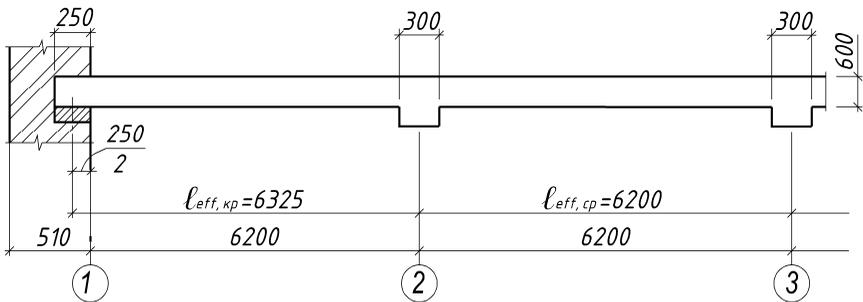


Рис. 3.2. Расчетные пролеты второстепенной балки

3.2. Определение нагрузок

Пример 3.2. Требуется определить расчетные нагрузки на второстепенную балку для принятого варианта компоновки перекрытия (состав перекрытия – на рис. 2.1, размеры балки 200 × 600 мм).

Расчет рекомендуется выполнять в табличной форме. В результате расчетов необходимо определить расчетное значение постоянной нагрузки $G_k \cdot \gamma_G$ и переменной функциональной нагрузки $Q_k \cdot \gamma_Q$. Результаты определения нагрузок приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Характеристические и расчетные значения нагрузок на 1 м. п. втростепенной балки (при шаге втростепенных балок 2,1 м)

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м	γ_F	Расчетное значение, кН/м
Постоянная нагрузка				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³)	0,50	1,3	0,655
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³)	1,54	1,3	2,007
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³)	1,39	1,3	1,802
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²)	0,11	1,3	0,137
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³)	4,20	1,3	5,460
6	Собственный вес ребра балки $b \times h = 200 \times (600 - 80)$; ($\gamma = 25$ кН/м ³)	2,60	1,3	3,380
<i>Итого: $\gamma_G \cdot G_k = 13,441$</i>				
Переменная нагрузка				
1	Функциональная нагрузка 10,5 × 2,1	22,05	1,4	30,87
<i>Итого: $\gamma_Q \cdot Q_k = 30,87$</i>				

3.3. Статический расчет линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов

Согласно п. 5.6.2 СП 5.03.01-2020 [4], многопролетные статически неопределимые балки, к которым относятся и второстепенные балки, рассчитываются линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов.

Определение расчетных усилий линейно-упругим расчетом

Линейно-упругим расчетом пятипролетной балки при постоянной нагрузке и при различных схемах приложения переменной нагрузки (см. рис. 3.3) определяют значения изгибающих моментов в пролетах балки, а также на первой и второй промежуточных опорах. При этом используются значения коэффициентов по табл. П.8.

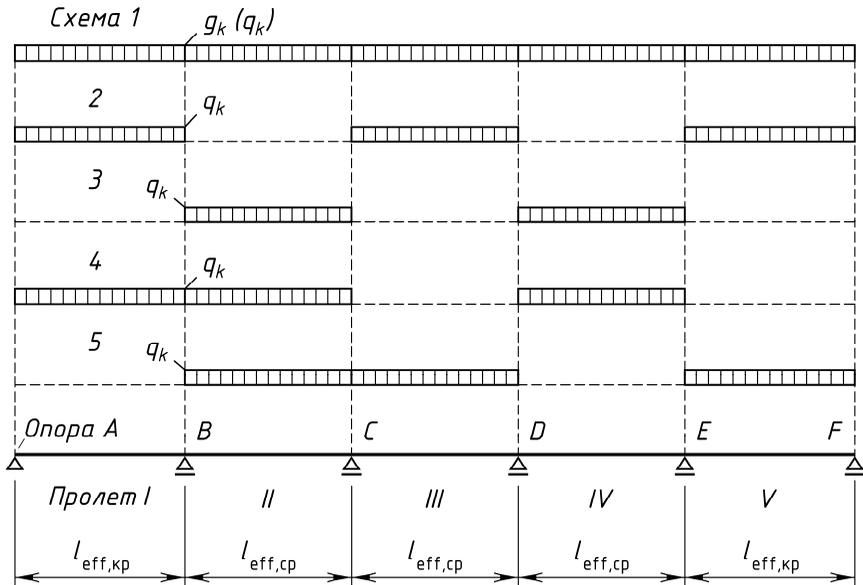


Рис. 3.3. Схемы приложения равномерно-распределенной нагрузки на 5-пролетную балку с обозначением опор и пролетов

Расчет выполняют, принимая различные значения коэффициентов для постоянной и переменной нагрузок. При определении моментов следует учитывать комбинации нагрузок по следующим формулам СН 2.02.01 [2]:

по формуле (6.10а):

$$M = (\beta_1 \cdot \gamma_G \cdot G_k + \beta_i \cdot \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l_{eff}^2;$$

по формуле (6.10б):

$$M = (\beta_1 \cdot \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \beta_i \cdot \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l_{eff}^2.$$

Допускается для помещений категорий А-Д по СН 2.01.02-2019 [2] при характеристическом значении функциональной нагрузки более 2 кН/м² выполнять расчет только по формуле (6.10б), а для помещений категорий Е по СН 2.01.02-2019 выполнять расчет только по формуле (6.10а).

Пример 3.3. Требуется определить изгибающие моменты в балке в пролетных и надопорных сечениях второстепенной балки.

Расчет изгибающих моментов рекомендуется выполнять в табличном виде для следующих точек по длине балки:

2' – в сечении с максимальным моментом в первом пролете балки;

5 – в сечении над первой промежуточной опорой;

7' – в сечении с максимальным моментом во втором пролете;

10 – в сечении над второй промежуточной опорой;

12' – в сечении с максимальным моментом в третьем пролете.

Для точки 5 расчетный пролет принимается как наибольший из крайнего и среднего пролетов.

Полученные результаты расчета приведены в табл. 3.2 и на рис. 3.4.

Анализ значений изгибающих моментов показал, что максимальный по абсолютному значению опорный момент возникает на первой промежуточной опоре при схеме нагружения (1+4), а на второй промежуточной опоре – при схеме нагружения (1+5).

Максимальный пролетный момент возникает в первом и третьем пролете при схеме нагружения (1+2), а во втором пролете при схеме нагружения (1+3).

Таблица 3.2

Изгибающие моменты в пролетах и на опорах при различных схемах приложения нагрузки

№ точки	Сочетание нагрузок	β_1	$\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k$, кН/м	β_i	$\gamma_Q \cdot Q_k$, кН/м	l_{eff} , м	M , кНм
2'	1+1	0,0775	11,425	0,0775	30,87	6,325	127,75
	1+2			0,0998			158,67
	1+3			-0,0224			7,76
	1+4			0,0714			122,60
	1+5			-0,0147			17,27
5	1+1	-0,1053	11,425	-0,1053	30,87	6,325	-178,17
	1+2			-0,0526			-113,09
	1+3			-0,0526			-113,09
	1+4			-0,1196			-195,83
	1+5			-0,0347			-90,98
7'	1+1	0,0329	11,425	0,0329	30,87	6,2	53,49
	1+2			-0,0461			-40,26
	1+3			0,0789			108,08
	1+4			0,0544			79,00
	1+5			0,0520			76,15
10	1+1	-0,0789	11,425	-0,0789	30,87	6,2	-128,28
	1+2			-0,0395			-81,52
	1+3			-0,0395			-81,52
	1+4			-0,0215			-60,16
	1+5			-0,1112			-166,61
12'	1+1	0,0461	11,425	0,0461	30,87	6,2	74,95
	1+2			0,0855			121,70
	1+3			-0,0395			-26,63
	1+4			-0,0329			-18,79
	1+5			0,0592			82,19

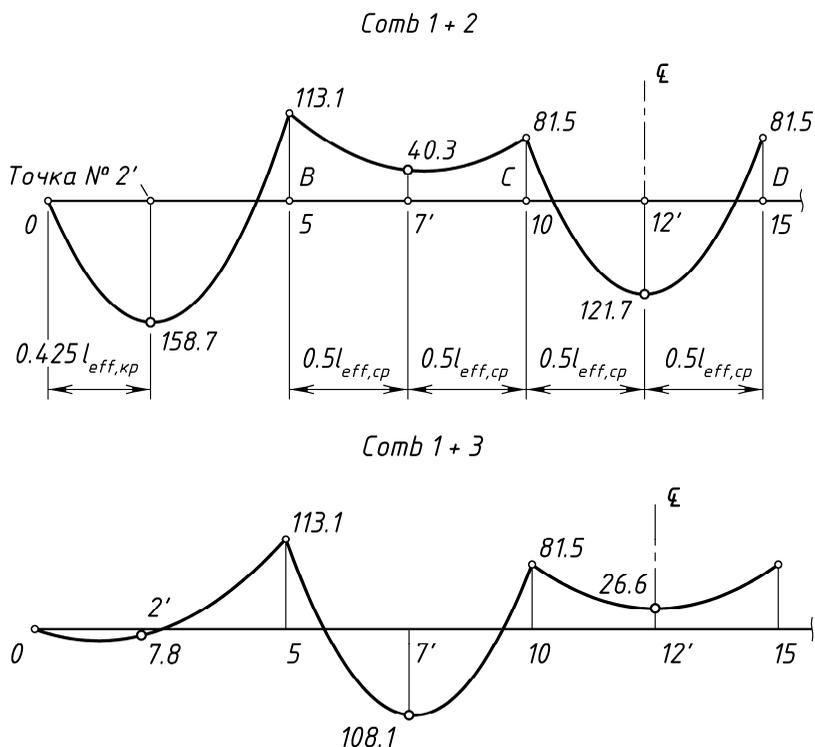


Рис. 3.4. Расчетные изгибающие моменты M_{Ed} , кНм, в пролетах и на опорах для комбинаций нагрузжений (Comb) (1+2) и (1+3)

Определение границы перераспределения опорных изгибающих моментов

Исходя из полученных значений опорных моментов выполняем ограниченное перераспределение моментов, удовлетворяя требованиям условия (5.16) СП 5.03.01-2020 [4] для арматуры с соответствующим классом деформативности. При арматуре с классом деформативности В допускается выполнять перераспределение изгибающих моментов не более чем на 30 %, а при арматуре с классом деформативности А не более чем на 20 %.

Допускаемый уровень перераспределения рассчитывается по формуле:

$$\delta_{M,\text{lim}} = \delta_{M,0} + \frac{1}{\lambda} \left[1 - \frac{\alpha_m}{\lambda} - \sqrt{\left(1 - \frac{\alpha_m}{\lambda}\right)^2 - 2 \cdot \delta_{M,0} \cdot \alpha_m} \right],$$

где $\delta_{M,0} = \frac{1}{1 + 0,7 \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot E_s}{f_{yd}}}$;

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2},$$

где M_{Ed} – изгибающий момент на опоре, полученный из линейно-упругого расчета.

Пример 3.4. Определить границы перераспределения изгибающих моментов в надпорных сечениях второстепенной балки.

Выполним расчет для для опорного сечения на **первой промежуточной опоре** балки с сечением $b \times h = 200 \times 600$ мм.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$. Расчетная прочность бетона при осевом сжатии составит:

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

Предельная сжимаемость бетона $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$.

Арматура класса S500. Расчетное сопротивление арматуры:

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

Предполагаемый диаметр рабочей арматуры – 20 мм.

Принимаем $c_{\min,b} = 20$ мм; $c_{\min,dur} = 15$ мм:

$$c_{\min} \geq \max \begin{cases} c_{\min,b} = 20 \text{ мм;} \\ c_{\min,dur} = 15 \text{ мм;} \\ 10 \text{ мм;} \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

Согласно п. 6.3.4.13 СП 5.03.01-2020 [4], рекомендуется принимать $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Следовательно, $c_{nom} = 20 + 10 = 30$ мм.

С учетом возможного расположения арматуры в два ряда принимаем расстояние от центра тяжести арматуры до верхней грани балки равным $c = 50$ мм. Тогда рабочая высота сечения составит $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм.

Предварительно определим параметр:

$$\delta_{M,0} = \frac{1}{1 + 0,7 \frac{\epsilon_{cu2} \cdot E_s}{f_{yd}}} = \frac{1}{1 + 0,7 \frac{0,0035 \cdot 200 \cdot 10^3}{435}} = 0,470.$$

Изгибающий момент на **первой промежуточной опоре**, полученный линейно-упругим расчетом равен $M_{Ed,max} = 195,83$ кНм.

Определяем значение коэффициента:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{195,83 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,2428 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Определяем значение нижней границы коэффициента:

$$\delta_{M,lim} = 0,470 + \frac{1}{0,8} \left[1 - \frac{0,2428}{0,8} - \sqrt{\left(1 - \frac{0,2428}{0,8} \right)^2 - 2 \cdot 0,470 \cdot 0,2428} \right] = 0,7071.$$

Таким образом, при использовании арматуры с классом деформативности В возможно перераспределение момента на 29 %. Исходя из полученного максимального по абсолютному значению изгибающего момента первой промежуточной опоре, равного 195,83 кНм, принимаем значение момента после перераспределения равным $0,71 \cdot 195,83 = 139,04$ кНм.

Изгибающий момент на **второй промежуточной опоре**, полученный линейно-упругим расчетом, равен $M_{Ed,max} = 166,61$ кНм.

С целью унификации принимаем изгибающий момент после перераспределения на второй промежуточной опоре равным изгибающему моменту после перераспределения на первой опоре. Отношение момента после перераспределения к моменту, определенному линейно-упругим расчетом, составило:

$$\delta_M = \frac{139,04}{166,61} = 0,835.$$

Проверим возможность такого перераспределения. Определяем значение коэффициента:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{166,61 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,2066 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Определяем значение нижней границы коэффициента:

$$\delta_{M,\text{lim}} = 0,470 + \frac{1}{0,8} \left[1 - \frac{0,2066}{0,8} - \sqrt{\left(1 - \frac{0,2066}{0,8} \right)^2 - 2 \cdot 0,470 \cdot 0,2066} \right] = 0,6514.$$

Поскольку принятое значение $\delta_M = 0,835$ больше значения $\delta_{M,\text{lim}} = 0,6514$, принятый уровень перераспределения допустим.

***Корректировка эпюр изгибающих моментов
с учетом принятых уровней перераспределения
опорных изгибающих моментов***

При корректировке эпюр изгибающих моментов к эпюрам моментов от отдельных невыгодно приложенных переменных нагрузок, сложенным с эпюрой моментов от постоянной нагрузки, прибавляют треугольные эпюры с величинами надпорных ординат, определенных как разность изгибающих моментов до и после перераспределения.

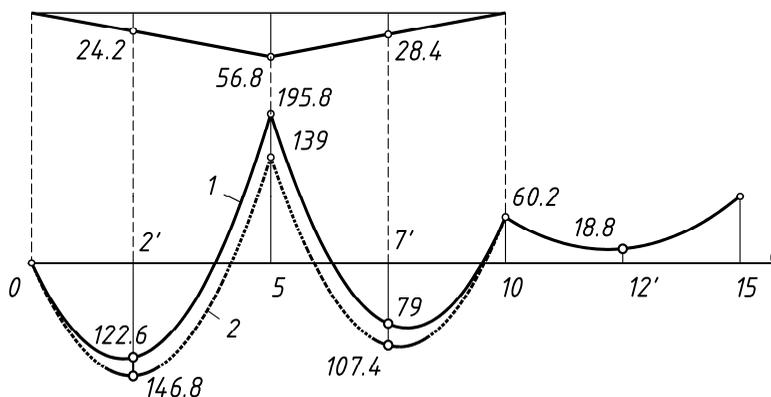
Эта разность для первой промежуточной опоры составила для сочетаний нагрузок:

$$(1+4): 195,83 - 139,04 = 56,79 \text{ кНм};$$

$$(1+5): 178,17 - 139,04 = 39,13 \text{ кНм (см. рис. 3.5)}.$$

Для второй промежуточной опоры величина надопорной координаты треугольной эпюры для сочетания (1+5) составит $166,61 - 139,04 = 27,57 \text{ кНм}$ (см. рис. 3.5).

Comb 1 + 4



Comb 1 + 5

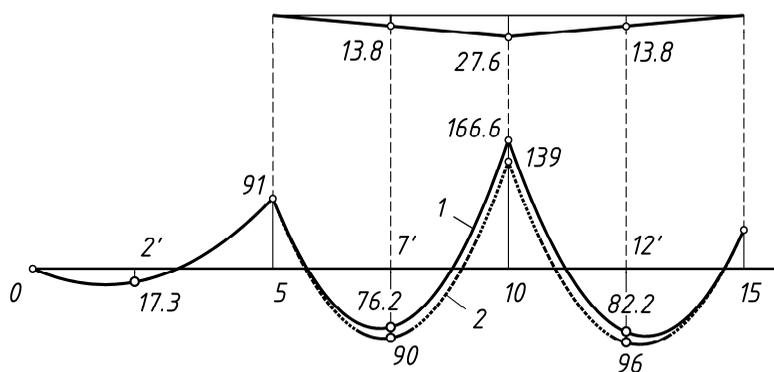


Рис. 3.5. Эпюры M_{Ed} , кНм, для комбинаций нагрузений (1+4) и (1+5):
1 – до перераспределения; 2 – после перераспределения опорных моментов

Поскольку значения изгибающего момента на обоих промежуточных опорах при других сочетаниях меньше момента после перераспределения, то корректировка эпюр изгибающих моментов при этих сочетаниях не требуется.

Одновременно корректируются значения моментов в пролетных сечениях балок. Для этого предварительно определяются ординаты прибавляемой треугольной эпюры в сечениях 2' или 5 (см. рис. 3.5).

Затем увеличивают значение изгибающего момента до перераспределения на эту ординату. Анализ увеличенных значений моментов показал, что они не превышают максимальных моментов, полученных по всем рассмотренным сочетаниям.

Построение огибающей эпюры изгибающих моментов с учетом ограниченного распределения моментов

На рис. 3.6 показана огибающая эпюра изгибающих моментов после перераспределения и выравнивания опорных моментов.

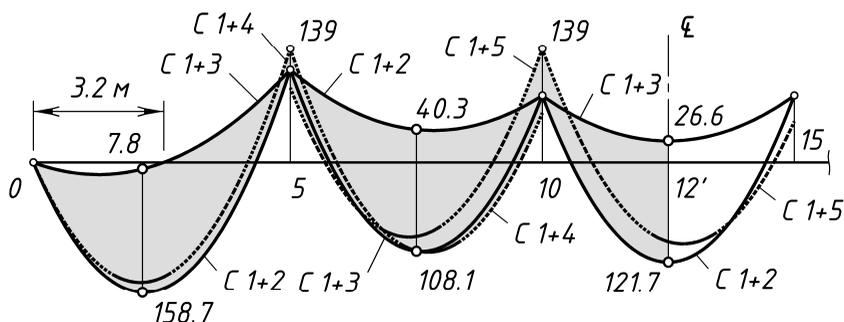


Рис. 3.6. Огибающая эпюра M_{Ed} , кНм, с перераспределением и выравниванием опорных моментов

Анализ характера распределения значений изгибающих моментов в пролетах балки показал, что значения ординат огибающей эпюры следует определять при следующих сочетаниях нагрузок:

- положительные моменты в первом и третьем пролете по сочетанию (1+2);
- положительные моменты во втором пролете по сочетанию (1+3);

– отрицательные моменты моменты во втором пролете по сочетанию (1+2);

– отрицательные моменты в третьем пролете по сочетанию (1+3).

Значения изгибающих моментов в надпорных сечениях принимают по результатам перераспределения моментов.

Пример 3.5. Построить огибающую эпюру изгибающих моментов.

Определение значений ординат огибающей эпюры изгибающих моментов рекомендуется выполнять в табличной форме.

Результаты вычисления значений ординат приведены в табл. 3.3 и 3.4.

Таблица 3.3

Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов в пролетах и на опорах при сочетании нагрузок 1+2

№ точки	β_1	$\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k$, кН/м	β_i	$\gamma_Q \cdot Q_k$, кН/м	l_{eff} , м	M, кНм
1	0,0589	11,425	0,0695	30,87	6,325	112,75
2	0,0779		0,0989			157,74
2'	0,0775		0,0998			158,67
3	0,0568		0,0884			135,13
4	-0,0042		0,0379			44,89
5						-139,04
6	-0,0200	11,425	-0,0500	30,87	6,2	-68,12
7	0,0253		-0,0474			-45,14
7'	0,0329		-0,0461			-40,26
8	0,0305		-0,0447			-39,65
9	-0,0042		-0,0421			-51,80
10						-139,04
11	0,0011	11,425	0,0405	30,87	6,2	48,54
12	0,0411		0,0805			113,57
12'	0,0461		0,0855			121,70

Таблица 3.4

Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов в пролетах и на опорах при сочетании нагрузок 1+3

№ точки	β_1	$\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k$, кН/м	β_i	$\gamma_Q \cdot Q_k$, кН/м	l_{eff} , м	M , кНм
1	0,0589	11,425	0,0105	30,87	6,325	13,95
2	0,0779		0,0211			9,55
2'	0,0775		0,0224			7,76
3	0,056		0,0316			-13,06
4	-0,0042		0,0421			-53,91
5						-139,04
6	-0,0200	11,425	0,0300	30,87	6,2	26,82
7	0,0253		0,0726			97,26
7'	0,0329		0,0789			108,07
8	0,0305		0,0753			102,75
9	-0,0042		0,0379			43,13
10						-139,04
11	0,0011	11,425	-0,0395	30,87	6,2	-46,39
12	0,0411		-0,0395			-28,82
12'	0,0461		-0,0395			-26,63

Построенная по результатам вычислений огибающая эпюра изгибающих моментов представлена на рис. 3.7.

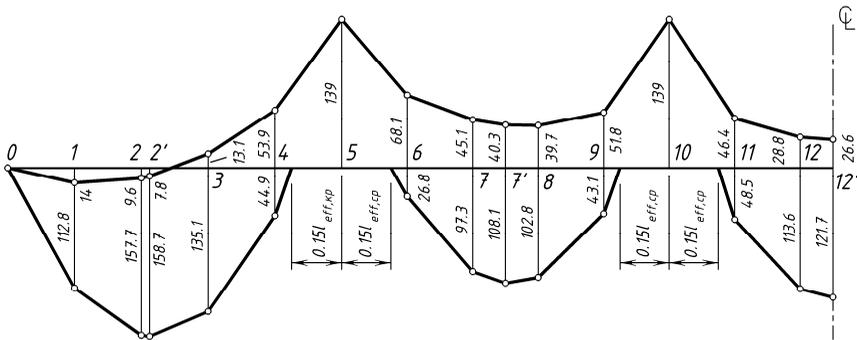


Рис. 3.7. Огибающая эпюра M_{Ed} , кН·м, с перераспределением и выравниванием опорных моментов

3.4. Определение площади сечения арматуры

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_{Ed} .

Как известно, при проценте армирования, равном предельному или превышающем его, 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.

В связи с этим при подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение $\xi = 0,25$. Согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» [5] 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.

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_{eff} .

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_{eff} ограничивается определенными пределами, так как ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена вследствие местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба.

Согласно п. 5.5.2.2 СП 5.01.01–2020 [4], значение b_{eff} (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов (рис. 3.8).

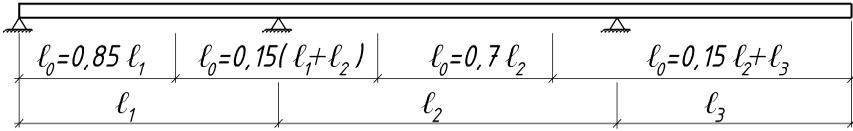


Рис. 3.8. Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых балок определяется из уравнения (рис. 3.9):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b.$$

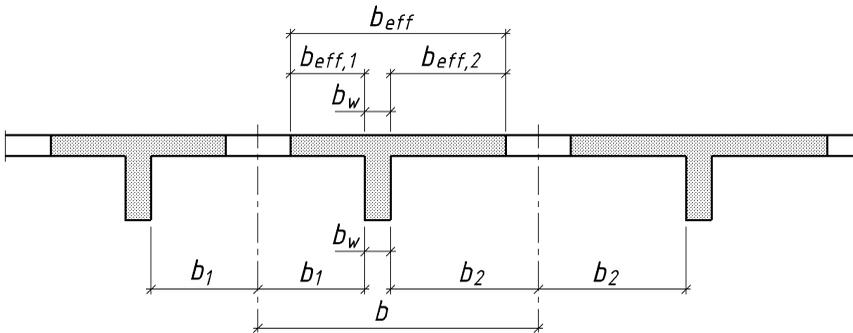


Рис. 3.9. Параметры эффективной ширины полки

При этом эффективная ширина свесов полки в каждую сторону должна удовлетворять условию:

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq \min \begin{cases} 0,2 \cdot l_0; \\ b_i, \end{cases}$$

где b_i – величина свесов полки (половина расстояния между балками в свету).

Пример 3.6. Определить эффективную ширину полки плиты для принятого варианта компоновки перекрытия.

В первом (крайнем) пролете второстепенной балки:

– расчетный пролет – $l_1 = 6,325$ м;

– шаг второстепенных балок в осях – $2,1$ м;

– ширина ребра второстепенной балки $b_w = 0,2$ м.

Расстояние между точками нулевых моментов (рис. 3.8):

$$l_0 = 0,85 \cdot l_{eff,кр} = 0,85 \cdot 6,325 = 5,376 \text{ м.}$$

При равномерном расположении второстепенных балок:

$$b_1 = b_2 = b_{1,2} = \frac{2,1 - 0,2}{2} = 0,95 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 5,376 = 0,728 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 5,376 = 1,075 \text{ м;} \\ b_1 = b_2 = 0,5 \cdot b = 0,95 \text{ м.} \end{cases}$$

Так как выполняется условие $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м} \leq b_{1,2} = 0,95 \text{ м}$, принимаем $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м}$.

Тогда эффективная ширина полки плиты составит:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,728 + 0,2 = 1,656 \text{ м} \leq b = 2,1 - 2 \cdot \frac{0,2}{2} = 1,9 \text{ м.}$$

В средних пролетах (втором, третьем):

– расчетный пролет – $l_2 = 6,2$ м;

– шаг второстепенных балок в осях – $2,1$ м;

– ширина ребра второстепенной балки $b_w = 0,2$ м.

Расстояние между точками нулевых моментов (см. рис. 3.8):

$$l_0 = 0,7 \cdot l_{eff,ср} = 0,7 \cdot 6,2 = 4,34 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки:

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2 \cdot b_{1,2} + 0,1 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 4,34 = 0,624 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 4,434 = 0,887 \text{ м;} \\ b_1 = b_2 = 0,5 \cdot b = 0,95 \text{ м.} \end{cases}$$

Так как выполняется условие $b_{eff,1,2} = 0,624 \text{ м} \leq 0,2l_0 = 0,887 \text{ м}$, принимаем $b_{eff,i} = 0,624 \text{ м}$.

Тогда эффективная ширина полки плиты составит:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,624 + 0,2 = 1,448 \text{ м} \leq b = 1,9 \text{ м.}$$

Таким образом, в расчетах балок крайних пролетов принимаем $b_{eff} = 1,656 \text{ м}$, а в средних – $b_{eff} = 1,448 \text{ м}$.

В качестве рабочей арматуры монолитных железобетонных конструкций следует применять арматуру преимущественно класса S500 ($\min \varnothing \geq 12 \text{ мм}$).

Определение площади сечения рабочей арматуры во второстепенной балке производится согласно структуре 3 (рис. 3.10).

При расчете железобетонных конструкций, выполненных из бетона класса не выше $C^{50}/60$, по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие ηf_{cd} , где η принимается согласно указаниям СП 5.03.01-2020 [4, п. 6.1.5.5].

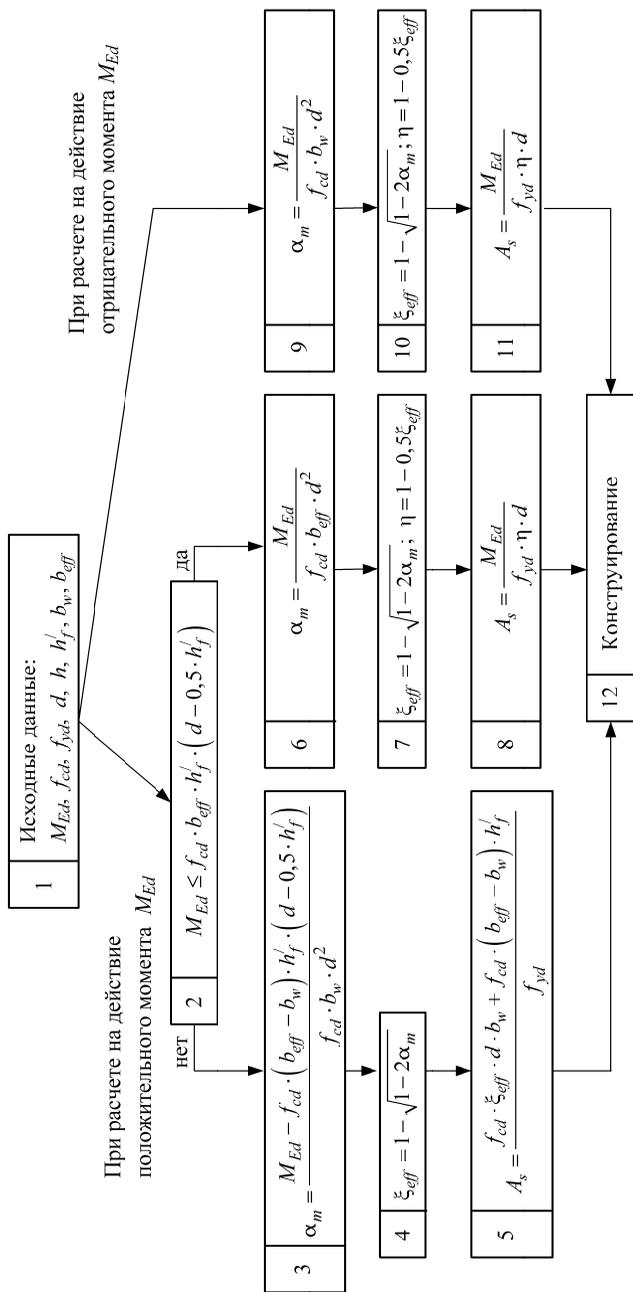


Рис. 3.10. Структура 3. Определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте $x_{eff} = \lambda x$ прямоугольной эпюры напряжений сечения, высота которой должна быть не более граничной ($x_{eff} = \lambda \xi_{lim} \cdot d$), где ξ_{lim} определяется по формуле:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}}.$$

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента η для определения эффективной прочности принимают:

– для $f_{ck} < 50$ МПа – $\lambda = 0,8$; $\eta = 1,0$;

– для $50 < f_{ck} < 90$ МПа – $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$; $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$.

Пример 3.7. Определение площади сечения продольной арматуры второстепенной балки по данным примера 3.5.

Исходные данные (рис. 3.11) для *первого* пролета:

Класс условий эксплуатации – ХС1. Класс бетона $C^{20}/_{25}$.

$$M_{Ed} = M_{Ed1,max} = 158,67 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1656 \text{ мм}; \quad d = h - c = 600 - 40 = 560 \text{ мм}.$$

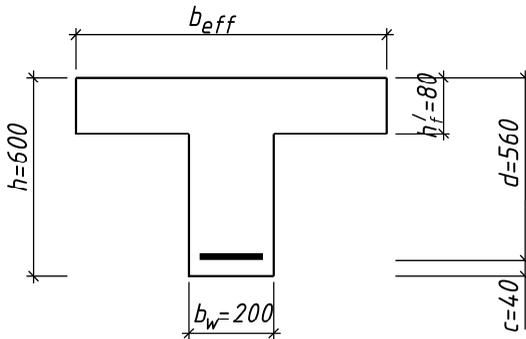


Рис. 3.11. Сечение второстепенной балки.

Характеристическая прочность бетона при осевом сжатии составит:

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

Принимаем арматурные стержни класса S500 с расчетным значением предела текучести:

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

Для арматуры класса S500 при $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰.}$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничные значения относительной высоты и относительного момента прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff,lim} = \lambda \xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{2,175 + 3,5} = 0,493;$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{eff,lim} \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_{eff,lim}) = 0,493 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,493) = 0,371.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 13,33 \cdot 1656 \cdot 80 \cdot \left(560 - \frac{80}{2} \right) = 918,3 \cdot 10^6 \text{ Нмм.} \end{aligned}$$

Так как $M_{Rd,f} = 918,3 \text{ кНм} > M_{Ed} = 158,67 \text{ кНм}$, низ прямоугольной эпюры напряжений находится в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной b_{eff} .

Подбор площади сечения продольной арматуры в **первом** пролете по положительному моменту.

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{158,67 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1656 \cdot 560^2} = 0,0229 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0229} = 0,0232.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,0232 = 0,9884.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{158,67 \cdot 10^6}{435 \cdot 560 \cdot 0,9884} = 659,0 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры во **втором** пролете по положительному моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2,max} = 108,07 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1,448 \text{ мм}; \quad d = 560 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{108,07 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1448 \cdot 560^2} = 0,0179 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0179} = 0,018.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,018 = 0,991.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{108,07 \cdot 10^6}{435 \cdot 560 \cdot 0,991} = 447,7 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры в *третьем* пролете по положительному моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2,max} = 121,70 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1,448 \text{ мм}; \quad d = 560 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{121,7 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1448 \cdot 560^2} = 0,0201 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0201} = 0,0203.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,0203 = 0,9898.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{121,70 \cdot 10^6}{435 \cdot 560 \cdot 0,9898} = 504,7 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры на **опоре В**:

$M_{Ed} = -139,04$ кНм; $b_w = 200$ мм, т. к. сжатая зона находится в ребре в нижней части балки.

$d = h - c_{\text{опорн}} = 600 - 50 = 550$ мм, т. к. арматура может быть установлена в два ряда.

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{139,04 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,1724 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1724} = 0,1906.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{eff}} = 1 - 0,5 \cdot 0,1906 = 0,9047.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed,B}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{139,04 \cdot 10^6}{435 \cdot 550 \cdot 0,9047} = 642,4 \text{ мм}^2.$$

Требуемая площадь сечения продольной арматуры на **опоре С** такая же, как на опоре В.

Подбор площади сечения продольной арматуры во **втором** пролете по **отрицательному** моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2,\text{min}} = -40,26 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 550 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{40,26 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,0499 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0499} = 0,0512.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,0512 = 0,9744.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{40,26 \cdot 10^6}{435 \cdot 550 \cdot 0,9744} = 172,7 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры в *третьем* пролете по *отрицательному* моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2, \min} = -26,63 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 550 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{26,63 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 550^2} = 0,033 < \alpha_{m, \lim} = 0,371.$$

Относительная высота прямоугольной эпюры напряжений:

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033} = 0,0336.$$

Относительное плечо внутренней пары силы:

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,0336 = 0,9832.$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{26,63 \cdot 10^6}{435 \cdot 550 \cdot 0,9832} = 113,2 \text{ мм}^2.$$

Требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры приведена на рис. 3.12.

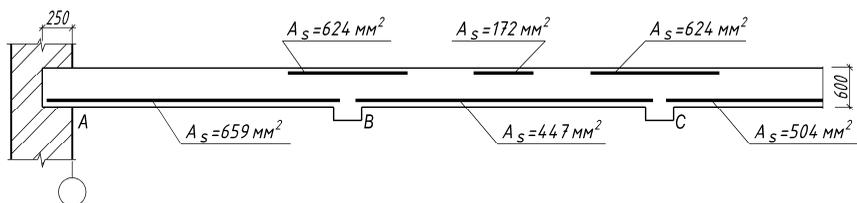


Рис. 3.12. Площадь сечения арматуры балки, требуемая по расчету

3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Определив необходимое сечение рабочей арматуры в пролетах и на опорах балки, 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 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. 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 ($\geq 0,5 \cdot A_s$) должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм) [4, п. 11.4.4.4].

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. Расстояние между стержнями должно обеспечивать качественную укладку и уплотнение бетона и обеспечивать достаточное сцепление. Расстояние в свету между стержнями одного ряда и по вертикали между рядами параллельных стержней должно быть не менее большего диаметра стержня, не менее $d_g + 5$ (d_g – диаметр зерна крупного заполнителя) и не менее 25 мм [4, п. 8.2]. Толщина защитного слоя у нижней и верхней граней принимается не менее величины, указанной в табл. 2.2, и не менее 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. 3.13). По технологическим соображениям расстояние между осями стержней по вертикали принимается равным 50 мм.

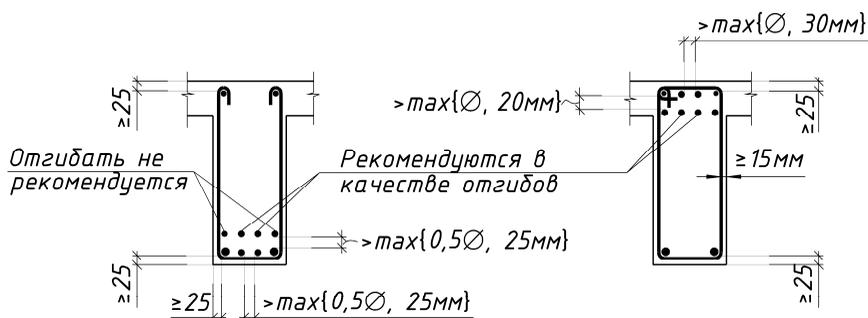


Рис. 3.13. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

8. В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, два крайних стержня требуется 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 средних пролетах и укладываемой на крайние свободные места для того, чтобы они являлись одновременно и монтажными стержнями.

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

10. Соединение монтажных стержней выполняется внахлестку. Расчетная длина нахлеста определяется по формуле (11.9) СП 5.03.01-2020 [4, п. 11.2.9.5] и должна быть не менее, чем $15\varnothing$ или 200 мм.

Пример 3.8. По результатам расчета балки (пример 3.7) подобрать сечение продольной арматуры (количество и диаметр стержней).

Подобрать 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 3.7 для армирования *первого* пролета балки необходимо подобрать армирование с площадью, равной 659 мм^2 . Это сечение можно получить, приняв армирование в виде $2\varnothing 16 + 2\varnothing 14$, что обеспечивает площадь $A_s = 402 + 308 = 710 \text{ мм}^2$.

Во *втором* пролете по расчету требуется арматура с площадью $A_s = 447 \text{ мм}^2$, что достигается постановкой $3\varnothing 14$ с площадью сечения $A_s = 462 \text{ мм}^2$.

В *третьем* пролете по расчету требуется арматура с площадью $A_s = 504 \text{ мм}^2$, что достигается постановкой $4\varnothing 14$ с площадью сечения $A_s = 616 \text{ мм}^2$.

В верхней зоне балки устанавливаются монтажные стержни $2\varnothing 12$, 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 арма-

туры $A_s = 624 \text{ мм}^2$, которую обеспечивают два монтажных стержня ($2\varnothing 12$) с площадью $A_s = 226 \text{ мм}^2$, два отгибаемых стержня первого пролета ($2\varnothing 14$) с площадью $A_s = 308 \text{ мм}^2$ и один стержень $\varnothing 14$ с площадью $A_s = 154 \text{ мм}^2$, отгибаемый из второго пролета. Общая площадь арматуры составляет $A_s = 226 + 308 + 154 = 688 \text{ мм}^2$.

На *второй* промежуточной опоре (опоре «С») для восприятия отрицательного опорного момента требуется площадь сечения арматуры $A_s = 624 \text{ мм}^2$, которую обеспечивают два монтажных стержня ($2\varnothing 12$) с площадью $A_s = 226 \text{ мм}^2$, один отгибаемый стержень второго пролета ($\varnothing 14$) с площадью $A_s = 154 \text{ мм}^2$ и два стержня $\varnothing 14$ с площадью $A_s = 308 \text{ мм}^2$, отгибаемых из третьего пролета. Общая площадь арматуры составляет $A_s = 226 + 154 + 308 = 688 \text{ мм}^2$.

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.

3.6. Построение эпюры материалов

Несущая способность 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 изгибающих моментов по длине балки часть стержней обрывают. 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 сопротивление сечения балки в любой точке 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 армирована. Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_s в середине пролета и на опоре согласно структуре 4 (рис. 3.14) определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_s .

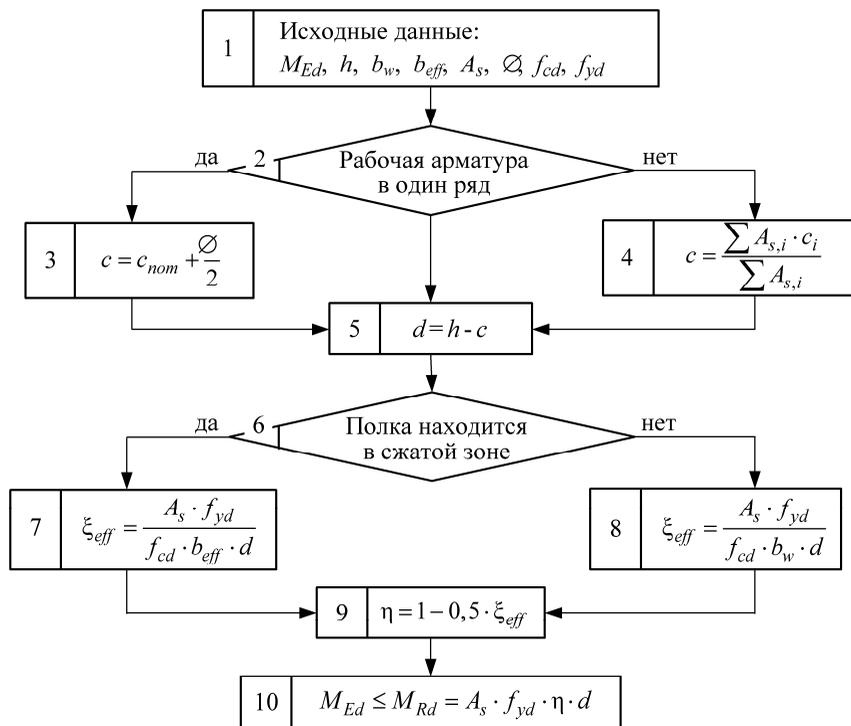


Рис. 3.14. Структура 4. Расчет ординат эпюры материалов

В масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (рис. 3.15, 3.16), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_{Rd} .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов от нулевой линии, что показывает, насколько фактическая площадь арматуры $A_{s,prov}$ близка к расчетной $A_{s,req}$. Если горизонтальная линия пересекает эпюру из-

гибающих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры A_s или об ошибке в вычислениях.

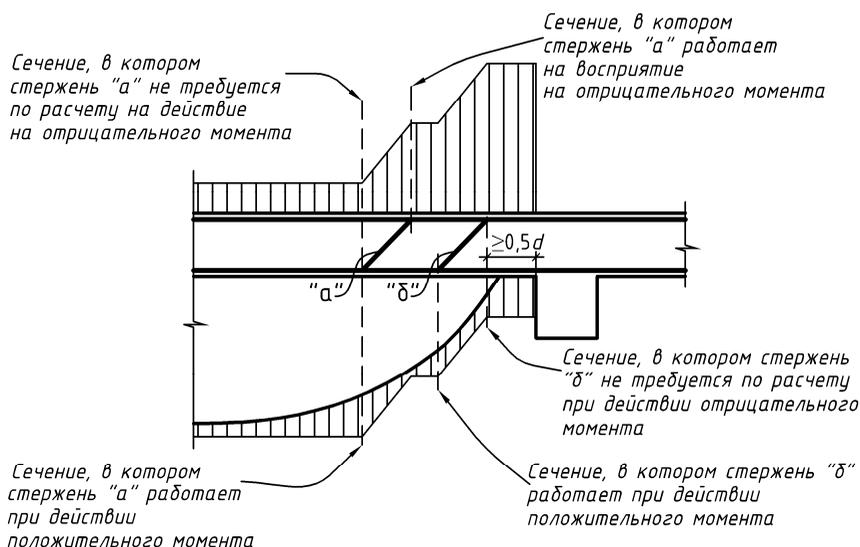


Рис. 3.15. Схема расположения отгибов

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 стержней арматуры.

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.

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 50–100 мм от внутренней грани стены.

Не следует забывать, что сечения балки при расчете сопротивления действию отрицательных изгибающих моментов рассматриваются как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра, а при расчете на действие положительных моментов – как тавровые с шири-

ной полки b_{eff} (для монолитных ребристых перекрытий тавровые сечения имеют развитую полку, прямоугольная эпюра напряжений, как правило, целиком располагается в полке, т. е. $x_{eff} < h'_f$, и тавровое сечение рассчитывается, как прямоугольное с шириной, равной b_{eff}).

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 сопротивления наклонных сечений действию 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 анкеровки l_{bd} , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

Пример 3.9. По данным табл. 3.5 и результатам расчета балки (пример 3.8) построить эпюру материалов.

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры и выполняется согласно структуре 4 (см. рис. 3.14).

В первом пролете вычисляется величина $M_{Rd,16}$ – момента, который может воспринять сечение балки, армированное 2Ø16 класса S500, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов. Затем вычисляется $M_{Rd,16+14}$ – момент, воспринимаемый балкой, армированной 2Ø16+2Ø14 класса S500, и также откладывается на огибающей эпюре моментов (табл. 3.5).

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Количество и диаметр стержней	A_{s2} мм ²	c , мм	$d = h - c$, мм	$\xi_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	$\eta = 1 - \frac{\xi_{eff}}{2}$	$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta$ кНм
1	2	3	4	5	6	7
Первый пролет						
2Ø16	402	$30 + \frac{16}{2} = 38$	562	$\frac{435 \cdot 402}{13,33 \cdot 1656 \cdot 562} = 0,014$	0,993	97,59
2Ø16 + 2Ø14	710	37,6 ⁽¹⁾	562,4	$\frac{435 \cdot 710}{13,33 \cdot 1656 \cdot 562,4}$	0,988	171,61
Второй пролет						
2Ø14	308	$30 + \frac{14}{2} = 37$	563	$\frac{435 \cdot 308}{13,33 \cdot 1488 \cdot 563} = 0,012$	0,994	74,98
3Ø14	462	37	563	$\frac{435 \cdot 462}{13,33 \cdot 1488 \cdot 563} = 0,018$	0,991	112,13
Третий пролет						
2Ø14	308	$30 + \frac{14}{2} = 37$	563	$\frac{435 \cdot 308}{13,33 \cdot 1488 \cdot 563} = 0,012$	0,994	74,98

Продолжение табл. 3.5

1	2	3	4	5	6	7
Третий пролет						
4Ø14	616	37	563	$\frac{435 \cdot 616}{13,33 \cdot 1488 \cdot 563} = 0,024$	0,988	149,05
Опора В слева (ось «2»)						
2Ø12	226	$30 + \frac{12}{2} = 36$	564	$\frac{435 \cdot 226}{13,33 \cdot 200 \cdot 564} = 0,065$	0,968	53,67
2Ø12 + 2Ø14	534	36,6 ⁽²⁾	563,4	$\frac{435 \cdot 534}{13,33 \cdot 200 \cdot 563,4} = 0,155$	0,923	120,8
2Ø12 + 2Ø14 + + 1Ø14	688	48,2 ⁽³⁾	551,8	$\frac{435 \cdot 688}{13,33 \cdot 200 \cdot 551,8} = 0,203$	0,898	148,3
Опора В справа (ось «2»)						
2Ø12	226	36	564	0,065	0,968	53,67
2Ø12 + 1Ø14	380	57,4 ⁽⁴⁾	542,6	$\frac{435 \cdot 380}{13,33 \cdot 200 \cdot 542,6} = 0,114$	0,943	84,58
2Ø12 + 2Ø14 + + 1Ø14	688	48,2	551,8	0,203	0,898	148,3
Опора С слева (ось «3»)						
2Ø12	226	36	564	0,065	0,968	53,67

1	2	3	4	5	6	7
Опора С слева (ось «3»)						
2Ø12 + 2Ø14	543	36,6	563,4	0,155	0,923	120,8
2Ø12 + 2Ø14 + + 1Ø14	688	48,2	551,8	0,203	0,898	148,3
Опора С справа						
2Ø12	226	36	564	0,065	0,968	53,67
2Ø12 + 1Ø14	452	57,4	542,6	0,114	0,943	84,58
2Ø12 + 2Ø14 + + 1Ø14	688	48,2	551,8	0,203	0,898	148,3

Примечание: ⁽¹⁾ $c = \frac{402 \cdot (30 + \frac{16}{2}) + 308 \cdot (30 + \frac{14}{2})}{402 + 308} = 37,6 \text{ мм};$

⁽²⁾ $c = \frac{226 \cdot (30 + 6) + 308 \cdot (30 + 7)}{534} = 36,6 \text{ мм};$

⁽³⁾ $c = \frac{226 \cdot (30 + 6) + 308 \cdot (30 + 7) + 154 \cdot (30 + 50 + 7)}{226 + 308 + 154} = 48,2 \text{ мм};$

⁽⁴⁾ $c = \frac{226 \cdot (30 + 6) + 154 \cdot (30 + 50 + 7)}{226 + 308} = 57,4 \text{ мм}.$

Вычисляется $M_{Rd,12}$ – отрицательный изгибающий момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями $2\varnothing 12$ класса S500, 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 $\varnothing 12$, отогнутых во втором пролете и заведенных в крайний пролет.

Во втором пролете точка пересечения прямой $M_{Rd,14}$ с наклонной линией эпюры моментов второго пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней $2\varnothing 14$, отогнутых в крайнем пролете и заведенных во второй пролет.

Для первого пролета вычисляется ордината эпюры M_{Rd} для $2\varnothing 12 + 1\varnothing 14$, для второго пролета – M_{Rd} для $2\varnothing 12 + 2\varnothing 14$ 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 $2\varnothing 14$ для крайнего пролета и $\varnothing 14$ для второго пролета. Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (рис. 3.16).

Фактические точки обрыва отогнутых стержней вычисляются согласно п. 3.7.

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. 3.17).

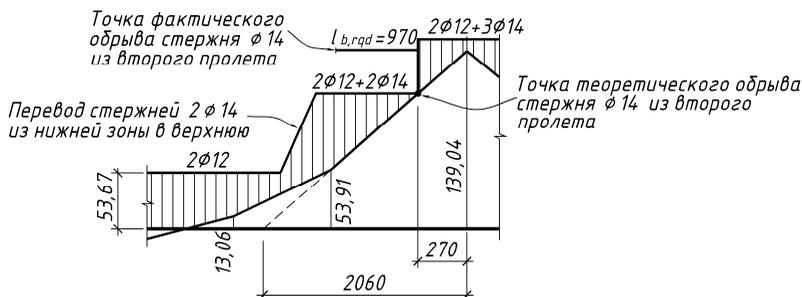


Рис. 3.17. Фрагмент эпюры материалов (выделено из рис. 3.16)

В соответствии с требованиями СП 5.03.01-2020 [4, п. 11.2.7], обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва при растяжении на расстояние не менее

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd}; \\ 10\varnothing; \\ 100 \text{ мм}, \end{cases}$$

где \varnothing – диаметр обрываемого стержня;

$l_{b,rqd}$ – требуемая базовая длина анкеровки [4, п. 11.2.6]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

где σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого изменяется анкеровка, принимается равным расчетному значению предела текучести арматуры f_{yd} .

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 11.2.5]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

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

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня. При $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;

f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5}.$$

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры (кирпичной стены), минимальная длина анкеровки для элементов, где поперечная арматура устанавливается по расчету, должна быть не менее 100 мм

и не менее $10\varnothing$ [4, п. 11.2.7]. На крайнюю опору заводится не менее 50 % площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [4, п. 11.4.4.4].

Длина анкеровки нижней арматуры на промежуточных опорах для прямых стержней должна быть не менее $10\varnothing$ и не менее 100 мм.

Пример 3.10. По результатам расчета балки (пример 3.8) считать длину анкеровки отгибаемых стержней.

Расчетная длина анкеровки:

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd}; \\ 10\varnothing; \\ 100 \text{ мм}, \end{cases}$$

где \varnothing – диаметр обрываемого стержня;

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} - \text{базовая длина анкеровки};$$

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры.

Расчетное значение предела прочности бетона при растяжении:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа.}$$

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 1,575 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки для стержней $\varnothing 14$ мм:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 966,7 \approx 968 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки для стержней $\varnothing 14$ мм:

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 967 = 290,1 \text{ мм}; \\ 10\varnothing = 10 \cdot 14 = 140 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для отгибаемых стержней $\varnothing 14$ мм расчетную длину анкеровки $l_{bd} = 970$ мм.

3.8. Расчет наклонных сечений

В соответствии с требованиями СП 5.03.01-2020 [4, п. 8.2.1.1], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетную поперечную силу $V_{Rd,ct}$, воспринимаемую элементом, без вертикальной или наклонной арматуры, при отсутствии продольного усилия определяют по формуле [4, п. 8.2.1.2]:

$$V_{Rd,ct} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = V_{min} \cdot b_w \cdot d,$$

где $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$;

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

f_{ck} – принимается в МПа;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

где b_w – минимальная ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм;

A_{sl} – площадь сечения продольной растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение;

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Если $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$, то поперечное армирование не требуется, и его назначают по конструктивным требованиям.

Если $V_{Ed} \geq V_{Rd,ct}$, то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

При расчете поперечной арматуры балка представляет раскосную ферму с параллельными поясами. Предполагается, что восходящие раскосы совпадают с направлениями главных сжимающих напряжений, образующих усилия, действующие между наклонными трещинами. Нисходящие раскосы совпадают с направлением главных растягивающих напряжений, которые должны восприниматься поперечными стержнями и отгибами.

Поперечная арматура устанавливается под углом $\alpha = 90^\circ$.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений $V_{Rd,sy}$ и $V_{Rd,max}$ [4, п. 8.2.2.1].

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята сечением с поперечной арматурой [4, п. 8.2.2.2]:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

при

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5v \cdot f_{cd},$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами;

$f_{ywd} = 0,8f_{yk}$ – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

v – коэффициент снижения прочности бетона с учетом образования наклонных трещин [4, п. 8.2.1.4]:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right),$$

где f_{ck} – принимается в МПа.

Расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами [4, п. 8.2.2.3]:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}.$$

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями в продольном направлении определяется по формуле [4, п. 11.4.5.4]:

$$s_{l,max} = 0,75d.$$

Пример 3.11. Определить методом ферменной аналогии площадь и шаг поперечной арматуры монолитной второстепенной балки при следующих данных: класс бетона $C^{20}/_{25}$, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – $2\varnothing 16$ класса S500, ширина ребра сечения балки $b_w = 200$ мм, полезная высота сечения $d = 600 - 38 = 562$ мм (см. табл. 3.5).

Величины поперечных сил у опоры определяются по формулам:
– у опоры А:

$$\begin{aligned} V_{Ed,A} &= 0,4 \cdot (\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l_{eff,кр} = \\ &= 0,4 \cdot (11,425 + 30,87) \cdot 6,325 = 107,0 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– у опоры В слева:

$$\begin{aligned} V_{Ed,B}^{лев} &= 0,6 (\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l_{eff,кр} = \\ &= 0,6 \cdot (11,425 + 30,87) \cdot 6,325 = 160,5 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– у опоры В справа и у остальных опор:

$$\begin{aligned} V_{Ed,B}^{прав} &= 0,5 (\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k) \cdot l_{eff,сп} = \\ &= 0,5 \cdot (11,425 + 30,87) \cdot 6,2 = 131,11 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Эпюра поперечных сил представлена на рис. 3.18.

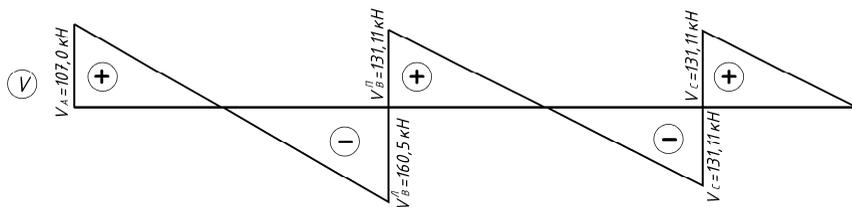


Рис. 3.18. Эпюра поперечных сил

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле:

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

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = V_{min} \cdot b_w \cdot d, \text{ кН},$$

где ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{402}{200 \cdot 562} = 0,0036 \leq 0,02;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{562}} = 1,597 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,603;$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,597^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,316 \text{ МПа}.$$

Тогда

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 1,597 \cdot (100 \cdot 0,0036 \cdot 20)^{1/3} \cdot 200 \cdot 562 = 41\,594 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,ct,min} = V_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,316 \cdot 200 \cdot 562 = 35\,518 \text{ Н}.$$

Так как $V_{Rd,ct} = 41,59 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 160,5 \text{ кН}$, необходим расчет поперечной арматуры.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 3.19).

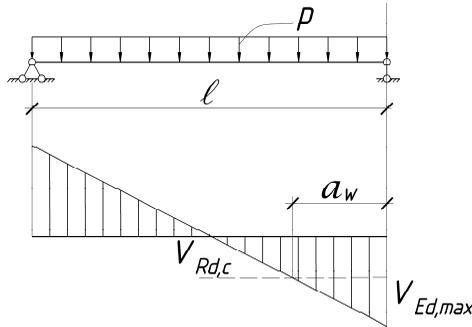


Рис. 3.19. К расчету наклонных сечений

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,ct}}{p} = \frac{160,5 - 41,59}{42,295} = 2,811 \text{ м.}$$

При равномерно распределенной нагрузке, приложенной по верхней грани элемента, площадь поперечной арматуры на любом отрезке длиной $l = z \cdot \cot \theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на этом отрезке.

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии от опоры:

$$z_1 = d = 562 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении:

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 160,5 - 42,295 \cdot 0,562 = 136,73 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Rd} = V_{Rd,sy}; \quad V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max},$$

где $V_{Rd,sy}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием, определяется по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры, определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т. е.

$$f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 562 = 505,8 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры [4, п. 11.4.5.4]:

$$s_{l,max} = 0,75d = 0,75 \cdot 562 = 421,5 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 150$ мм.

Площадь поперечной арматуры:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{136,73 \cdot 10^3 \cdot 150}{505,8 \cdot 400 \cdot \cot 40^\circ} = 85,06 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту (табл. П.5) $2\varnothing 8$ ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd},$$

где v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 400}{200 \cdot 150} = 1,347 \text{ МПа};$$

$$0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,679 \text{ МПа}.$$

Так как $1,347 < 3,679$ – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами:

$$V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,552 \cdot 13,33 \cdot 200 \cdot 505,8}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 366\,522 \text{ Н}.$$

Так как $V_{Ed,max} = 160,5 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 366,52 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Расстояние от опоры до **второго** расчетного сечения:

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 562 + 505,8 \cdot \cot 40^\circ = 1165 \text{ мм}.$$

Действующее значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 160,5 - 42,295 \cdot 1,165 = 111,23 \text{ кН}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{505,8 \cdot 400 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{111,23 \cdot 10^3} = 218,9 \text{ мм}.$$

Оставляем шаг арматуры $s = 150 \text{ мм}$.

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения:

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 562 + 2 \cdot 505,8 \cdot \cot 40^\circ = 1767,6 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z = 160,5 - 42,295 \cdot 1,768 = 85,74 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры:

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{505,8 \cdot 400 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{85,74 \cdot 10^3} = 284 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг арматуры $s = 200$ мм.

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка a_w .

Коэффициент поперечного армирования [4, п. 11.2.1.5]:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{150 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,00337.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования:

$$\rho_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,0007.$$

Так как $\rho_{sw} = 0,00337 > \rho_{sw, \min} = 0,0007$, окончательно принимаем поперечное армирование второстепенной балки в виде $2\emptyset 8$ класса S500 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Результаты расчетов сведены в табл. 3.6.

Таблица 3.6

Результаты расчета поперечной арматуры

Расстояние от опоры до расчетного сечения z_i , мм		Наименьшее значение поперечной силы в сечении V_{Ed} , кН	Шаг поперечных стержней по расчету, мм	Допустимый шаг, мм
d	562	136,73	150	150
$d + z \cdot \cot \theta$	1165	111,23	218,9	
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	1768	85,74	284	200
$d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta$	2370	60,26	404	300
$d + 4 \cdot z \cdot \cot \theta$	2973	34,74	70,1	350

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

Колонны и стойки назначают обычно квадратного сечения, иногда прямоугольного. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. Монолитные железобетонные колонны рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее 250×250 мм. Бетон для колонн применяют в зависимости от условий экспозиции (см. табл. 2.2), но не ниже $C^{20}/_{25}$.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

1) размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость $\lambda_a = l_0/i$ в любом направлении не превышала 120 [4, п. 11.4.2];

2) минимальная величина сечения продольной арматуры S_1 и S_2 , согласно [4, п. 11.2.1.2], должна составлять не менее

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d,$$

где ρ_{\min} – минимальный процент армирования:

$$\rho_{\min} = \max[\rho_N, \rho_\lambda];$$

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d},$$

где $\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda_a}{440}$, но не менее 0,10 и не более 0,25;

N_{Ed} – расчетное усилие;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

b – ширина поперечного сечения бетона;

d – рабочая высота сечения бетона;

λ_a – гибкость колонны;

3) общая площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,\max} = 0,04A_c$, за исключением сечений соединений, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08A_c$;

4) в колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу;

5) колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм и хомутами из стали класса S500 [4, п. 11.4.9.1];

6) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

7) поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена;

8) расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $s_{cl,max}$:

$$s_{cl,max} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до $0,6s_{cl,max}$ в следующих случаях:

– в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже или выше балки или плиты.

– в сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов;

9) каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплён (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

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 функциональной) нагрузки.

Вычисляются действующие на 1 м^2 покрытия постоянная нагрузка $g_{\text{покр}}$ и переменная нагрузка (снеговая) – $q_{\text{покр}}$, а также действующие

щие на 1 м^2 перекрытия постоянная нагрузка – $g_{\text{перекр}}$ и переменная нагрузка (функциональная) – $q_{\text{перекр}}$.

Снеговые нагрузки рассматриваются как переменные воздействия, действующие вертикально и направленные к горизонтальной проекции поверхности покрытия.

Согласно п. 5.2.(3) СН 2.01.04-2019 [3], снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле:

$$q_{\text{покр}} = s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия $\alpha \leq 30^\circ$ принимается $\mu_i = 0,8$);

C_t – температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей.

C_e – коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 4.1;

s_k – характеристическое (нормативное) значение снеговых нагрузок на грунт.

Таблица 4.1

Рекомендуемые значения коэффициента C_e
для различных условий местности

Условия местности	C_e
Не защищенные от ветра ^{а)}	0,8*
Обычные ^{б)}	1,0
Закрытые ^{в)}	1,0

^{а)} Не защищенные от ветра: плоские, открытые со всех сторон территории или поверхности, которые незначительно защищены, а также высокие здания или деревья.
^{б)} Обычные: территории, на которых не наблюдается существенного перемещения по покрытию сооружения снега при действии ветра, а также с других зданий, сооружений или деревьев.
^{в)} Закрытые: Территории, на которых рассматриваемые сооружения значительно ниже окружающей местности, или конструкции, окруженные высокими деревьями и/или другими высокими сооружениями.
* Для покрытий с наименьшим горизонтальным размером, превышающим 50 м, коэффициент $C_e = 1$.

Величина характеристической (нормативной) нагрузки для различных районов Республики Беларусь приведена на карте (рис. П.1).

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент $C_t = 0,8$. В остальных случаях $C_t = 1,0$. При этом нагрузка s_k должна составлять минимум 0,5 кПа.

4.3. Нагрузки на колонну

При трехпролетных главных балках необходимо включать в размер грузовой площади в их направлении половину расстояния между осями средних колонн и 40 % расчетного крайнего пролета (см. пример 4.2, рис. 4.4).

При четырехпролетных главных балках допускается определять грузовую площадь средних колонн по расстояниям между осями колонн в направлении главных и второстепенных балок.

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

– от постоянных нагрузок:

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

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

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

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot K_{F1};$$

– от переменных нагрузок:

$$Q_1 = (n_{\text{эт}} - 1) \cdot Q_{\text{перекр}};$$

$$Q_2 = Q_{\text{покр}};$$

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

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

где n – количество этажей;

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 учитывается только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или их части.

Согласно СН 2.01.01-2019 [1], при проверке предельных состояний несущей способности следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и переходных ситуациях:

– первое основное сочетание:

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

– второе основное сочетание:

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

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

$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$ – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

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

$\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетания для i -й нагрузки [1, табл. А.1.1];

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

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представлять как

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

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

где G_1 – постоянная нагрузка;

Q_d – доминирующая переменная нагрузка;

Q – сопутствующая переменная нагрузка.

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

Часть переменной нагрузки при практически постоянном сочетании нагрузок (длительно действующая часть) определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания ψ_2 , которые определяются по СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1.1].

Функциональная нагрузка:

$$Q_{1,\ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,6.$$

Снеговая нагрузка:

$$Q_{2,\ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_2 \cdot 0 = 0.$$

Практически постоянная часть полной нагрузки:

$$N_{Ed,lt} = G_1 + Q_{1,\ell}.$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа:
– от полной нагрузки:

$$N_{Ed} = \max \{ N_{Ed,1}, N_{Ed,2} \};$$

– от действия практически постоянного сочетания нагрузок: $N_{Ed,lt}$.

4.4. Расчет эффектов второго порядка

Под эффектами **второго** порядка (продольным изгибом) понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами **первого** порядка понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Согласно п. 5.4.8 [4], для учета геометрических несовершенств, вызванных отклонениями, полученными при производстве работ, в качестве альтернативного упрощения при расчете стен и отдельных колонн в раскрепленных системах допускается использовать эксцентриситет $e_i = l_0/400$ (где l_0 – расчетная длина колонны).

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если для гибкости выполняется условие [4, п. 8.1.6.10]:

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i} < \lambda_{\text{lim},a} = \frac{20 \cdot a_N \cdot b_N \cdot c_N}{\sqrt{\bar{n}}},$$

где $a_N = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (допускается принимать $a_N = 0,7$);

$b_N = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $b_N = 1,1$);

$c_N = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $c_N = 0,7$);

$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие;

Если $\lambda_a > \lambda_{\text{lim},a}$, то необходимо учитывать продольный изгиб.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [4, п. 8.1.6.8]:

$$l_0 = 0,5 \cdot l \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

k_{1c} , k_{2c} – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_{1c} и k_{2c} принять равным 0,1.

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda_a = \frac{l_0}{i},$$

где i – радиус инерции сечения колонны: $i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_c}}$.

Номинальная жесткость колонны:

$$B_{nom} = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

I_c – момент инерции поперечного сечения бетона;

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости арматуры;

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения.

$$k_s = 1;$$

$$k_c = \frac{k_{1a} \cdot k_{2a}}{(1 + \varphi_{ef})};$$

$$k_{1a} = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}};$$

$$k_{2a} = \bar{n} \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20;$$

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 B_{nom}}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit}}},$$

где M_{0Ed} – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

4.5. Определение требуемой площади продольной арматуры

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее целесообразно применять симметричное армирование сечений, так как максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях незначительно отличаются по величине.

Определение площади продольной арматуры ($A_{s1} = A_{s2}$) начинается с предположения о том, что напряжения в арматуре у обеих граней сечения (растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2}) достигли значений, соответствующих расчетному сопротивлению f_{yd} .

В этом случае действующее продольное усилие в колонне воспринимается бетоном сжатой зоны. Тогда относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, можно определить по формуле:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

По полученному значению α_c , с использованием данных табл. П.3, определяется область деформирования. Значение α_c может соответствовать одной из четырех областей деформирования:

- область деформирования 1б – $\alpha_c \leq \frac{17}{81}$;
- область деформирования 2 – $\frac{17}{81} < \alpha_c \leq \frac{17}{21} \xi_{lim}$;

– область деформирования 3 – $\frac{17}{21} \xi_{\text{lim}} < \alpha_c \leq \frac{17}{21} \beta_h$;

– область деформирования 4 – $\alpha_c > \frac{17}{21} \beta_h$.

Дальнейший ход расчета зависит от выявленной области деформирования.

Область деформирования 2 (случай больших эксцентриситетов).

1. По полученному значению относительного усилия α_c пользуясь формулами из табл. П.3 определяем значения относительной высоты ξ и относительного изгибающего момента α_m .

2. Определяем площадь сжатой и растянутой арматуры $A_{s1} = A_{s2}$ по формуле:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

3. Принимаем для дальнейшего расчета арматуру в соответствии с сортаментом, с учетом конструктивных требований (см. п. 4.1).

4. Определяем значения относительных деформаций в сжатой арматуре ε_{s2} по формулам табл. П.3:

$$\varepsilon_{s2} = 3,5 \frac{\xi - \delta}{\xi},$$

где $\delta = c_1/d$.

5. В случае, когда полученные значения ε_{s2} оказались больше значения деформаций ε_{sy} , т. е. напряжения в сжатой арматуре достигли расчетной прочности, проверку несущей способности сечения выполняем по формуле:

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

6. В случае, когда полученные значения ε_{s2} оказались меньше значения деформаций ε_{sy} , т. е. напряжения в сжатой арматуре не

достигли расчетной прочности, для проверки несущей способности сечения необходимо уточнить положение нейтральной оси сечения колонны.

Положение нейтральной оси находим из условия равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре:

$$N_{Ed} - \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 0,$$

где σ_{s2} – напряжения в сжатой арматуре.

При этом значения α_c определяются в зависимости от области деформирования по табл. П.3.

Напряжения в сжатой арматуре σ_{s2} определяются по формуле $\sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s2}$.

Задаваясь значением относительной высоты ξ методом последовательных приближений достигаем выполнения условия равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре, которое может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2} \frac{\xi - \delta}{\xi} = \frac{17}{21} \xi,$$

где $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$$

$$\alpha_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot E_s \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Предварительно вычисляем промежуточные параметры:

$$p = -\frac{21(\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17},$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s2} \cdot \delta}{17}.$$

Находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = -\frac{P}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{P}{2}\right)^2 - q}.$$

Проверку несущей способности сечения выполняем по формуле:

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1).$$

Область деформирования 3 (случай малых эксцентриситетов).

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчет с учетом того, что величина и знак напряжений в растянутой (менее сжатой) арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

В этом случае относительную высоту сжатой зоны находят из условия равновесия всех сил в сечении.

Это условие может быть записано в виде

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где α_n – относительная продольная сила в сжатом бетоне:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$$

α_{s1} – относительная продольная сила в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d};$$

α_{s2} – относительная продольная сила в сжатой арматуре:

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Значения промежуточных параметров:

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17};$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17}.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

Область деформирования 4 (случай малых эксцентриситетов).

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны принимается по формуле:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d}.$$

Площадь арматуры у более сжатой грани:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}.$$

Для дальнейшего расчета арматура принимается по сортаменту, с учетом конструктивных требований (см. раздел 4.1).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta_h$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21}\right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Ed} = 0,$$

где

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2;$$
$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}};$$
$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в ГПа.

Задаваясь значениями $\xi \geq \beta_h$, находим величину ξ , при которой выполняется условие равновесия.

Далее проверяем условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 +$$
$$+ A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

4.6. 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 из подколонника должны быть заделаны в тело фундаментной плиты на глубину не менее l_{bd} .

Согласно [4, п. 11.2.7], расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min},$$

где $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки [4, табл. 11.2];

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

$$l_{b,\min} = \max \{ 0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \};$$

$l_{b,rqd}$ – требуемая базовая длина анкеровки [4, п. 11.2.6]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

где \varnothing – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка, принимается равным f_{yd} ;

f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 11.2.5]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

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

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

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

Расчет диаметра и шага поперечной арматуры будет выполнен после расчета площади продольной арматуры, когда будет известен ее диаметр и количество стержней.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг хомутов должен быть уменьшен путем умножения на коэффициент 0,6, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

Пример 4.1. Требуется определить расчетные нагрузки на колонну первого этажа при следующих данных: количество этажей $n_{эт} = 5$; высота этажа $H_{эт} = 4,5$ м; составы покрытия и перекрытий приве-

дены на рис. 4.1; сетка колонн $6,2 \times 6,3$ м (рис. 4.2); высота сечения главной балки $h_{ГБ} = 700$ мм; обрез фундамента на отм. $-0,05$ м; бетон класса $C^{20}/_{25}$, рабочая арматура класса S500; сечение колонны 400×400 мм. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск. Высота местности над уровнем моря $A = 235$ м.

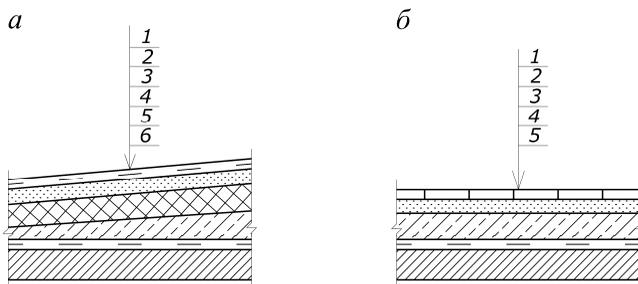


Рис. 4.1. Состав:
а – покрытия; б – перекрытия

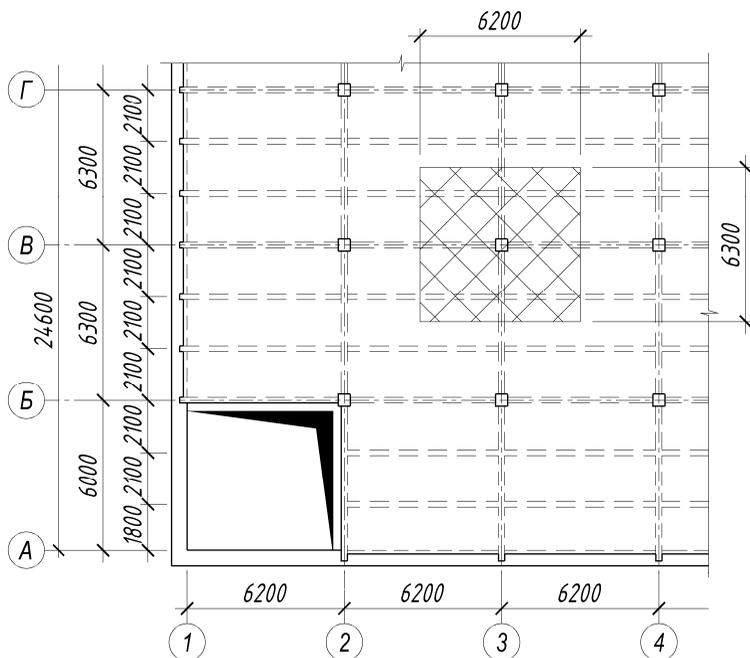


Рис. 4.2. Грузовая площадь колонны

Расчет нагрузок от перекрытия $g_{\text{перекр}}$ и $q_{\text{перекр}}$ приведен в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Характеристические и расчетные значения нагрузок на колонну, передаваемых от перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³)	0,24	1,2	0,288
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³)	0,735	1,3	0,956
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³)	0,66	1,3	0,858
4	1 слой клеющей пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²)	0,05	1,3	0,065
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³)	2,00	1,3	2,60
6	Второстепенная балка: $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,6 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	1,238	1,3	1,610
7	Главная балка: $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,7 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,75	1,3	0,975
<i>Итого:</i>		$g_{k,\text{перекр}} = 5,674$	$g_{d,\text{перекр}} = 7,332$	
Переменная нагрузка				
	Функциональная нагрузка	10,5	1,4	14,7
<i>Итого:</i>		$q_{k,\text{перекр}} = 10,5$	$q_{d,\text{перекр}} = 14,7$	

Условия местности обычные ($C_e = 1$). Наклон покрытия $\alpha \leq 30^\circ$. Согласно СН 2.01.04-2019 [3, п. 5.3.2], коэффициент формы снеговых нагрузок принят $\mu = 0,8$.

Согласно карте снеговых районов, приведенной на рис. П.1 [3, рис. НП.1], г. Минск расположен в снеговом районе 2в.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле из табл. П.12 [3, табл. НП.1.1]:

$$s_k = 1,45 + \frac{0,6(A - 210)}{100} = 1,45 + \frac{0,6(235 - 210)}{100} = 1,6 \text{ кН/м}^2.$$

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,28 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет нагрузок от покрытия $g_{\text{покр}}$ и $q_{\text{покр}}$ приведен в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Характеристические и расчетные значения нагрузок, передаваемых на колонну от покрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
1	2	3	4	5
Постоянная нагрузка				
1	Двуслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,3	0,195
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30 \text{ мм}$ ($\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$)	0,54	1,3	0,702
3	Утеплитель – минеральная вата $\delta = 140 \text{ мм}$ ($\rho = 1,20 \text{ кН/м}^3$)	0,168	1,3	0,218
4	Разуклонка – керамзитобетон $\delta = 100 \text{ мм}$ ($\rho = 10 \text{ кН/м}^3$)	1,0	1,3	1,30
5	Пароизоляция	0,07	1,3	0,091
6	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$ ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$)	2,00	1,3	2,60
7	Второстепенная балка: $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,6 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	1,238	1,3	1,610

1	2	3	4	5
8	Главная балка: $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,7 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,75	1,3	0,975
	<i>Итого:</i> $g_{k, \text{покр}} = 5,916$		$g_{d, \text{покр}} = 7,691$	
Переменная нагрузка				
	Снеговая (г. Минск)	1,28	1,5	1,92
	<i>Итого:</i> $s_{k, \text{покр}} = 1,28$		$s_{d, \text{покр}} = 1,92$	
<p><i>Примечание:</i> Поскольку отношение характеристического значения снеговой нагрузки в полной характеристической нагрузке составило</p> $\frac{1,28}{1,28 + 5,916} = 0,178 < 0,5,$ <p>частный коэффициент по снеговой нагрузке принят $\gamma_F = 1,5$.</p>				

При расчете по несущей способности ($\gamma_F > 1$) нагрузка на один квадратный метр перекрытия от собственного веса перекрытия составляет – 7,33 кПа; покрытия – 7,69 кПа. Переменная (функциональная) нагрузка на перекрытие составляет 14,7 кПа; переменная (снеговая) нагрузка на покрытие – 1,92 кПа.

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 колонн в направлении второстепенных и главных балок соответственно).

Поскольку главная балка имеет 4 пролета, грузовая площадь колонны определяется по формуле (см. рис. 4.2):

$$A_{\text{груз}} = 6,2 \times 6,3 = 39,06 \text{ м}^2.$$

При расчете по несущей способности ($\gamma_F > 1$) сосредоточенные нагрузки на колонну составляют:

$$G_{d, \text{покрыт}} = 7,69 \cdot 39,06 = 300,37 \text{ кН};$$

$$Q_{d, \text{покрыт}} = 1,92 \cdot 39,06 = 75 \text{ кН};$$

$$G_{d,\text{перекр}} = 7,33 \cdot 39,06 = 286,39 \text{ кН};$$

$$Q_{d,\text{перекр}} = 14,7 \cdot 39,06 = 574,2 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах этажа при расчете по несущей способности:

$$G_{d,\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,3 = 23,4 \text{ кН}.$$

Согласно п. 6.2.1(4) [2], функциональные нагрузки одной категории могут быть снижены с учетом площади, поддерживаемой соответствующим конструктивным элементом, с помощью понижающего коэффициента α_A согласно 6.3.1.2(10) [2].

В соответствии с 6.2.1(4) [2], понижающий коэффициент α_A может быть применен к значению функциональной нагрузки на перекрытие q_k [2, табл. 6.2].

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента α_A для категорий $A-D$ определяют следующим образом:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0,$$

где $A_0 = 10,0 \text{ м}^2$;

A – площадь нагружения;

ψ_0 – коэффициент согласно СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1.1].

Для категорий C и D вводится ограничение: $\alpha_A > 0,6$.

Для функциональной нагрузки на перекрытие q_k значение понижающего коэффициента α_A составит

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{10}{39,06} = 0,76 < 1,0.$$

В соответствии с СН 2.01.02-2019 [2, п. 6.2.2(2)] и при условии, что площадь классифицируется в соответствии с табл. 6.1 [2] по категориям использования от A до D , для колонн и стен общее значение функциональной нагрузки от нескольких этажей может быть умножено на понижающий коэффициент α_n .

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n},$$

где ψ_0 – коэффициент согласно прил. А.1 [1, табл. А.1.1];

n – количество этажей ($n > 2$), расположенных выше несущего конструктивного элемента с площадью той же категории использования.

Для колонны первого этажа пятиэтажного здания ($n = n_{\text{эт}} - 1 = 5 - 1 = 4$):

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n} = \frac{2 + (4 - 2) \cdot 0,7}{4} = 0,85.$$

Усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d,\text{покрыт}} + (n_{\text{эт}} - 1) \cdot G_{d,\text{перекр}} + n_{\text{эт}} \cdot G_{d,\text{колонны}} = \\ &= 300,37 + (5 - 1) \cdot 286,39 + 5 \cdot 24,3 = 1567,43 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} Q_{d,1} &= (n_{\text{эт}} - 1) \cdot \alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d,\text{перекр}} = \\ &= (5 - 1) \cdot 0,76 \cdot 0,85 \cdot 574,2 = 1483,7 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$Q_{d,2} = Q_{d,\text{покрыт}} = 75 \text{ кН}.$$

Расчетные сочетания усилий:

$$\begin{aligned} N_{Ed,1} &= G_{d,1} + \sum \psi_0 \cdot Q_{d,i} = 1567,43 + \\ &+ 0,7 \cdot 1483,7 + 0,6 \cdot 75 = 2651,02 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Ed,2} &= \xi \cdot G_{d,1} + Q_{d,1} + \sum \psi_0 \cdot Q_{d,2} = 0,85 \cdot 1567,43 + \\ &+ 1483,7 + 0,6 \cdot 75 = 2861,02 \text{ кН}; \end{aligned}$$

где $Q_{d,1}$ – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является *второе* сочетание – $N_{Ed,2} = 2861,02$ кН.

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки при расчете по несущей способности определим путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания ψ_2 (зависит от вида нагрузки), определяемый по СН 2.01.01-2019 [1, табл. А.1.1]:

– функциональная нагрузка:

$$Q_{d\ell,1} = Q_{d,1} \cdot \psi_2 = 1483,7 \cdot 0,6 = 890,2 \text{ кН};$$

– снеговая нагрузка:

$$Q_{d\ell,2} = Q_{d,2} \cdot \psi_2 = 75 \cdot 0 = 0 \text{ кН}.$$

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

$$N_{Ed,\ell} = 0,85 \cdot 1567,43 + 890,2 + 0 = 2222,52 \text{ кН}.$$

Таким образом, при расчете по несущей способности:

$N_{Ed} = 2861,02$ кН – полное усилие в колонне первого этажа,

$N_{Ed,\ell} = 2222,52$ кН – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.

Согласно СП 5.03.01 [4, п. 5.6.2.6] при проверке предельных состояний несущей способности колонн применяют значения эффектов воздействий (изгибающих моментов), полученные из линейно-упругого анализа рам без учета перераспределения усилий.

Неполный каркас здания при опирании главных балок на несущие наружные стены без защемления приближенно рассчитывают только на вертикальные нагрузки. При этом принято, что горизонтальные нагрузки и нагрузки от геометрических несовершенств передаются на систему несущих каменных стен.

При использовании приближенного метода расчета многоэтажной железобетонной рамы, имеющей примерно равные пролеты и одинаковую высоту этажей, раму расчленяют на ряд одноэтажных рам. Членение рамы назначают в колоннах на половине высоты

каждого этажа, кроме первого, в соответствии с приближенным расположением нулевых точек эпюры изгибающих моментов.

Расчетная схема трехпролетной рамы для определения изгибающих моментов в колоннах первого этажа приведена на рис. 4.3.

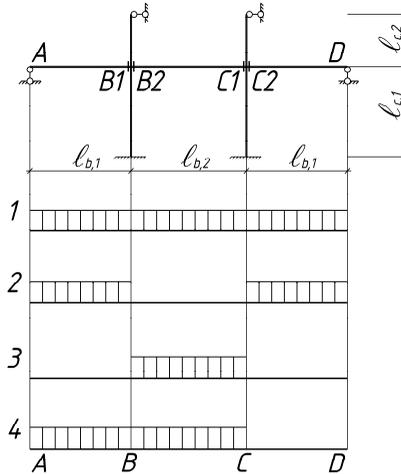


Рис. 4.3. Расчетная схема рамы и варианты приложения нагрузок

Пример 4.2. Требуется выполнить статический расчет поперечной рамы многоэтажного здания по данным примера 4.1.

Определяем геометрические параметры расчетной схемы рамы и погонные жесткости элементов рамы.

Главная балка

Момент инерции:

$$I_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,7^3}{12} = 8,575 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости для бетона класса $C^{20}/_{25}$ равен:

$$E_{cb} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{28}{10} \right)^{0,3} = 30,0 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Для среднего пролета (рис. 4.4):

$$l_{b,2} = 6300 - 2 \cdot \frac{b_{col}}{2} + 2 \cdot \frac{b_{col}}{2} = 6300 - 2 \cdot \frac{400}{2} + 2 \cdot \frac{400}{2} = 6300 \text{ мм.}$$

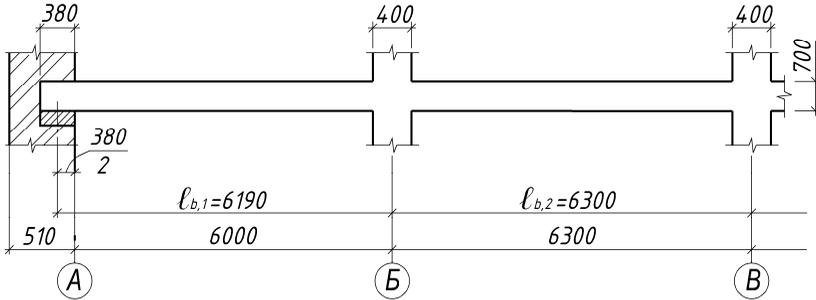


Рис. 4.4. Расчетные пролеты главных балок

Для крайних пролетов:

$$l_{b,1} = 6000 - \frac{b_{col}}{2} + \frac{b_{col}}{2} + \frac{b_{под}}{2} = 6000 - \frac{400}{2} + \frac{400}{2} + \frac{380}{2} = 6190 \text{ мм.}$$

Погонная жесткость балки в среднем пролете

$$i_{b,2} = \frac{E_{bc} \cdot I_b}{l_{b,2}} = \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 8,575 \cdot 10^{-3}}{6,3} = 40,83 \text{ МНм.}$$

Погонная жесткость балки в крайних пролетах

$$i_{b,1} = \frac{E_{bc} \cdot I_b}{l_{b,1}} = \frac{30 \cdot 10^3 \cdot 8,575 \cdot 10^{-3}}{6,19} = 41,56 \text{ МНм.}$$

Колонна

Момент инерции колонны:

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости для бетона колонны класса $C^{25}/_{30}$ равен

$$E_{cc} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{33}{10} \right)^{0,3} = 31,5 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Длина колонны первого этажа определяется от верха подколоники до уровня середины высоты главной балки:

$$l_{c,1} = 4500 - \frac{h_b}{2} + 50 = 4500 - \frac{700}{2} + 50 = 4200 \text{ мм.}$$

Длина колонны второго этажа принимается равной половине высоты этажа:

$$l_{c,2} = \frac{4500}{2} = 2250 \text{ мм.}$$

Погонная жесткость колонны первого этажа:

$$i_{c,1} = \frac{E_{cc} \cdot I_c}{l_{c,1}} = \frac{31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3}}{4,2} = 16,00 \text{ МНм.}$$

Погонная жесткость колонны второго этажа:

$$i_{c,2} = \frac{E_{cc} \cdot I_c}{l_{c,2}} = \frac{31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3}}{2,25} = 29,86 \text{ МНм.}$$

Вычисляем параметр:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{4 \cdot i_{c,1}}{3 \cdot i_{b,1} + 2 \cdot i_{b,2} + 4 \cdot i_{c,1} + 3 \cdot i_{c,2}} = \\ &= \frac{4 \cdot 16,00}{3 \cdot 41,56 + 2 \cdot 40,83 + 4 \cdot 16,00 + 3 \cdot 29,86} = 0,178. \end{aligned}$$

Максимальные изгибающие моменты в средней колонне первого этажа возникают при отсутствии переменных нагрузок в пределах среднего пролета.

Погонная нагрузка на главную балку от постоянной нагрузки при ширине грузовой площади балки $B_b = 6,2$ м составляет

$$G_d = g_{d,\text{перекр}} \cdot B_b = 7,332 \cdot 6,2 = 45,46 \text{ кН/м};$$

$$Q_d = q_{d,\text{перекр}} \cdot B_b = 14,7 \cdot 6,2 = 91,14 \text{ кН/м}.$$

Определяем значение изгибающего момента в сечении верха колонны первого этажа от постоянных нагрузок

$$M_G = \lambda \cdot G_d \cdot \left(\frac{l_{b,1}^2}{8} - \frac{l_{b,2}^2}{12} \right) = 0,178 \cdot 45,46 \cdot \left(\frac{6,19^2}{8} - \frac{6,3^2}{12} \right) = 11,99 \text{ кНм}.$$

Определяем значение изгибающего момента в сечении верха колонны первого этажа от переменной нагрузки, расположенной только в крайних пролетах:

$$M_Q = \lambda \cdot Q_d \cdot \frac{l_{b,1}^2}{8} = 0,178 \cdot 91,14 \cdot \frac{6,19^2}{8} = 77,70 \text{ кНм}.$$

Расчетные сочетания усилий:

$$M_{Ed,1} = M_G + \sum \psi_0 \cdot M_Q = 11,99 + 0,7 \cdot 77,70 = 66,35 \text{ кН};$$

$$M_{Ed,2} = \xi \cdot M_G + M_Q = 0,85 \cdot 11,99 + 77,70 = 87,89 \text{ кНм}.$$

Изгибающий момент в сечении низа колонны первого этажа определяется по формуле (рис. 4.5):

$$M_{Ed,1} = -0,5M_t = -0,5 \cdot 87,89 = -43,95 \text{ кНм}.$$

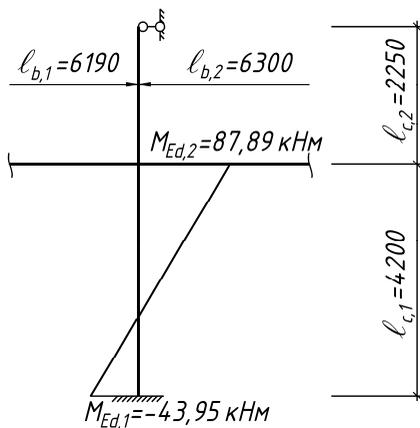


Рис. 4.5. К определению изгибающих моментов в колонне

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_{0,Ed} = \frac{M_t}{N} = \frac{87,89}{2861,02} = 30,72 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 30,72 \text{ мм.}$$

Пример 4.3. Выполнить проверку необходимости учета продольного изгиба для колонны многоэтажного здания по данным примеров 4.1 и 4.2.

Определяем расчетную длину колонны первого этажа.

Для нижнего конца колонны принимаем $k_{1c} = 0,1$.

К верхнему узлу колонны первого этажа примыкают два ригеля и колонна второго этажа.

$$k_{2c} = \frac{i_{c,1} + i_{c,2}}{3 \cdot i_{b,1} + 4 \cdot i_{b,2}} = \frac{16,00 + 29,86}{3 \cdot 41,56 + 4 \cdot 40,83} = 0,159;$$

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_{1c}}{0,45 + k_{1c}}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_{2c}}{0,45 + k_{2c}}\right)} =$$

$$= 0,5 \cdot 4,2 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,159}{0,45 + 0,159}\right)} = 2,56 \text{ м.}$$

Определяем гибкость колонны:

$$\lambda_a = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{2,56 \cdot \sqrt{12}}{0,4} = 22,517.$$

Принимаем $a_N = 0,7$; $b_N = 1,1$;

$$r_m = \frac{M_{Ed,1}}{M_{Ed,2}} = \frac{-43,95}{87,89} = -0,5;$$

$$c_N = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2;$$

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2861,02 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,67} = 1,072.$$

Определяем:

$$\lambda_{lim,a} = \frac{20a_N \cdot b_N \cdot c_N}{\sqrt{\bar{n}}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{1,072}} = 32,71.$$

Поскольку условие $\lambda_a < \lambda_{lim}$ выполняется, учет влияния продольного изгиба не требуется.

Пример 4.4. Выполнить подбор продольной арматуры колонны по данным примеров 4.1–4.3.

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа, полученный из статического расчета, составляет 30,72 мм.

Согласно СП 5.03.01-2020 [4, п. 8.1.1.5], для поперечных сечений, находящихся под действием продольной сжимающей силы, принимают минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, где h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять:

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 30,72 \text{ мм}; \\ h/30 = 400/30 = 13,3 \text{ мм}; \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения $e_0 = 30,72$ мм.

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_0 + 0,5h - c) = \\ &= 2861,02 \cdot (0,03072 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05) = 517,04 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Определяем значение относительного усилия, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2861,02 \cdot 10^3}{16,67 \cdot 400 \cdot 350} = 1,226.$$

Поскольку $\alpha_c > 1,0$, можно сделать вывод о том, что сечение колонны полностью сжато и находится в области деформирования 4 (случаи расчета колонны для областей деформирования 2 и 3 рассмотрены в примерах 4.6 и 4.7 соответственно).

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{350} = 1,143;$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \\ &= \frac{517,04 \cdot 10^6 - 1,143 \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,143 \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2}{1,0 \cdot 435 \cdot (350 - 50)} = 924,04 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Определяем минимальный процент арматуры $S1$ и $S2$ во внецентренно сжатых [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_N = \frac{5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 2861,02 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 350} = 0,235 \%;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 22,17}{440} = 0,112 \%,$$

ρ_N принимаем не менее 0,1 и не более 0,25.

Принимаем минимальный процент армирования:

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \rho_N \\ \rho_\lambda \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,235 \\ 0,112 \end{array} \right. = 0,235.$$

Площадь арматуры у каждой грани сечения должна быть не менее

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,235 \cdot 400 \cdot 350 = 329,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковым. Устанавливаем по $2\varnothing 25$ класса S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta_h$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Ed} = 0,$$

где

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}};$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в ГПа.

Задаваясь значениями $\xi \geq \beta_h$, находим, что условие равновесия выполняется при $\xi = 1,260$.

При этом

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,26 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,719;$$

$$k_{s1} = \frac{14 \cdot (\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \cdot (1,26 - 1)}{7 \cdot 1,26 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,31;$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \left(1,26 - \frac{50}{350} \right)}{7 \cdot 1,26 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 1,333 > 1.$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

Проверяем условие равновесия:

$$1,143 \cdot \left(1 - 0,719 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350 + 982 \cdot 0,31 \cdot 435 + \\ + 982 \cdot 1 \cdot 435 - 2861,02 \cdot 10^3 = 781 \text{ Н.}$$

Далее проверяем условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \\ + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

Вычисляем значение момента M_{Rd1} :

$$\begin{aligned}
 M_{Rd1} &= \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \\
 &\quad + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1) = \\
 &= 1,143 \cdot \left[1 - \frac{1,143}{2} - 0,719 \cdot \left(\frac{4}{21} - 1,143 \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 350^2 + \\
 &\quad + 982 \cdot 1 \cdot 435 \cdot (350 - 50) = 525,54 \text{ кНм}.
 \end{aligned}$$

Поскольку условие $M_{Ed1} = 517,04 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 525,54 \text{ кНм}$ выполняется, сопротивление сечения действию момента обеспечено.

Пример 4.5. Выполнить подбор поперечной арматуры и расчет длины анкеровки продольных стержней по данным примеров 4.1–4.4.

Конструирование поперечной арматуры колонны

Колонна армируется вязаным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней принят равным 25 мм (рис. 4.6).

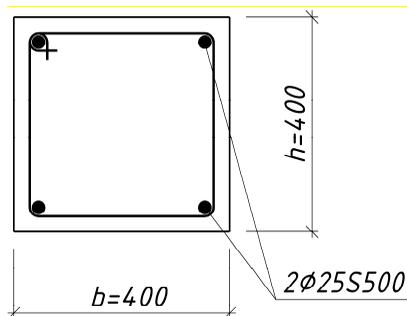


Рис. 4.6. Размещение продольной арматуры в поперечном сечении колонны

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасах должен быть не менее $0,25\phi = 0,25 \cdot 25 = 6,3 \text{ мм}$ и не менее 6 мм.

Шаг поперечных стержней [4, п. 11.4.5.6] для вязаного каркаса:

$$s \leq \min \begin{cases} 12 \cdot \varnothing = 12 \cdot 25 = 300 \text{ мм}; \\ 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $\varnothing = 25$ мм – диаметр продольной рабочей арматуры.

Шаг хомутов принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны h .

Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 8$ класса S500 с шагом $s = 300$ мм.

Определение длины анкеровки рабочих стержней

Расчетная длина анкеровки стержней колонны в фундаменте рассчитывается по формуле [4, п. 11.2.7]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,\min},$$

где $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки [4, табл. 11.2];

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 11.2.5]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \text{ МПа},$$

где $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2$ МПа – расчетное значение предела прочности бетона на растяжение (табл. П.1).

Требуемая базовая длина анкеровки определяется при $\sigma_{sd} = f_{yd}$ [4, п. 8.4.3]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{1,89} = 1438,5 \text{ мм},$$

где $\varnothing = 25$ мм – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

$f_{yd} = 435$ мм – расчетное значение предела текучести рабочей арматуры колонны.

Минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней:

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1439 = 864 \text{ мм}; \\ 10\varnothing = 10 \cdot 25 = 250 \text{ мм}; \\ 100 \text{ мм}. \end{cases}$$

Расчетная длина анкеровки рабочих стержней:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1438,5 = 1438,5 \text{ мм}.$$

Принимаем расчетную длину анкеровки продольной арматуры колонны $l_{bd} = 1440 \text{ мм}$.

Пример 4.6. Колонна многоэтажного рамного каркаса с размерами сечения $b \times h = 400 \times 600 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$, $c_1 = 50 \text{ мм}$. Бетон класса $C^{35}/45$ ($f_{ck} = 35 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 35/1,5 = 23,3 \text{ МПа}$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$) симметрично расположена в сечении. В расчетном сечении действует продольная сила $N_{Ed} = 2500 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{Ed} = 525 \text{ кНм}$, определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. Расчетная длина колонны 7,2 м.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

С учетом условий задачи значение полного эксцентриситета приложения продольной силы:

$$e_{tot} = e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{525}{2500} = 0,21 \text{ м}.$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры равно:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0,5h - c) = \\ &= 2500 \cdot (0,21 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,05) = 1150 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Определяем (для симметрично армированного элемента) значение относительного усилия, воспринимаемого сжатой зоной:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2500 \cdot 10^3}{23,3 \cdot 400 \cdot 550} = 0,488.$$

Определяем область деформирования.

По табл. П.3 для бетона класса C³⁵/₄₅ и арматуры класса S500 находим $\xi_{lim} = 0,617$.

$$\frac{17}{81} = 0,210;$$

$$\frac{17}{21} \xi_{lim} = \frac{17}{21} \cdot 0,617 = 0,499.$$

Так как $\frac{17}{81} = 0,21 < \alpha_c = 0,488 < \frac{17}{21} \xi_{lim} = 0,499$, сечение находится в области деформирования **2** и коэффициенты $k_{s1} = 1,0$ и $k_{s2} = 1,0$ (случаи расчета колонны для областей деформирования 4 и 3 рассмотрены в примерах 4.4 и 4.7 соответственно).

По табл. П.3 находим, что при $\alpha_c = 0,488$ $\alpha_m = 0,365$.

Определяем значение требуемой площади сжатой арматуры:

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{M_{Ed1} - \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \\ &= \frac{1150 \cdot 10^6 - 0,365 \cdot 23,3 \cdot 400 \cdot 550^2}{1,0 \cdot 435 \cdot (550 - 50)} = 556 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Определяем минимальный процент арматуры S1 и S2 во внецентренно сжатых элементах [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_N = \frac{5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 2500 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 550} = 0,131 \%$$

Определяем гибкость колонны:

$$\lambda_a = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{7,2 \cdot \sqrt{12}}{0,6} = 41,57;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 41,57}{440} = 0,156 \%,$$

ρ_N принимаем не менее 0,1 и не более 0,25.

Принимаем минимальный процент армирования:

$$\rho_{\min} = \max \begin{cases} \rho_N \\ \rho_\lambda \end{cases} = \max \begin{cases} 0,131 \% \\ 0,156 \% \end{cases} = 0,156 \%.$$

Площадь арматуры у каждой грани сечения должна быть не менее

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,156 \cdot 400 \cdot 550 = 343 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковым.

Окончательно принимаем для сжатой и растянутой арматуры 2Ø20 класса S500 ($A_{s2} = A_{s1} = 628 \text{ мм}^2$).

Определяем значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением, относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) = 0,365 \cdot 23,3 \cdot 400 \cdot 550^2 + 435 \cdot 628 \cdot (600 - 50) = 1179,29 \text{ кНм}.$$

Так как выполняется условие $M_{Rd1} = 1179 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 1150 \text{ кНм}$, арматура подобрана правильно и расчет завершен.

Подбор поперечной арматуры и определение длины анкеровки продольных стержней выполняется в соответствии с примером 4.5.

Пример 4.7. Колонна многоэтажного рамного каркаса с размерами сечения $b \times h = 400 \times 400 \text{ мм}$, $c = 40 \text{ мм}$, $c_1 = 40 \text{ мм}$. Бетон тяжелый класса $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25 \text{ МПа}$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7 \text{ МПа}$). Арматура

класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа) симметрично расположена в сечении. В расчетном сечении действует продольная сила $N_{Ed} = 1400$ кН и изгибающий момент $M_{Ed} = 196$ кНм, определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. Расчетная длина колонны 3,6 м.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

С учетом условий задачи значение полного эксцентриситета приложения продольной силы:

$$e_{tot} = e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{196}{1400} = 0,14 \text{ м.}$$

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры равно:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0,5h - c) = \\ &= 1400 \cdot (0,11 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,04) = 420 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Определяем (для симметрично армированного элемента) значение относительного усилия, воспринимаемого сжатой зоной:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1400 \cdot 10^3}{16,7 \cdot 400 \cdot 360} = 0,582.$$

По табл. П.3 для бетона класса C²⁵/₃₀ и арматуры класса S500 находим $\xi_{lim} = 0,617$.

$$\frac{17}{21} \xi_{lim} = \frac{17}{21} \cdot 0,617 = 0,499;$$

$$\beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{360} = 1,111;$$

$$\frac{17}{21} \beta_h = \frac{17}{21} \cdot 1,111 = 0,899.$$

Так как $\frac{17}{81}\xi_{\text{lim}} = 0,499 < \alpha_c = 0,582 < \frac{17}{21}\beta_h = 0,899$, сечение находится в области деформирования **3** и коэффициенты $k_{s1} < 1,0$ и $k_{s2} = 1,0$ (случаи расчета колонны для областей деформирования 4 и 2 рассмотрены в примерах 4.4 и 4.6 соответственно).

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчет с учетом того, что напряжение в растянутой арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

В этом случае относительную высоту сжатой зоны находят из условия равновесия всех сил в сечении.

Это условие может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$;

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Это условие может быть приведено к квадратному уравнению, неизвестным которого является относительная высота сжатой зоны ξ .

Тогда относительную высоту сжатой зоны находят из решения квадратного уравнения по формуле:

$$\xi = -\frac{\alpha_{s2} + \alpha_{s1} - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_{s1} + \alpha_{s2} - \alpha_n}{2} \right)^2 + \alpha_{s1}}.$$

Определяем минимальный процент арматуры $S1$ и $S2$ во внецентренно сжатых элементах [4, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_N = \frac{5 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1400 \cdot 10^3}{435 \cdot 400 \cdot 360} = 0,112 \%$$

Определяем гибкость колонны:

$$\lambda_a = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{3,6 \cdot \sqrt{12}}{0,6} = 31,18;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda}{440} = \frac{27 + 31,18}{440} = 0,132 \%$$

ρ_N принимаем не менее 0,1 и не более 0.25.

Принимаем минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \rho_N = 0,112 \% \\ \rho_\lambda = 0,132 \% \end{array} \right. = 0,132 \%$$

Площадь арматуры у каждой грани сечения должна быть не менее

$$A_{s1} = A_{s2} \geq 0,01 \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,132 \cdot 400 \cdot 360 = 190,08 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в качестве первого приближения армирование 2Ø20 класса S500 ($A_{s2} = A_{s1} = 628 \text{ мм}^2$), что больше минимального значения.

Находим:

– относительную продольную силу в сжатом бетоне:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1400 \cdot 10^3}{16,7 \cdot 400 \cdot 360} = 0,5822;$$

– относительную продольную силу в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot 628}{16,7 \cdot 400 \cdot 360} = 0,1828;$$

– относительную продольную силу в сжатой арматуре:

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{435 \cdot 628}{16,7 \cdot 400 \cdot 360} = 0,1136.$$

Значения промежуточных параметров:

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17} = -\frac{21(0,5822 - 0,1828 - 0,1136)}{17} = -0,353;$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17} = -\frac{21 \cdot 0,1828}{17} = -0,2258.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q} = -\frac{-0,353}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,353}{2}\right)^2 - (-0,2258)} = 0,6834.$$

Относительный момент сжатой зоны сечения:

$$\alpha_m = \frac{17}{21} \xi - \frac{33}{98} \xi^2 = \frac{17}{21} \cdot 0,6834 - \frac{33}{98} \cdot 0,6834^2 = 0,3959.$$

Напряжения в менее сжатой (растянутой) арматуре:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} (1 - \xi)}{\xi} = \\ &= \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 0,6834)}{0,6834} = 324,29 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Значение равнодействующей внутренних усилий в сечении:

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= \omega_c \cdot \xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{yd} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1} = \frac{17}{21} \cdot 0,6834 \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 360 + \\ &+ 435 \cdot 628 - 324,29 \cdot 628 = 1\,399\,955 \text{ Н} \approx 1400 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Поскольку полученное значение N_{Rd} незначительно отличается от значения N_{Ed} продольной силы, дальнейшее уточнение значения относительной высоты сжатой зоны не производим.

Определяем значение изгибающего момента, воспринимаемого сечением, относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd1} &= \left(\frac{17}{21} \xi - \frac{33}{98} \xi^2 \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) = \\
 &= \left(\frac{17}{21} \cdot 0,6834 - \frac{33}{98} \cdot 0,6834^2 \right) \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 360^2 + \\
 &\quad + 435 \cdot 628 \cdot (360 - 40) = 430,19 \text{ кНм}.
 \end{aligned}$$

Так как выполняется условие $M_{Rd1} = 430 \text{ кНм} > M_{Ed1} = 420 \text{ кНм}$, арматура подобрана правильно и расчет завершен.

Подбор поперечной арматуры и определение длины анкеровки продольных стержней выполняется в соответствии с примером 4.5.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 84 с.
2. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : СН 2.01.02-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 34 с.
3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 36 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 236 с.
5. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1975. – 193 с.
6. Голышев, А. Б. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Голышев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с., ил.
8. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012 / Госстандарт. – Минск, 2012. – 16 с.
9. Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая : СТБ EN 10080-2011 / Госстандарт. – Минск, 2011. – 58 с.
10. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий : ГОСТ 23279-2012 / Госстандарт. – Минск, 2015. – 7 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1

Прочностные и деформационные характеристики конструктивных бетонов нормального веса
(по данным табл. 6.1 [4])

Характеристики, единицы измерения	Значения характеристик для классов бетона по прочности на сжатие													
	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀	C ⁵⁵ / ₆₇	C ⁶⁰ / ₇₅	C ⁷⁰ / ₈₅	C ⁸⁰ / ₉₅	C ⁹⁰ / ₁₀₅
f_{ct}^G , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c, cube}^G$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	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	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	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_{cl} $, ‰	-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_{eu1} $, ‰						-3,5								
$ ε_{e2} $, ‰						-2,0								
$ ε_{eu2} $, ‰						-3,5								
n						2,0				1,75	1,60	1,45	1,40	1,40

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

Модуль упругости бетона (за исключением модифицированного самоуплотняющегося бетона)
(по данным табл. 6.3 [4])

Классы (марки) бетонной смеси	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие													
	$C^{12}/_{15}$	$C^{16}/_{20}$	$C^{20}/_{25}$	$C^{25}/_{30}$	$C^{30}/_{37}$	$C^{35}/_{45}$	$C^{40}/_{50}$	$C^{45}/_{55}$	$C^{50}/_{60}$	$C^{55}/_{67}$	$C^{60}/_{75}$	$C^{70}/_{85}$	$C^{80}/_{95}$	$C^{90}/_{105}$
V3 (Ж3), V4 (Ж4), (СЖ1)–(СЖ3)	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
V1 (Ж1), V2 (Ж2)	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
S1 (П1), S2 (П2)	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
S3 (П3) – S5 (П5)	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–

Примечания:

1. Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках – соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035.
2. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, изготовляемых с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов и мелкозернистых бетонов, подвергшихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
 - от минус 40 °С до минус 20 °С – 0,85;
 - от минус 20 °С до минус 5 °С – 0,90;
 - минус 5 °С и выше – 0,95.

Таблица П.3

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования \ Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = \frac{x}{d}$	α_c	$\eta = \frac{z}{d}$	α_m	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$
1	2	3	4	5	6	7
Область 1а	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	
Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	
Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0

Продолжение табл. П.3

1	2	3	4	5	6	7
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225		7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
0,58	0,470	0,759	0,356	2,53		
0,60	0,486	0,750	0,364	2,33		
ξ_{lim} при $f_{yd} = 435$ МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452		0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
0,92	0,745	0,617	0,460	0,30		
0,94	0,761	0,609	0,463	0,22		

1	2	3	4	5	6	7
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		-0,32
Область 4 при $\beta_n = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	-0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	-0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	-1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	-1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	-1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	-1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	-1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	-1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	-1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	-1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	-1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	-1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	-1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	-1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	-1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	-1,77
	6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	-1,81
	8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	-1,86
10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	-1,89	
∞	1,100	0,450	0,495	2,00	-2,00	

Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше $C_{50}/60$)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона ε_{cs} , %	Напряжения крайнего сжатого волокна σ_c , МПа	Относительная деформация растянутой арматуры ε_{s1} , %	Относительная деформация сжатой арматуры, ε_{s2} , %
1a	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \cdot \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4} \right)$	10	$10 \frac{\xi - \varepsilon_1}{1-\xi} / d$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{cd}	10	$10 \frac{\xi - \varepsilon_1}{1-\xi} / d$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	f_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \varepsilon_1}{\xi} / d$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	f_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \varepsilon_1}{\xi} / d$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	f_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14 \left(\frac{\xi - \varepsilon_1}{d} \right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны				Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$		
1a	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$	
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15}$	$\frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$	
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17\xi}{21}$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$	
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17\xi}{21}$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$	
4	$1 - p_4 \frac{4}{21}$, где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{17}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - p_4 \frac{16}{49}}{1 - p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$	

Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704-2012

Номинал, мм	Площадь поперечного сечения (мм ²) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S500 с профилем по рисункам		
												1 и 4	2	3
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			+	+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	+
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	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	

Таблица П.6

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, мм²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм						
	4	5	5,5	6	8	10	12
100	126	196	238	283⁽¹⁾	503	785	1131
150	84	131	159	184	335	523	754
200	63	98	119	141	251	393	565
250	50⁽²⁾	79	95	113	201	314	452
300	42	65	79	94	168	261	377
350	36	56	68	81	144	224	323
400	32	49	60	71	125	196	282

⁽¹⁾ Диаметр и шаг арматуры, рекомендуемой в качестве рабочей для «легких» арматурных сеток (тип 4 по ГОСТ 23279-2012 [10]).
⁽²⁾ Диаметр и шаг арматуры, рекомендуемой в качестве распределительной.

Таблица П.7

Коэффициенты ξ_{eff} , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля с укороченной
прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

ξ_{eff}	η	α_m	ξ_{eff}	η	α_m	ξ_{eff}	η	α_m
0,01	0,995	0,010	0,18	0,910	0,164	0,35	0,825	0,289
0,02	0,990	0,020	0,19	0,905	0,172	0,36	0,820	0,295
0,03	0,985	0,030	0,20	0,900	0,180	0,37	0,815	0,302
0,04	0,980	0,039	0,21	0,895	0,188	0,38	0,810	0,308
0,05	0,975	0,049	0,22	0,890	0,196	0,39	0,805	0,314
0,06	0,970	0,058	0,23	0,885	0,204	0,40	0,800	0,320
0,07	0,965	0,068	0,24	0,880	0,211	0,41	0,795	0,326
0,08	0,960	0,077	0,25	0,875	0,219	0,42	0,790	0,332
0,09	0,955	0,086	0,26	0,870	0,226	0,43	0,785	0,338
0,10	0,950	0,095	0,27	0,865	0,234	0,44	0,780	0,343
0,11	0,945	0,104	0,28	0,860	0,241	0,45	0,775	0,349
0,12	0,940	0,113	0,29	0,855	0,243	0,46	0,770	0,354
0,13	0,935	0,122	0,30	0,850	0,255	0,47	0,765	0,360
0,14	0,930	0,130	0,31	0,845	0,262	0,48	0,760	0,365
0,15	0,925	0,139	0,32	0,840	0,269	0,49	0,755	0,370
0,16	0,920	0,147	0,33	0,835	0,276	0,493	0,754	0,371
0,17	0,915	0,156	0,34	0,830	0,282			

Таблица П.8

Значения коэффициента β_i для определения ординат изгибающих моментов при различных схемах приложения нагрузки на пятипролетную балку

№ пр-та	№ точки	Доля пролета	Схема приложения нагрузки				
			1	2	3	4	5
I	0	0	0	0	0	0	0
	1	$0,2 \cdot l_{eff,кр}$	0,0589	0,0695	-0,0105	0,0561	-0,0069
	2	$0,4 \cdot l_{eff,кр}$	0,0779	0,0989	-0,0211	0,0722	-0,0139
	2'	$0,425 \cdot l_{eff,кр}$	0,0775	0,0998	-0,0224	0,0714	-0,0147
	3	$0,6 \cdot l_{eff,кр}$	0,0568	0,0884	-0,0316	0,0482	-0,0208
	4	$0,8 \cdot l_{eff,кр}$	-0,0042	0,0379	-0,0421	-0,0157	-0,0278
	5	$l_{eff,кр}$	-0,1053	-0,0526	-0,0526	-0,1196	-0,0347
II	5	0	-0,1053	-0,0526	-0,0526	-0,1196	-0,0347
	6	$0,2 \cdot l_{eff,сп}$	-0,0200	-0,0500	0,0300	-0,0200	0,0300
	7	$0,4 \cdot l_{eff,сп}$	0,0253	-0,0474	0,0726	0,0396	0,0547
	7'	$0,5 \cdot l_{eff,сп}$	0,0329	-0,0461	0,0789	0,0544	0,0520
	8	$0,6 \cdot l_{eff,сп}$	0,0305	-0,0447	0,0753	0,0592	0,0394
	9	$0,8 \cdot l_{eff,сп}$	-0,0042	-0,0421	0,0379	0,0389	-0,0159
	10	$l_{eff,сп}$	-0,0789	-0,0395	-0,0395	-0,0215	-0,1112
III	10	0	-0,0789	-0,0395	-0,0395	-0,0215	-0,1112
	11	$0,2 \cdot l_{eff,сп}$	0,0011	0,0405	-0,0395	-0,0261	-0,0131
	12	$0,4 \cdot l_{eff,сп}$	0,0411	0,0805	-0,0395	-0,0306	0,0451
	12'	$0,5 \cdot l_{eff,сп}$	0,0461	0,0855	-0,0395	-0,0329	0,0592
	13	$0,6 \cdot l_{eff,сп}$	0,0411	0,0805	-0,0395	-0,0352	0,0633
	14	$0,8 \cdot l_{eff,сп}$	0,0011	0,0405	-0,0395	-0,0397	0,0415
	15	$l_{eff,сп}$	-0,0789	-0,0395	-0,0395	-0,0443	-0,0203

Таблица П.9

Значения коэффициентов β_i для определения ординат изгибающих моментов при различных схемах приложения нагрузки на четырехпролетную балку

№ пр-та	№ точки	Доля пролета	Схема приложения нагрузки				
			1	2	3	4	5
I	0	0	0	0	0	0	0
	1	$0,2 \cdot l_{eff,кр}$	0,0586	0,0693	-0,0107	0,0559	-0,0071
	2	$0,4 \cdot l_{eff,кр}$	0,0771	0,0986	-0,0214	0,0718	-0,0143
	2'	$0,425 \cdot l_{eff,кр}$	0,0767	0,0994	-0,0228	0,0710	-0,0152
	3	$0,6 \cdot l_{eff,кр}$	0,0557	0,0879	-0,0321	0,0477	-0,0214
	4	$0,8 \cdot l_{eff,кр}$	-0,0057	0,0371	-0,0429	-0,0164	-0,0286
	5	$l_{eff,кр}$	-0,1071	-0,0536	-0,0536	-0,1205	-0,0357
II	6	$0,2 \cdot l_{eff,сп}$	-0,0200	-0,0500	0,0300	-0,0200	0,0300
	7	$0,4 \cdot l_{eff,сп}$	0,0271	-0,0464	0,0736	0,0405	0,0557
	7'	$0,5 \cdot l_{eff,сп}$	0,0357	-0,0446	0,0804	0,0558	0,0536
	8	$0,6 \cdot l_{eff,сп}$	0,0343	-0,0429	0,0771	0,0611	0,0414
	9	$0,8 \cdot l_{eff,сп}$	0,0014	-0,0393	0,0407	0,0416	-0,0129
	10	$l_{eff,сп}$	-0,0714	-0,0357	-0,0357	-0,0179	-0,1071

Примеры конструкции пола

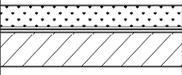
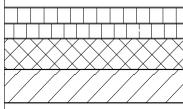
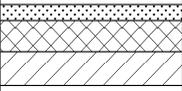
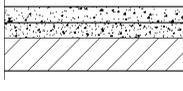
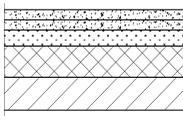
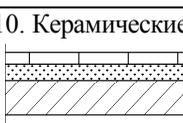
Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Бетонные 	1. Цементно-песчаный раствор состав 1:2, 1:3 $\delta = 20 \dots 30$ мм. 2. Гидроизоляция	6. Асфальтобетонные 	1. Литой асфальтобетон (2 слоя по 15...25 мм). 2. Теплоизоляция
2. Бетонные 	1. Цементно-песчаный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

Таблица П.11

Объемная масса строительных материалов

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		
Пенобетон	0,89		10
Шлакобетон	1,75	Мастика	10
Асфальт	18	Песок	16
Керамическая плитка	22	Цементный раствор	22

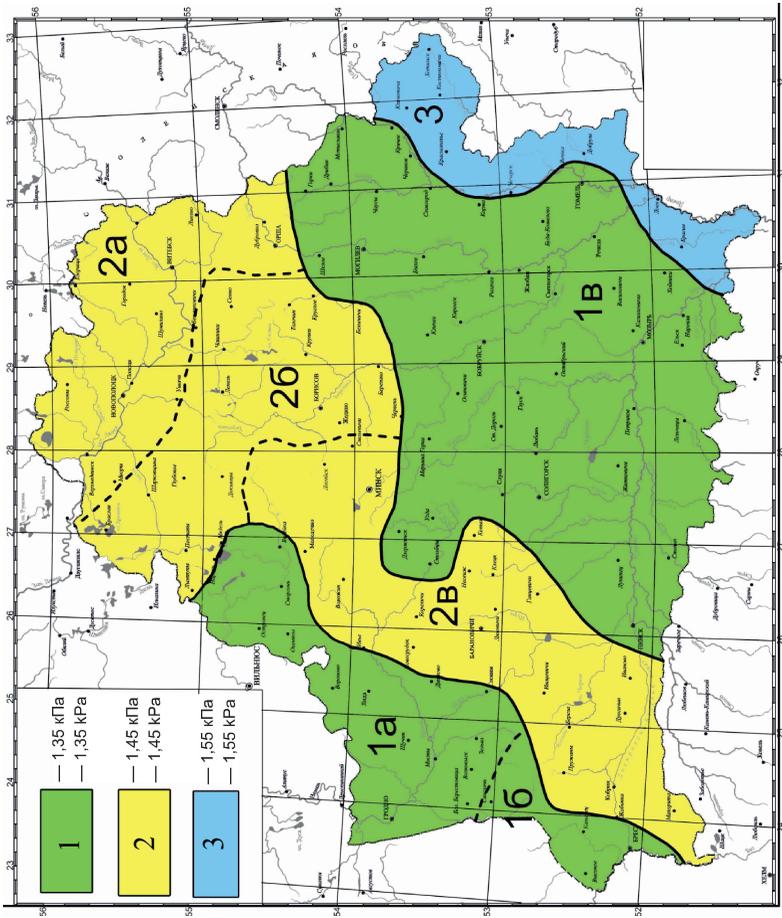


Рис. П.1. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт
в зависимости от высоты местности над уровнем моря A , м
[3, НП.1.1 (ВУ)]

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k , для местности с высотой над уровнем моря A , м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \cdot (A - 155)}{100}$
	1в	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (A - 140)}{100}$
2	2а	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 125)}{100}$
	2б	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 150)}{100}$
	2в	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 210)}{100}, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$
* Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным.		

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ	5
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ	13
2.1. Определение нагрузок на плиту	17
2.2. Определение расчетных усилий	19
2.3. Определение высоты сечения плиты	24
2.4. Определение площади сечения арматуры	28
2.5. Конструирование плиты	34
3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ	47
3.1. Определение расчетных пролетов балки	47
3.2. Определение нагрузок	49
3.3. Статический расчет линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов	50
3.4. Определение площади сечения арматуры	61
3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры	72
3.6. Построение эпюры материалов	75
3.7. Определение длины анкеровки обрываемых стержней	83
3.8. Расчет наклонных сечений	86
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ	95
4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов	95
4.2. Определение действующих нагрузок и усилий	96
4.3. Нагрузки на колонну	98
4.4. Расчет эффектов второго порядка	101
4.5. Определение требуемой площади продольной арматуры	103
4.6. Определение длины анкеровки рабочих стержней	108
ЛИТЕРАТУРА	136
ПРИЛОЖЕНИЕ	137

Учебное издание

РАК Николай Александрович
СМЕХ Владимир Иванович
ЩЕРБАК Сергей Борисович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

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

*Второе издание,
дополненное и переработанное*

Редактор *Н. А. Костешева*
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 05.01.2023. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 8,89. Уч.-изд. л. 6,95. Тираж 100. Заказ 618.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.