

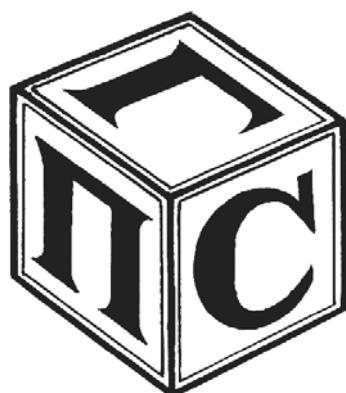
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальностей 7-07-0732-01
«Строительство зданий и сооружений»
и 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью»
очной и заочной форм обучения*

Часть 1



Могилев 2025

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«23» октября 2025 г., протокол № 3

Составитель канд. техн. наук, доц. Ю. Г. Москалькова

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

В методических рекомендациях к курсовому проекту на тему «Ребристое перекрытие многоэтажных гражданских и промышленных зданий» приведены основные принципы расчета и конструировании перекрытий многоэтажных промышленных и гражданских зданий. Содержат теоретический материал и примеры расчета.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 1

Ответственный за выпуск С. В. Данилов
Корректор А. А. Подошевко
Компьютерная верстка Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

Содержание

| | |
|--|----|
| Введение | 4 |
| 1 Состав курсового проекта | 5 |
| 1.1 Исходные данные для проекта | 5 |
| 1.2 Расчетная часть проекта | 5 |
| 1.3 Графическая часть проекта | 6 |
| 2 Монолитные железобетонные ребристые перекрытия | 6 |
| 2.1 Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий | 6 |
| 2.2 Компоновка перекрытия | 8 |
| 3 Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты | 11 |
| 3.1 Определение нагрузок на плиту | 11 |
| 3.2 Определение расчетных пролетов | 12 |
| 3.3 Определение внутренних расчетных усилий в плите | 13 |
| 3.4 Расчет сопротивления нормальных и наклонных сечений | 17 |
| 3.5 Конструирование плиты | 21 |
| 4 Расчет второстепенной балки | 25 |
| 4.1 Определение нагрузок на второстепенную балку | 25 |
| 4.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил | 27 |
| 4.3 Расчет сопротивления нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки | 29 |
| 4.4 Назначение количества и диаметров продольной арматуры | 34 |
| 4.5 Расчет сопротивления наклонных сечений по поперечной силе..... | 35 |
| 4.6 Построение эпюры материалов | 40 |
| 4.7 Определение длины анкеровки обрывающихся стержней | 43 |
| Список литературы | 45 |
| Приложение А | 47 |
| Приложение Б | 48 |

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию железобетонных конструкций СП 5.03.01 *Бетонные и железобетонные конструкции* [1]. В приложениях к рекомендациям приводится справочная информация, необходимая для выполнения курсового проекта.

Целью курсового проектирования является приобретение студентами практических навыков в расчетах и конструировании перекрытий многоэтажных промышленных и гражданских зданий.

Настоящие рекомендации предназначены для студентов специальностей 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» и 6-05-0732-02 «Экспертиза и управление недвижимостью» очной и заочной форм обучения при выполнении расчета и конструирования монолитного железобетонного ребристого перекрытия (плиты и второстепенной балки), а также могут быть полезны при дипломном проектировании.

Вся необходимая учебная и справочная литература для выполнения курсового проекта, действующие ТНПА, методические рекомендации (в том числе по правилам оформления проекта), а также варианты заданий, критерии допуска курсовых проектов к защите, критерии оценки при защите курсовых проектов размещены в электронном ЭУМК на платформе <http://moodle.bru.by> (ссылка для доступа на страницу курса: <http://moodle.bru.by/course/view.php?id=683>), утвержденные оригиналы указанных документов хранятся на кафедре.

Содержание курсового проекта включает:

1) теоретическую часть – ознакомление студентов с вариантным проектированием и обзор существующих перекрытий в многоэтажных промышленных и гражданских зданиях;

2) практическую часть – компоновка конструктивной схемы перекрытия, определение основных параметров элементов перекрытия и выбор метода их расчета, основанного на ТНПА, в монолитном и сборном исполнении;

3) проектную часть – статический расчет и расчет сечений элементов перекрытия (в монолитном варианте: монолитной плиты, второстепенной балки, центрально-нагруженной колонны, монолитного фундамента под колонну; в сборном варианте: ригеля и плиты перекрытия многопустотной или ребристой).

Курсовой проект включает пояснительную записку объемом 50–60 страниц и графическую часть объемом 2 листа формата А1.

1 Состав курсового проекта

1.1 Исходные данные для проекта

Исходным документом, на основании которого выполняется курсовой проект, является задание, которое выдается руководителем проекта согласно утвержденным вариантам заданий 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 эксцентрикитетами.

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.

Рекомендуется применять единицы физических величин:

- при расчете сечений – Н, мм, Н/мм, Н/мм² (МПа);
- при расчете конструкций и их элементов – кН, м, кН·м, кН/м, кПа.

Необходимо помнить, что 1 МПа = 1 Н/мм² и 1 кН/м = 1 Н/мм.

1.2 Расчетная часть проекта

1.2.1 Монолитные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить: расчет и конструирование балочной плиты монолитного перекрытия; расчет и конструирование второстепенной балки монолитного перекрытия; расчет и конструирование монолитной железобетонной колонны; расчет и конструирование монолитного железобетонного фундамента.

1.2.2 Сборные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить: расчет и конструирование предварительно напряженной многопустотной плиты перекрытия в гражданском здании или предварительно напряженной ребристой плиты перекрытия в промышленном здании; расчет и конструирование сборного многопролетного ригеля; конструирование стыка ригеля с колонной; конструирование стыка колонн.

1.3 Графическая часть проекта

На листах графической части должны быть размещены: марковочная схема расположения элементов монолитного ребристого перекрытия, совмещенная со схемой раскладки арматурных сеток плиты; виды, разрезы, сечения и участки смежных конструкций; монтажная схема (план) междуэтажного сборного перекрытия с указанием всех конструктивных элементов и их марковкой; схема расположения элементов сборных конструкций (поперечный разрез); конструктивные узлы сопряжения ригеля с колонной, стыка колонн между собой; опалубочные и установочные чертежи плиты и ригеля; чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов; спецификации арматуры и ведомости расхода стали по элементам.

2 Монолитные железобетонные ребристые перекрытия

2.1 Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий

Монолитные ребристые перекрытия представляют собой систему перекрестных балок – главных и второстепенных, – монолитно соединенных между собой и объединяющей их поверху плитой. В зависимости от соотношения размеров ячейки (части перекрытия, заключенного между балками) плиты подразделяются на балочные и оперты по контуру. К балочным относятся плиты, у которых отношение длинной стороны ячейки к короткой $l_1/l_2 \geq 3$, а к опретым по контуру – плиты с $l_1/l_2 < 3$. Как балочные допустимо рассчитывать плиты с $l_1/l_2 \geq 2$.

В курсовом проекте рассматривается здание с неполным каркасом (с внутренним железобетонным каркасом и несущими стенами), проектируемое по связевой системе.

При компоновке схем перекрытия и определения их размеров желательно придерживаться следующих обозначений: l_s , l_{sb} , l_{mb} – пролеты плиты, второстепенной и главной балок соответственно; n_s , n_{sb} , n_{mb} – количество пролетов плиты, второстепенной и главной балок соответственно; g_s , g_{sb} , g_{mb} – постоянные расчетные распределенные нагрузки на плиту, второстепенную и главную балки соответственно; q_s , q_{sb} , q_{mb} – переменные (полезные) расчетные распределенные нагрузки на плиту, второстепенную и главную балки соответственно; g_k – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета

нагрузки от его собственного веса; q_k – нормативное значение переменной (полезной) нагрузки на перекрытие; h_s , h_{sb} , h_{mb} – высота плиты второстепенных и главных балок соответственно; H_{jl} – высота этажа; n_{jl} – количество этажей, имеющих колонны.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плит в зависимости от ее пролета и нагрузки можно принимать по таблице 2.1.

Для многоэтажных производственных зданий принимаются унифицированные расстояния между колоннами, кратные модулю 3000 мм и равные 6, 9 и 12 м, и унифицированные высоты этажей, кратные модулю 600 мм и равные 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 и 7,2 м. По методическим соображениям для курсового проектирования размеры здания в плане и высоты этажей задаются, как правило, неунифицированными. Несмотря на это, все габаритные размеры должны подчиняться единой модульной системе на базе модуля 100 мм. 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 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.

Таблица 2.1 – Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит междуэтажных перекрытий в зависимости от полезной нагрузки

В миллиметрах

| $p_{n, kH/m^2}$ | Пролет плиты l_s, m | | | | | | | |
|-----------------|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 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 | | | | | | | | |
| 7,0 | | | | | | | | |
| 8,0 | | | | | | | | |
| 9,0 | | | | | | | | |
| 10,0 | | | | | | | | |
| 11,0 | | | | | | | | |
| 12,0 | | | | | | | | |
| 13,0 | | | | | | | | |

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 по конструктивным требованиям, толщину плиты необходимо назначать: в гражданских зданиях не менее 60 мм, в промышленных зданиях

не менее 70 мм (для защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и т. д.). Толщина монолитных плит принимается кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Пролеты второстепенных балок принимаются в пределах 5...7 м и пролеты главных балок – 6...9 м. Шаг второстепенных балок назначается по условиям курсового проекта так, чтобы соблюдалось отношение, при котором плита считается балочной: $l_{sb}/l_s > 2$. В целях унификации высоту балок принимают кратной 50 мм при высоте сечения до 600 мм и кратной 100 мм при больших размерах. Ширина поперечного сечения балок как главных, так и второстепенных принимается равной (0,3...0,5) их высоты. Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50 мм.

Высота поперечного сечения главной балки ориентировочно из условия жесткости следует принимать равной $(1/8...1/12) \cdot l_{mb}$, а высоту поперечного сечения второстепенной балки $(1/12...1/20) \cdot l_{sb}$. Высота сечения балок включает в себя толщину плиты.

Длины площадок опирания плиты $l_{s,sup}$ и балок $l_{sb,sup}$, $l_{mb,sup}$ на стены назначаются из условий обеспечения прочности стены на местное сжатие, а также обеспечения анкеровки нижней продольной арматуры плиты и балок на крайних свободных опорах. При наружных стенах из кирпичной кладки длину опирания плиты на стену принимается не менее 120 мм ($l_{s,sup} \geq 120$ мм), второстепенной балки – 250 мм ($l_{sb,sup} \geq 250$ мм) и главной балки – 380 мм ($l_{mb,sup} \geq 380$ мм).

Рекомендуемые пролеты элементов перекрытия и размеры их поперечных сечений приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Рекомендуемые размеры (близкие к оптимальным) элементов перекрытия

| Наименование элемента | Пролет, м | Размеры сечения элемента | |
|-----------------------|-------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| | | Высота | Ширина |
| Плита | $l_s = 1,7...2,7$ | $h_s = 60...100$ мм | $b_s = 1000$ мм (условно) |
| Второстепенная балка | $l_{sb} = 5...7$ | $h_{sb} = (1/12...1/20) \cdot l_{sb}$ | $b_{sb} = (0,3...0,5) \cdot h_{sb}$ |
| Главная балка | $l_{mb} = 6...9$ | $h_{mb} = (1/8...1/15) \cdot l_{mb}$ | $b_{mb} = (0,3...0,5) \cdot h_{mb}$ |

2.2 Компоновка перекрытия

При компоновке перекрытия необходимо составить три-четыре варианта схем балочной клетки. Из числа рассмотренных схем выбирается для дальнейшей разработки наиболее экономичный вариант. О наименьшем объеме железобетона можно судить по *приведенной толщине бетона*.

Указанные в задании размеры следует рассматривать как размеры между осями. Крайние разбивочные оси в промышленных зданиях располагаются по внутренним граням стен (нулевая привязка), либо со смещением внутрь стены на расстояние кратное 100 мм, либо посередине толщины стены.

Пример – Размер здания в плане $24,6 \times 31$ м; высота этажа – 4,5 м; наружные стены – кирпичные несущие; нормативная полезная нагрузка на перекрытие $q_k = 10$ кПа.

Разрабатываем два варианта компоновки перекрытия (таблица 2.3) согласно конструктивным требованиям (см. таблицу 2.2) при принятой разнице в крайних и средних пролетах не более 10 %.

После определения размеров элементов определяем расход бетона на перекрытие (таблица 2.4).

Для дальнейшего расчета принимаем вариант 1, как более экономичный.

Таблица 2.3 – Варианты компоновки монолитного ребристого перекрытия

| Параметры компоновки | Вариант 1 (рисунок 2.1) | Вариант 2 (рисунок 2.2) |
|--------------------------------------|--|--|
| Пролеты главных балок | $l_{mb} = 6,0; 6,3$ м (четыре пролета) | $l_{mb} = 6,0; 6,3$ м (четыре пролета) |
| Пролеты второстепенных балок | $l_{sb} = 5,1; 5,2$ м (шесть пролетов) | $l_{sb} = 6,2$ м (пять пролетов) |
| Ширина плит | $l_s = 1,8; 2,1$ м | $l_s = 1,8; 2,1$ м |
| $l_{sb}/l_s > 2$ (балочная плита) | $5100/2100 = 2,42 > 2$ | $6200/2100 = 2,95 > 2$ |
| Толщина плиты | $h_s = 80$ мм | $h_s = 80$ мм |
| Размеры сечения главной балки | $b_{mb} \times h_{mb} = 300 \times 600$ мм | $b_{mb} \times h_{mb} = 300 \times 600$ мм |
| Размеры сечения второстепенной балки | $b_{sb} \times h_{sb} = 180 \times 350$ мм | $b_{sb} \times h_{sb} = 200 \times 400$ мм |
| Поперечное сечение колонны | $h_c \times h_c = 400 \times 400$ мм | $h_c \times h_c = 400 \times 400$ мм |

Примечание – Сторона квадратного сечения колонны может быть определена по формуле с округлением до 50 мм в большую сторону (условные обозначения приняты согласно [1]): $h_c = b_c = 160 \cdot \sqrt{\frac{n_{f1} \cdot q_{mb} \cdot l_{mb}}{l_s \cdot [30 \cdot (f_{cd} + 4) - \gamma_n \cdot n_{f1} \cdot H_{f1}]}}$

Таблица 2.4 – Расход бетона на перекрытие для вариантов 1 и 2

| Наименование элемента | Размеры поперечного сечения и количество элементов | Расход бетона, м ³ |
|--|---|-------------------------------|
| Вариант 1 | | |
| Плита | $h_s = 80$ мм | 61,01 |
| Второстепенные балки | $h_{sb} = 350$ мм, $b_{sb} = 180$ мм, $n_{sb} = 11$ шт. | 16,57 |
| Главные балки | $h_{mb} = 600$ мм, $b_{mb} = 300$ мм, $n_{mb} = 5$ шт. | 19,19 |
| <i>Общий расход бетона на перекрытие по варианту 1</i> | | 96,77 |
| Вариант 2 | | |
| Плита | $h_s = 80$ мм | 61,01 |
| Второстепенные балки | $h_{sb} = 400$ мм, $b_{sb} = 200$ мм, $n = 11$ шт. | 21,82 |
| Главные балки | $h_{mb} = 600$ мм, $b_{mb} = 300$ мм, $n = 4$ шт. | 15,35 |
| <i>Общий расход бетона на перекрытие по варианту 2</i> | | 98,18 |
| <i>Примечание</i> – Расчет объема элементов: $V_s = h_s \cdot l_s \cdot b_s$ ($b_s = 1000$ мм); $V_{sb} = (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot l_{sb} \cdot n_{sb}$; $V_{mb} = (h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot l_{mb} \cdot n_{mb}$ | | |

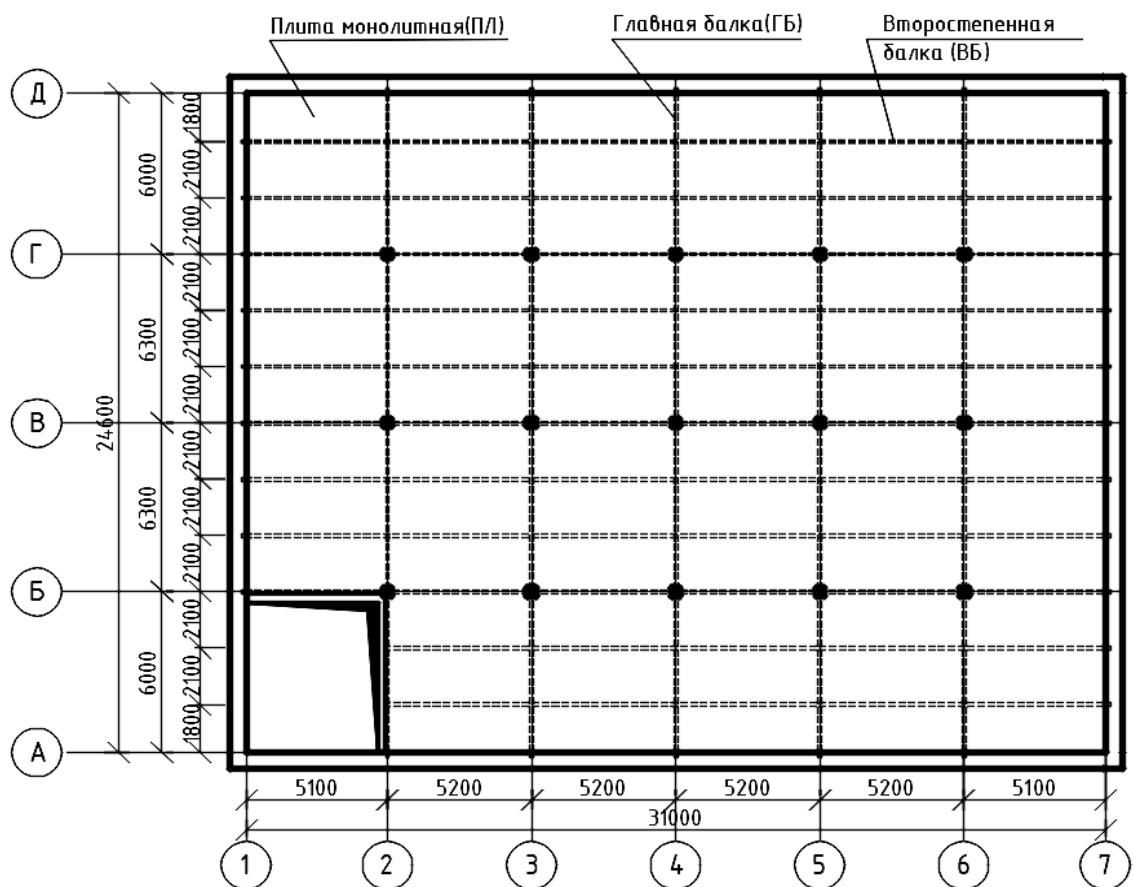


Рисунок 2.1 – Вариант 1 компоновки балочной клетки

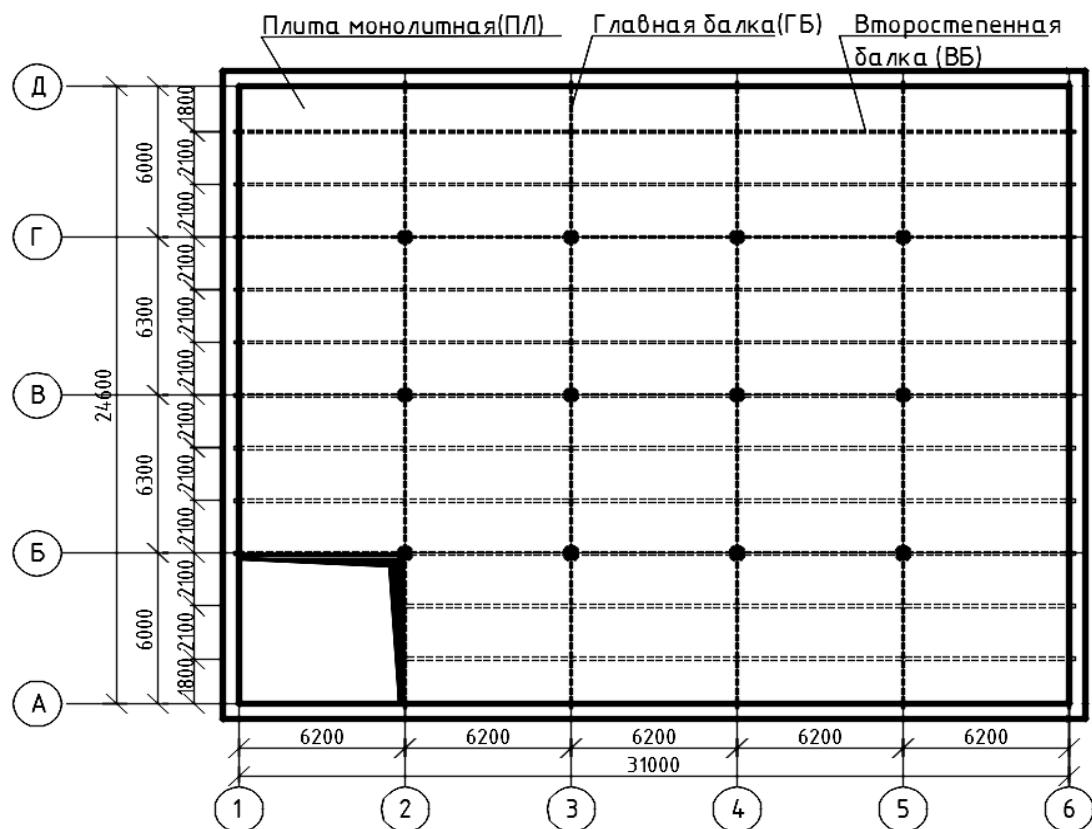


Рисунок 2.2 – Вариант 2 компоновки балочной клетки

3 Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты

3.1 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 согласно [3–5]:

– $\gamma_G = 1,3$ – для веса монолитных железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.);

– $\gamma_G = 1,2$ – для собственного веса железобетонных конструкций, выполняемых в заводских условиях (сборные конструкции);

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

– $\gamma_Q = 1,6$ – для снеговой нагрузки 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 (I ПС) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний воздействий [2, п. 6.4.3, приложение А.1]:

– первое основное сочетание

$$\sum_j (\gamma_{G,j} G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}); \quad (3.1)$$

– второе основное сочетание

$$\sum_j (\xi \gamma_{G,j} G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}), \quad (3.2)$$

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

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

$\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок (кабинеты, лаборатории), принимаемый по [2, таблица А1.1];

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

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

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

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

Пример 1 – Определить нагрузки на 1 м² перекрытия, состав которого приведен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Характеристические и расчетные нагрузки на перекрытие

| Вид нагрузки | Характеристическое значение, кН/м ² | γ_F | Расчетное значение, кН/м ² |
|---|--|------------|---------------------------------------|
| <i>Постоянная нагрузка</i> | | | |
| Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³); $0,012 \cdot 20 \cdot 1$ | 0,24 | 1,3 | 0,324 |
| Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³); $0,035 \cdot 21 \cdot 1$ | 0,74 | 1,3 | 0,999 |
| Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³); $0,055 \cdot 12 \cdot 1$ | 0,66 | 1,3 | 0,891 |
| Один слой оклееной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²); $0,05 \cdot 1$ | 0,05 | 1,3 | 0,068 |
| Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³); $0,08 \cdot 25 \cdot 1$ | 2,00 | 1,3 | 2,700 |
| Итого постоянная нагрузка | $\sum_j (\gamma_{G,j} G_{k,j}) = g = 4,982$ | | |
| <i>Переменная нагрузка</i> | | | |
| Функциональная нагрузка | 10,5 | 1,4 | 15,75 |
| Итого | $\sum_i (\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}) = q = 15,75$ | | |

Составляем основные сочетания нагрузок на плиту:

- первое основное сочетание: $p_1 = 4,982 + 0,7 \cdot 15,75 = 16,01$ кН/м²;
- второе основное сочетание: $p_2 = 0,85 \cdot 4,982 + 15,75 = 19,99$ кН/м².

Наиболее неблагоприятным для плиты будет второе сочетание нагрузок, т. к. $p_2 > p_1$. Тогда принимаем $p = p_2 = 19,99$ кН/м².

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной $b_s = 1$ м. Нагрузка на 1 п. м полосы будет равна $p_s = p \cdot b_s = 19,99 \cdot 1 = 19,99$ кН/м.

3.2 Определение расчетных пролетов

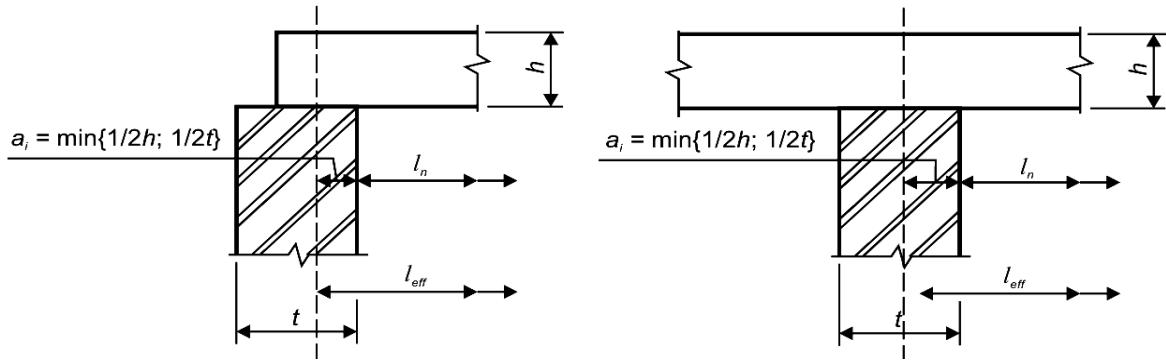
Эффективный расчетный пролет плиты l_{eff} [1, п. 5.5.2.5]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (3.3)$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор;

a_1, a_2 – расстояния, определяемые согласно рисунку 3.1 [1, рисунок 5.4].

Расчетные пролеты для принятой компоновки перекрытия определяются согласно рисунку 3.2.



t – ширина опоры; h – толщина плиты

Рисунок 3.1 – Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания

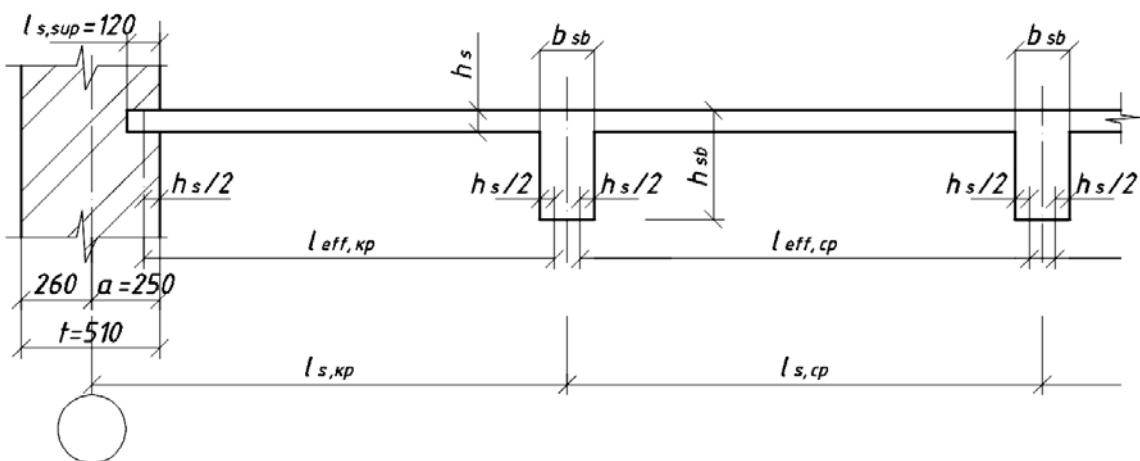


Рисунок 3.2 – К определению расчетных пролетов монолитной плиты

3.3 Определение внутренних расчетных усилий в плите

Плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой p . 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 % (применяется коэффициент 0,8).

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) (рисунок 3.3).

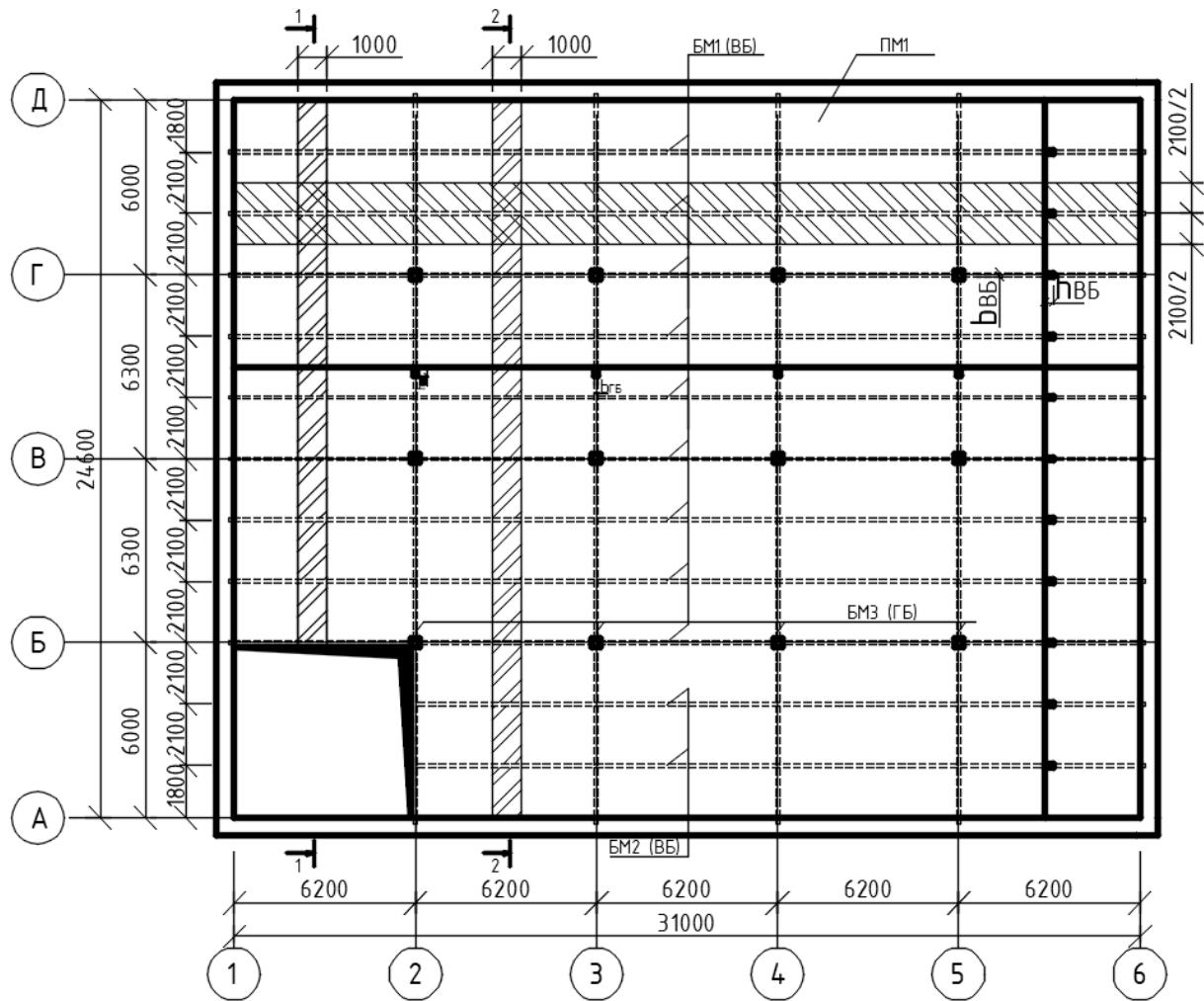


Рисунок 3.3 – План монолитного перекрытия с условно вырезанными полосами для расчета величины погонной нагрузки

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:
– в крайнем пролете

$$M_{Ed,kp} = \frac{p \cdot l_{eff,kp}^2}{11}; \quad (3.4)$$

– на первой промежуточной опоре при непрерывном армировании рулонными сетками

$$M_{Ed, onB} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{11}; \quad (3.5)$$

– на первой промежуточной опоре при раздельном армировании отдельными сетками

$$M_{Ed, onB} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{14}; \quad (3.6)$$

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Ed,cp} = -M_{Ed,on} = \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{16}; \quad (3.7)$$

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

$$M_{Ed,cp2} = -M_{Ed,C} = 0,8 \cdot \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{16}, \quad (3.8)$$

здесь l_{eff} равен большему из пролетов $l_{eff,kp}$ и $l_{eff,cp}$.

Поперечные силы:

– на первой опоре (кирпичная стена, опора А)

$$V_{Ed,A} = 0,4 p \cdot l_{eff,kp}; \quad (3.9)$$

– на первой промежуточной опоре (опора В) слева (наибольшая)

$$V_{Ed,B}^{leb} = V_{Ed,max} = 0,6 p \cdot l_{eff,kp}; \quad (3.10)$$

– на первой промежуточной опоре (опора В) справа и на всех промежуточных опорах

$$V_{Ed,B}^{npas} = V_{Ed,on} = 0,5 p \cdot l_{eff,cp}. \quad (3.11)$$

Пример 2 – Определить расчетные усилия в плите перекрытия.

Расчетные пролеты плиты:

– крайний пролет

$$l_{eff,kp} = l_{s,kp} + h_s/2 - b_{sb}/2 + h_s/2 = 2100 - 2 \cdot (200/2) + 80/2 + 80/2 = 1980 \text{ мм};$$

– средний пролет

$$l_{eff,cp} = l_{s,cp} - 2 \cdot (b_{sb}/2) + h_s/2 + h_s/2 = 1800 + 80/2 - 200/2 + 80/2 = 1780 \text{ мм}.$$

Определение расчетных усилий выполняем для двух условно выделенных полос (см. рисунок 3.3): полоса I – участки плиты защемлены по трем сторонам; полоса II – участки плиты защемлены по контуру (по четырем сторонам). Принимаем раздельное армирование плиты отдельными сварными сетками.

Выполняем расчет внутренних усилий:

– изгибающие моменты для полосы I:

$$M_{Ed,1}^I = \frac{p \cdot l_{eff,kp}^2}{11} = \frac{19,99 \cdot 1780^2}{11} \cdot 10^{-6} = 5,76 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,опA}^I = \frac{M_{Ed,1}^I}{3} = \frac{5,76}{3} = 1,92 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,опB}^I = \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{14} = \frac{19,99 \cdot 1980^2}{14} \cdot 10^{-6} = 5,60 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,2}^I = M_{Ed,оп}^I = \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{16} = \frac{19,99 \cdot 1980^2}{16} \cdot 10^{-6} = 4,90 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– изгибающие моменты для полосы II:

$$M_{Ed,1}^{II} = \frac{p \cdot l_{eff,kp}^2}{11} = \frac{19,99 \cdot 1780^2}{11} \cdot 10^{-6} = 5,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,опA}^{II} = \frac{M_{Ed,1}^{II}}{3} = \frac{5,76}{3} = 1,92 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,опB}^{II} = \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{14} = \frac{19,99 \cdot 1980^2}{14} \cdot 10^{-6} = 5,60 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Ed,2}^{II} = M_{Ed,оп}^{II} = 0,8 \cdot \frac{p \cdot l_{eff,cp}^2}{16} = 0,8 \cdot \frac{19,99 \cdot 1980^2}{16} \cdot 10^{-6} = 3,92 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– поперечные силы для полос I и II:

$$V_{Ed,A} = 0,4p \cdot l_{eff,kp} = 0,4 \cdot 19,99 \cdot 1780 \cdot 10^{-3} = 14,23 \text{ кН};$$

$$V_{Ed,B}^{нег} = 0,6p \cdot l_{eff,kp} = 0,6 \cdot 19,99 \cdot 1780 \cdot 10^{-3} = 21,35 \text{ кН};$$

$$V_{Ed,B}^{нрас} = V_{Ed,оп} = 0,5p \cdot l_{eff,cp} = 0,5 \cdot 19,99 \cdot 1980 \cdot 10^{-3} = 19,79 \text{ кН}.$$

Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий для полос I и II представлены на рисунке 3.4.

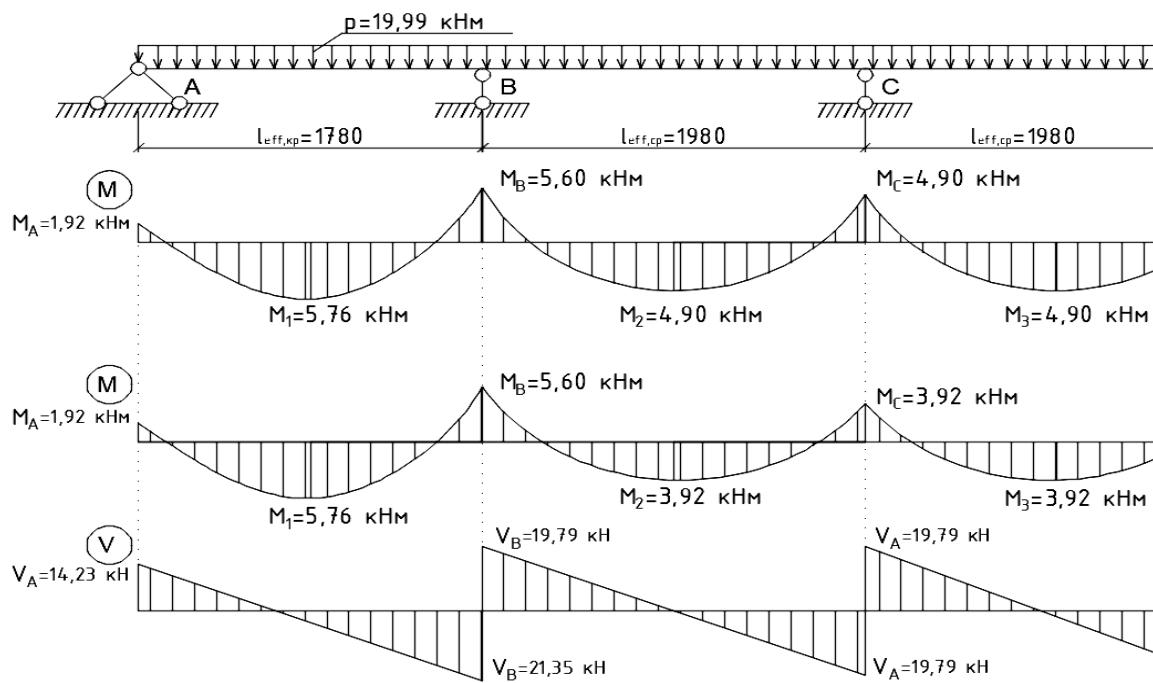


Рисунок 3.4 – К расчету сопротивления нормальных и наклонных сечений

3.4 Расчет сопротивления нормальных и наклонных сечений

3.4.1 Назначение величины защитного слоя.

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стержни, а также поверхностью арматуру) и ближайшей поверхностью бетона. Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры плит и балок, в зависимости от класса по условиям эксплуатации и классов конструкций, следует назначать согласно [1, п. 6.3.4]. Номинальная толщина защитного слоя c_{nom} определяется как сумма минимальной толщины c_{min} [1, п. 6.3.4.3] и принятого допустимого при проектировании отклонения $\Delta c_{dev} = 10$ мм [1, п. 6.3.4.13]. Минимальная толщина c_{min} назначается из условий обеспечения сцепления бетона с арматурой и условий обеспечения долговечности арматурной стали, но во всех случаях не менее диаметра рабочей арматуры и не менее 10 мм. Таким образом, во всех случаях $c_{nom} \geq 20$ мм. Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах.

Пример 3 – Принимаем минимальную толщину защитного слоя $c_{min} = 15$ мм при классе экспозиции (условий эксплуатации) XC1 [1, таблица 6.9]; принятое допустимое при проектировании отклонение $\Delta c_{dev} = 10$ мм, тогда номинальная толщина защитного слоя

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ мм.}$$

Предварительно назначаем эквивалентный диаметр продольной арматуры $\emptyset = 10$ мм, тогда расстояние c от центра тяжести рабочей арматуры до нижней грани сечения (желательно принимать кратно 10 мм, при необходимости округлять значение в большую сторону)

$$c = c_{nom} + \emptyset/2 = 25 + 10/2 = 30 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения плиты

$$d = h_s - c = 80 - 30 = 50 \text{ мм.}$$

3.4.2 Подбор сечения арматуры.

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

Изгибаемые железобетонные элементы являются слукаем соответствия значений α_m области деформирования 1а и 1б [1, таблица Д.1].

Пример 4 – Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в плите перекрытия при ее армировании индивидуальными плоскими сетками. Исходные данные: бетон класса С20/25, арматура класса S500.

Для бетона класса С 20/25 основные прочностные характеристики согласно [1, таблица 6.1]: характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении $f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$.

Расчетная прочность бетона на сжатие f_{cd} [1, п. 6.1.2.11]:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} k_{tc} f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (3.12)$$

где f_{ck} – характеристическая (нормативная) прочность бетона на осевое сжатие [1, таблица 6.1];

γ_c – частный коэффициент безопасности по бетону, $\gamma_c = 1,5$ [1, п. 4.2.5.3, таблица 4.6];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий разность между прочностью бетона, установленную с применением контрольных образцов, и эффективной прочностью бетона в конструктивном элементе:

$$\alpha_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1; \quad (3.13)$$

k_{tc} – коэффициент, учитывающий влияние на прочность бетона длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п.; рекомендуемое значение $k_{tc} = 1,0$.

$$\alpha_{cc} = \left(\frac{40}{20} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,25 > 1.$$

Принимаем $\alpha_{cc} = 1,0$, тогда расчетная прочность бетона сжатой зоны

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} k_{tc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение предела текучести арматуры [1, п. 6.2.2.12]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}. \quad (3.14)$$

Характеристическое значение предела текучести арматуры для класса S500 $f_{yk} = 500$ МПа, тогда расчетная прочность арматуры

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

где γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры и напрягаемой арматуры, $\gamma_s = 1,15$ [1, п. 2.4.2.4, таблица 2.1N].

По таблице П.1 для бетона С20/25 находим предельные относительные деформации бетона при сжатии $\varepsilon_{cu2} = 3,5\%$. Согласно [1, таблица Д.1] находим для области деформирования 2 коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c = 17/21$, принимаем коэффициент $k_2 = 99/238$.

По полученному значению α_m , пользуясь данными [1, таблица Д.1], определяем область деформирования. Значение α_m для изгибаемых элементов (расчетный случай) 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 – $0,187 < \alpha_m \leq 0,371$.

Подбор арматуры в *первом пролете* при $M_{Ed} = 5,76$ кН·м.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,163 < 0,187.$$

Согласно [1, таблица Д.1] полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б, тогда значение относительной высоты сжатой зоны бетона

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

Для арматуры класса S500 при $E_s = 200$ ГПа [1] относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,002175 = 2,175 \%$$

Тогда граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617.$$

Поскольку выполняется условие $\xi = 0,231 < \xi_{lim} = 0,617$, растянутая арматура достигла предельных деформаций (разрушение по растянутой зоне).

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{578}{297}$$

относительное плечо внутренней пары сил составит

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{a_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,173}{578/297}} = 0,901.$$

Зная значение η_u , находим значение требуемой площади растянутой продольной арматуры по формуле

$$A_{sI} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta_u \cdot d} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,901 \cdot 50} = 293,4 \text{ мм}^2.$$

Минимальный процент армирования продольной арматурой [1, п. 11.2.1]

$$\rho_{min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 100 \% = 0,114 \% \\ 0,13 \% \end{cases}$$

Принимаем $\rho_{min} = 0,13 \%$.

Минимальная площадь сечения продольной рабочей арматуры в плите:

$$A_{st,min} = b \cdot d \cdot (\rho_{min}/100 \%) = 1000 \cdot 50 \cdot (0,13/100) = 65 \text{ мм}^2.$$

Аналогично выполняем расчет для оставшихся пролетов и опор. Результаты расчета сводим в таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Требуемая площадь сечения арматуры на 1 п. м плиты

| Сечение | M_{Ed} , кН·м | d , мм | a_m | η_u | Площадь сечения, мм^2 | |
|--|--------------------|-------------|-------|----------|--------------------------------|---------------|
| | | | | | A_{s1} | $A_{s1,\min}$ |
| Крайний пролет | 5,76 | 50 | 0,173 | 0,901 | 293,4 | 65 |
| Первая промежуточная опора | 5,60 | 50 | 0,168 | 0,905 | 284,5 | |
| Средний пролет и средняя опора без учета окаймления балками | 4,90 | 50 | 0,147 | 0,918 | 245,4 | |
| Средний пролет и средняя опора с учетом окаймления балками | 3,92 | 50 | 0,118 | 0,935 | 192,8 | |

3.4.3 Проверка по наклонному сечению.

Проверяем условие сопротивления плиты действию поперечной силы.

Расчет производим как для элементов, не требующих по расчету поперечной арматуры [1, п. 8.2.1].

Пример 5 – Минимальное расчетное значение сопротивления поперечной силе определяется по формуле

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d, \quad (3.15)$$

где

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}; \quad (3.16)$$

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

$$b_w = b_s = 1000 \text{ мм.}$$

Тогда

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

$$V_{Rd,c,\min} = 0,443 \cdot 1000 \cdot 50 = 22136 \text{ Н} = 22,13 \text{ кН;}$$

$$V_{Ed,\max} = 21,35 \text{ кН} < V_{Rd,c,\min} = 22,13 \text{ кН,}$$

следовательно, сопротивление сечения плиты действию поперечной силы обеспечено и постановка поперечной арматуры не требуется.

3.5 Конструирование плиты

По расчетной площади арматуры A_{st} подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты исходя из следующих конструктивных требований [1, раздел 11].

Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца конструкции на расстояние не менее 20 мм для монолитных конструкций (колонн, балок, плит) длиной более 6 м

[1, п. 11.4.4.1].

В неразрезных плитах расстояния между осями рабочих стержней в середине пролета и над опорами должно быть не более [1, п. 11.4.4.4]:

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

Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть не более 400 мм – для изгибаемых элементов [1, п. 11.4.4.3].

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

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

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

Наиболее экономичным является армирование плит сварными сетками заводского изготовления. Сварные рулонные сетки принимают в соответствии с сортаментом по ГОСТ 23279 [5].

Отношение меньшего диаметра стержня к большему в сварных сетках должно быть не менее 0,25 [5, п. 4.6]. Сетки должны иметь в одном направлении стержни одинакового диаметра. В легких сетках, помимо основного шага стержней в продольном направлении, допускается применение доборного шага у краев сетки, а также в месте ее резки.

Условное обозначение марки сетки

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

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

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

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

v, u – шаг продольных и поперечных стержней соответственно;

b, l – ширина и длина сетки соответственно, см;

a_1, a_2 – значения выпусков продольных стержней, мм;

a – значения выпусков поперечных стержней, мм.

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 $a_1 = a_2 = a = 25 \text{ мм}$ значение a_1 опускается.

В обозначении марки сетки дополнительно приводят для легких сеток, а также тяжелых сеток типа 3 с основным шагом продольных стержней 400 мм

после диаметра стержней (через тире) – значение шага стержней в миллиметрах; для сеток с доборным шагом – над чертой или под чертой соответственно значения доборного шага продольных или поперечных стержней в миллиметрах (в скобках).

Примеры обозначения сеток приведены в ГОСТ 23279 [5].

При проектировании сеток в первую очередь рекомендуется применять товарные сетки с параметрами по действующим стандартам. При отсутствии в сортаменте нужных арматурных изделий арматурные сетки следует проектировать как заводскую продукцию при соблюдении следующих требований:

- ширина сетки не должна быть более 3800 мм;
- длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм;
- диаметр продольных стержней для плоских сеток должен быть не менее 4 мм и не более 10 мм;
- диаметр поперечных стержней 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.

3.5.1 Армирование плиты рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней.

Непрерывное армирование рулонными сетками с продольной рабочей арматурой рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 5 мм включительно [5, п. 4.2]. 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 (пример раскладки сеток приведен на рисунке 3.5).

При армировании плиты рулонными сетками с *продольными рабочими стержнями* вначале подбираются основные сетки, в которых площадь поперечных сечений рабочих стержней на ширине 1 м соответствует площади A_{s1} рабочей арматуры, полученных из расчета нормальных сечений плиты в средних пролетах и средних опорах. Такие сетки располагаются во всех пролетах и над всеми опорами. В крайних пролетах и над вторыми от края опорами укладываются дополнительные сетки, которые подбираются по разнице между площадями арматуры, требуемой из расчета нормальных сечений в указанных местах плиты, и площади арматуры в основной сетке.

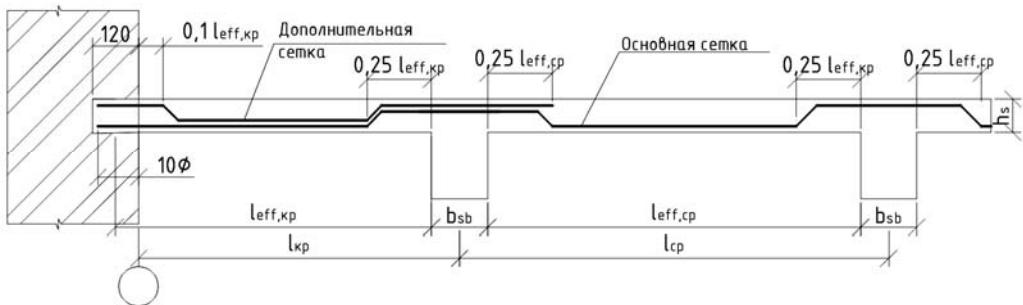


Рисунок 3.5 – Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

Дополнительные сетки в крайних пролетах применяются с *поперечным расположением рабочей арматуры*, т. к. при этом сетку удобно раскатывать вдоль второстепенных балок и уменьшается количество мелкоразмерных сеток. Ширина дополнительной сетки в этом случае принимается такой, чтобы смогла перекрыть первый пролет плюс 1/4 величины второго пролета плиты.

Над главными балками устанавливаются конструктивно верхние сетки, площадь сечений поперечных рабочих стержней которых должна составлять не менее 1/3 площади пролетной арматуры плиты. Длину рабочих стержней (ширину сетки) назначают из условия, что расстояние от грани балки в каждую сторону было не менее 1/4 пролета плиты

3.5.2 Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней.

При армировании плиты сетками с поперечными рабочими стержнями (раздельное армирование) в каждом пролете и над каждой опорой подбирается отдельная сетка. Подбор сеток и конструирование плиты при раздельном армировании подробно рассмотрено в [4].

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 диаметром 5 мм класса S500, распределительные – диаметром 4 мм класса S500. Длина рабочих стержней назначается из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять 1/10 пролета плиты (см. рисунок 3.5).

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.

Пример армирования балочной плиты монолитного перекрытия сварными сетками приведен в [6].

4 Расчет второстепенной балки

4.1 Определение нагрузок на второстепенную балку

Второстепенная балка перекрытия рассматривается как многопролетная статически неопределенная балка, свободно лежащая на опорах. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (по половине пролета с каждой стороны балки) (см. рисунок 3.3).

Расчетные пролеты l_{eff} второстепенной балки определяются по формулам [1, п. 5.3.2.2] (рисунок 4.1):

– для крайних пролетов

$$l_{eff,kp} = l_{n,kp} + a_1 + a_2; \quad (4.1)$$

– для средних пролетов

$$l_{eff,cp} = l_{n,cp} + 2a_1, \quad (4.2)$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

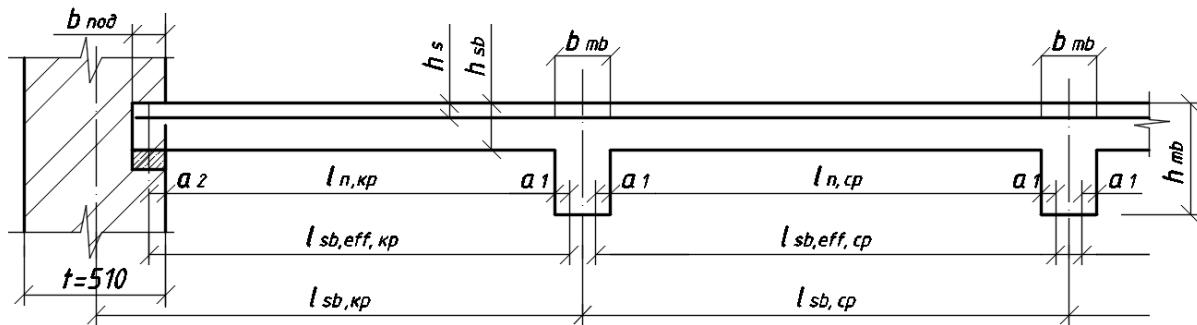


Рисунок 4.1 – К определению расчетных пролетов второстепенной балки

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяются в соответствии с рисунком 4.1, где t – ширина опоры, h – высота балки:

$$a_2 = \min \{0,5b_{nod}; 0,5h_{sb}\}, \quad (4.3)$$

где b_{nod} – ширина железобетонной опорной подушки, через которую опирается на стену второстепенная балка, $b_{nod} = 250$ мм;

$$a_1 = \min \{0,5h_{sb}; 0,5b_{mb}\}, \quad (4.4)$$

где h_{sb} – высота второстепенной балки;
 b_{mb} – ширина главной балки.

Пример 1 – Определить расчетные пролеты второстепенной балки и выполнить сбор нагрузок.

Расчетные пролеты l_{eff} второстепенной балки (крайний и средний):

$$l_{eff,kp} = l_{n,kp} - b_{mb}/2 + b_{mb}/2 + b_{nod}/2 = 6200 - 300/2 + 300/2 + 250/2 = 6325 \text{ мм};$$

$$l_{eff,cp} = l_{n,cp} - 2 \cdot (b_{mb}/2) + 2 \cdot (b_{mb}/2) = 6200 - 2 \cdot (300/2) + 2 \cdot (300/2) = 6200 \text{ мм.}$$

Определение погонной нагрузки в килонаьютонах на метр на второстепенную балку сводим в таблицу 4.1.

Таблица 4.1 – Характеристические и расчетные значения нагрузок на 1 п. м второстепенной балки (при шаге второстепенных балок $l_s = 2,1 \text{ м}$)

| Вид нагрузки | Характеристическое значение, кН/м | γ_F | Расчетное значение, кН/м |
|---|--|------------|--------------------------|
| <i>Постоянная нагрузка</i> | | | |
| Керамическая плитка $\delta = 12 \text{ мм}$ ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$); $0,012 \cdot 2,1 \cdot 20$ | 0,50 | 1,3 | 0,68 |
| Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35 \text{ мм}$ $(\gamma = 21 \text{ кН/м}^3)$; $0,035 \cdot 2,1 \cdot 21$ | 1,54 | 1,3 | 2,08 |
| Керамзитобетон $\delta = 55 \text{ мм}$ ($\gamma = 12 \text{ кН/м}^3$); $0,055 \cdot 2,1 \cdot 12$ | 1,39 | 1,3 | 1,87 |
| Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3 \text{ мм}$ ($m = 0,05 \text{ кН/м}^2$); $0,05 \cdot 2,1$ | 0,11 | 1,3 | 0,14 |
| Монолитная железобетонная плита перекрытия $h_s = 80 \text{ мм}$ ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$); $0,08 \cdot 25 \cdot 2,1$ | 4,20 | 1,3 | 5,67 |
| Собственная масса ребра балки ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$); $b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot \gamma = 0,2 \cdot (0,5 - 0,08) \cdot 25$ | 2,10 | 1,3 | 2,84 |
| Итого постоянная нагрузка | $\sum_j (\gamma_{G,j} G_{k,j}) = g = 13,28$ | | |
| <i>Переменная нагрузка</i> | | | |
| Функциональная нагрузка; $10,5 \cdot 2,1$ | 22,05 | 1,4 | 33,08 |
| Итого переменная нагрузка | $\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}) = q = 33,08$ | | |

Составляем основные сочетания нагрузок на балку:

- первое основное сочетание $p_1 = 13,28 + 0,7 \cdot 33,08 = 36,44 \text{ кН/м}$;
- второе основное сочетание $p_2 = 0,85 \cdot 13,28 + 33,08 = 44,37 \text{ кН/м}$.

Наиболее неблагоприятным для балки будет второе сочетание нагрузок, следовательно, принимаем $p = p_2 = 44,37 \text{ кН/м}^2$.

4.2 Построение эпюор изгибающих моментов и поперечных сил

Второстепенная балка рассчитывается как неразрезная пятипролетная балка с шарнирным опиранием на стену (крайние опоры) и на главные балки (средние опоры). При количестве пролетов балки более пяти принимается к расчету пятипролетная схема (рисунок 4.2).

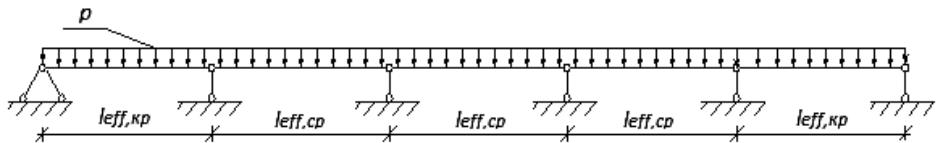


Рисунок 4.2 – Расчетная схема второстепенной балки

Согласно [1, п. 5.6.2] многопролетные статически неопределенные балки, к которым относятся и второстепенные балки, рассчитываются линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов.

Статический расчет второстепенной балки выполняется с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. При определении ординат огибающей эпюры изгибающих моментов величины коэффициентов β (рисунок А.1, таблица А.1) для эпюр положительных моментов в крайних и средних пролетах, для эпюры отрицательных моментов принимаются в зависимости от величины отношения q_{sb}/g_{sb} .

Величина ординат огибающей эпюры моментов определяется по формуле

$$M_{Ed} = \beta \cdot p \cdot l_{eff}^2. \quad (4.5)$$

Величины поперечных сил на опорах:

– на крайней свободной опоре (опора А)

$$V_{Ed,A} = 0,4p \cdot l_{eff,kp} = 0,4 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 111,26 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре В (слева)

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,4p \cdot l_{eff,kp} = 0,6 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 168,38 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре справа (опора В, справа) и на всех промежуточных опорах слева и справа

$$V_{Ed,B}^{прав} = V_{Ed,cp} = 0,5p \cdot l_{eff,kp} = 0,5 \cdot 44,37 \cdot 6,2 = 137,55 \text{ кН}.$$

Окончательные огибающие эпюры моментов и поперечных сил приведены на рисунке 4.3. Расчетные величины изгибающих моментов приведены в таблице 4.2.

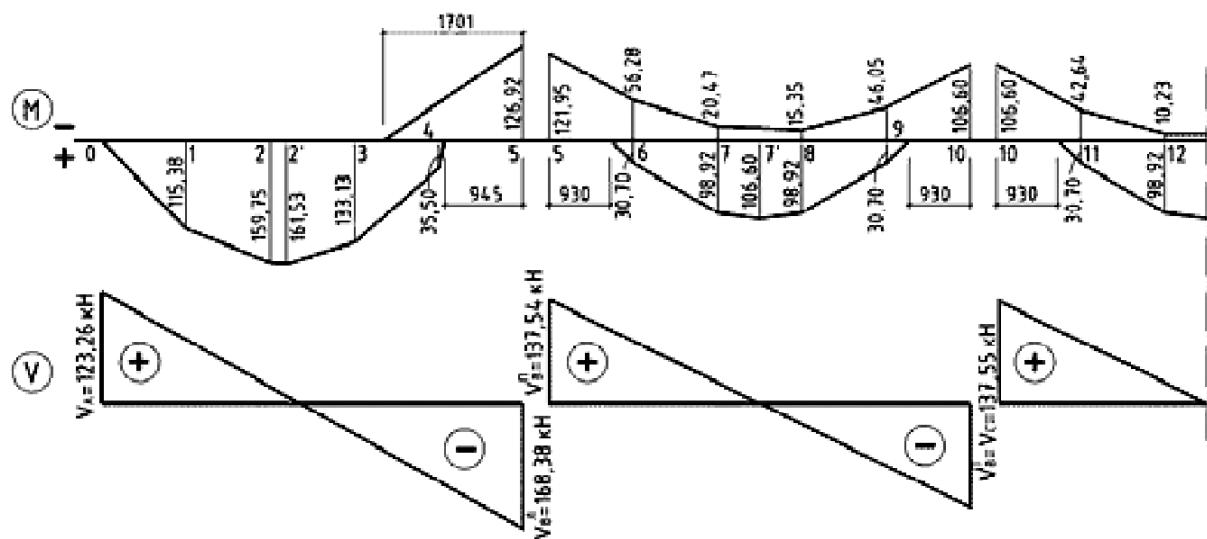


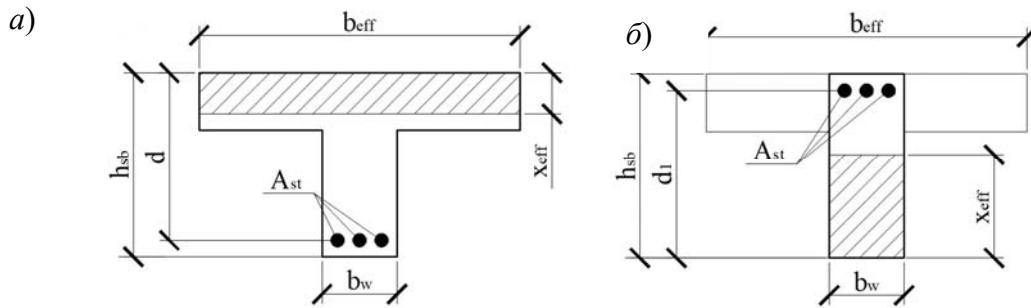
Рисунок 4.3 – Огибающая эпюра поперечных сил

Таблица 4.2 – Значения изгибающих моментов в сечениях балки

| Номер пролета | Но- мер точек | В долях пролета | Значение β | | $p \cdot l_{eff}^2$ | Значение моментов M_{Ed} , кН·м | |
|---------------|---------------------|-----------------|------------------|----------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| | | | $+\beta$ | $-\beta$ | | пролетных $+M_{Ed}$ | опорных и пролетных $-M_{Ed}$ |
| 1 | 0 | 0 | | | $44,37 \cdot 6,325^2 = 1775,05$ | | |
| | 1 | 0,2 | 0,065 | – | | 115,38 | – |
| | 2 | 0,4 | 0,090 | – | | 159,75 | – |
| | max | 0,425 | 0,091 | – | | 161,53 | – |
| | 3 | 0,6 | 0,075 | – | | 133,13 | – |
| | 4 | 0,8 | 0,02 | – | | 35,50 | – |
| | 5 | 1 | – | –0,0715 | | – | 126,92 |
| 2 | 5 | 0 | – | –0,0715 | $44,37 \cdot 6,2^2 = 1705,58$ | – | 121,95 |
| | 6 | 0,2 | 0,018 | –0,033 | | 30,70 | 56,28 |
| | 7 | 0,4 | 0,058 | –0,012 | | 98,92 | 20,47 |
| | max | 0,5 | 0,0625 | – | | 106,60 | – |
| | 8 | 0,6 | 0,058 | –0,009 | | 98,92 | 15,35 |
| | 9 | 0,8 | 0,018 | –0,027 | | 30,70 | 46,05 |
| | 10 | 1 | – | –0,0625 | | – | 106,60 |
| 3 | 10 | 0 | – | –0,0625 | $44,37 \cdot 6,2^2 = 1705,58$ | – | 106,60 |
| | 11 | 0,2 | 0,018 | –0,025 | | 30,70 | 42,64 |
| | 12 | 0,4 | 0,058 | –0,006 | | 98,92 | 10,23 |
| | max | 0,5 | 0,0625 | – | | 106,60 | – |
| | 13 | 0,6 | 0,058 | –0,006 | | 98,92 | 10,23 |
| | 14 | 0,8 | 0,018 | –0,025 | | 30,70 | 42,64 |
| | 15 | 1 | – | –0,0625 | | – | 106,60 |

4.3 Расчет сопротивления нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки

В зависимости от направления действия изгибающего момента сжатая зона второстепенной балки таврового сечения расположена в верхней или нижней части сечения (рисунок 4.4).



а – в пролете; б – на опоре

Рисунок 4.4 – Расчетные нормальные сечения второстепенной балки

При подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение $\xi = 0,25$. Согласно [8] 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.

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, т. к. ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена вследствие местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба.

Значение b_{eff} (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов (рисунок 4.5) [1, п. 5.3.2].

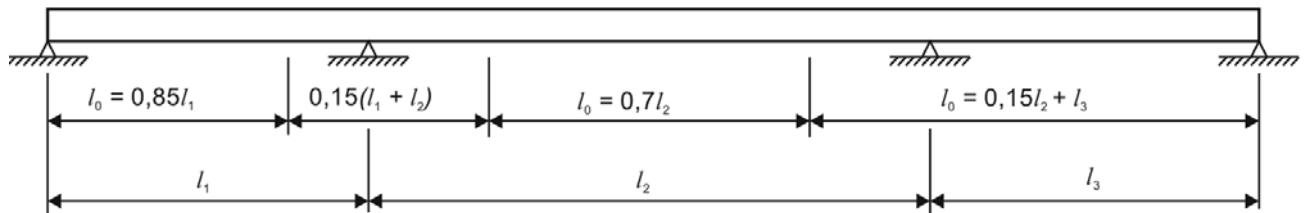


Рисунок 4.5 – Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки [1, рисунок 5.2]

Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых балок определяется из уравнения (условные обозначения приняты согласно рисункам 4.5 и 4.6):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_{eff} \leq b. \quad (4.6)$$

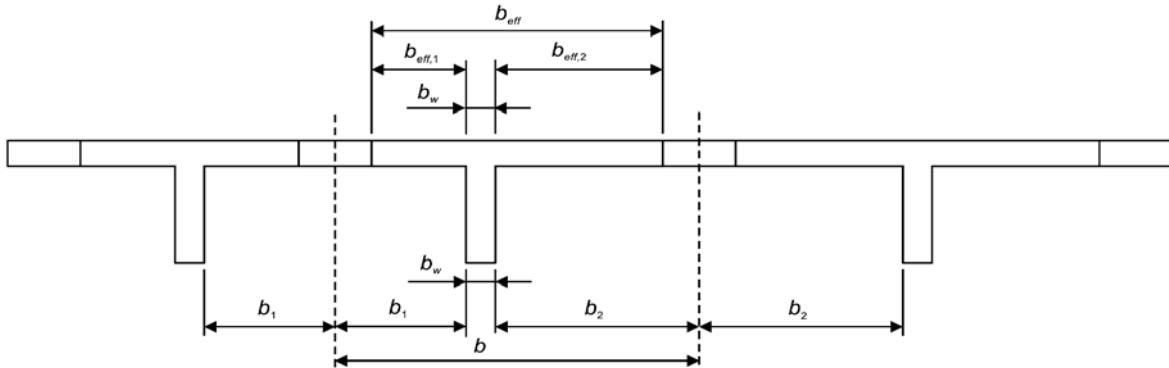


Рисунок 4.6 – Параметры эффективной ширины полки [1, рисунок 5.3]

Эффективная ширина свесов полки в каждую сторону

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \min\{0,2l_0; b_i\}, \quad (4.7)$$

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

В качестве рабочей арматуры монолитных железобетонных конструкций следует применять арматуру преимущественно класса S500 с минимальным диаметром стержней 12 мм ($\varnothing \geq 12$ мм).

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие f_{cd} [1, п. 8.1.3]. Высота условной сжатой зоны сечения ξ не должна превышать граничное значение ξ_{lim} [1, п. 8.1.3.5]:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}}. \quad (4.8)$$

Так как поперечное сечение второстепенной балки является тавровым, при расчете на пролетные моменты полка тавра находится в сжатой зоне и участвует в работе, при расчете на опорные (отрицательные) моменты – в растянутой зоне и в работе на прочность не участвует (см. рисунок 4.3).

Пример 2 – Определение площади сечения продольной арматуры второстепенной балки.

Предполагаемый диаметр рабочей арматуры 20 мм, тогда $c_{min,b} = 20$ мм; $c_{min,dur} = 20$ мм [1, п. 6.3.4], тогда $c_{nom} = 20 + 10 = 30$ мм. Согласно ранее выполненному расчету $f_{cd} = 13,33$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа.

В качестве расчетного принимается изгибающий момент на первой промежуточной опоре $M_{Ed,max} = 126,92$ кН·м.

Назначаем ширину ребра второстепенной балки $b_w = 200$ мм. Принимаем $\xi_{opt} = 0,25$, тогда относительный момент сжатой зоны сечения составит

$$\alpha_m = \xi_{opt} \cdot (1 - 0,5\xi_{opt}) = 0,25 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,25) = 0,219.$$

Рабочая высота сечения балки

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed,\max}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 0,219}} = 397 \text{ мм.}$$

Тогда полная высота балки

$$h_{sb} = d + c_{nom} + \emptyset/2 = 397 + 30 + 20/2 = 437 \text{ мм.}$$

Принимаем $h_{sb} = 450$ мм (округляем до 50 мм при $h < 600$ мм).
Получаем размеры сечения балки: $b_{sb} \times h_{sb} = 200 \times 450$ мм.

$$b_{sb}/h_{sb} = 200/450 = 0,44 < 0,5 - \text{условие выполняется.}$$

Уточняем значение полезной высоты второстепенной балки в пролете:

$$d^{np} = h_{sb} - c_{nom} - \emptyset/2 = 450 - 30 - 20/2 = 410 \text{ мм.}$$

Значение полезной высоты на опоре при расстоянии от верхней грани сечения до центра тяжести арматуры $c_1 = 50$ мм (назначается конструктивно не менее 50 мм для возможности размещения арматурных сеток в плите):

$$d^{on} = h_{sb} - c_1 = 450 - 50 = 400 \text{ мм.}$$

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 (см. рисунок 4.4)

$$l_0 = 0,85l_{eff,kp} = 0,85 \cdot 0,635 = 5,376 \text{ м.}$$

При равномерном расположении второстепенных балок

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

Эффективная ширина свесов полки

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2b_{1,2} + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 5,376 = \\ = 0,728 \text{ м} < \min\{0,2l_0 = 0,2 \cdot 5,376 = 1,075 \text{ м}; b_1 = b_2 = 0,5b = 0,95 \text{ м}\} = 0,95 \text{ м,}$$

следовательно, принимаем $b_{eff,1,2} = 0,728$ м.

Тогда эффективная ширина полки плиты

$$b_{eff}^{kp} = 2b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,728 + 0,2 = 1,656 \text{ м} < b = 2,1 - 2 \cdot (0,2/2) = 1,9 \text{ м.}$$

Аналогично производим расчет для средних пролетов (второго и третьего).

Получаем $b_{eff}^{cp} = 1,448$.

Границные значения относительной высоты ξ_{lim} и относительного момента сжатой зоны $\alpha_{m,lim}$:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{1,75}{2,175+1,75} = 0,446;$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot (1 - 0,5\xi_{lim}) = 0,446 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,446) = 0,347.$$

Сначала необходимо определить, где в сечении проходит нейтральная ось (граница сжатой зоны): в пределах высоты полки или в ребре. Для этого определим момент $M_{Rd,f}$, воспринимаемый покой (из условия, что вся полка сжата)

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h'_{f'} \cdot (d - h'_{f'}/2) = 13,33 \cdot 1656 \cdot 80 \cdot (410 - 80/2) = 653,4 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}.$$

Так как $M_{Rd,f} = 653,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 161,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то нейтральная ось проходит в пределах полки. В этом случае сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной b_{eff} .

Выполним подбор площади сечения продольной арматуры в *первом пролете* по положительному моменту $M_{Ed} = 161,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$. В пролетах при положительном моменте расчетное сечение принимаем в виде тавра с шириной полки $b'_{f'} = b_{eff}$ (растянутая рабочая арматура расположена в нижней части сечения, см. рисунок 4.4, *a*), рабочей высотой сечения $d = 410 \text{ мм}$.

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1656 \cdot 410^2} = 0,044 < \alpha_{m,lim} = 0,347.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044} = 0,046.$$

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,978.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,978} = 926,1 \text{ мм}^2.$$

Минимальный процент армирования продольной арматурой

$$\rho_{\min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 100 \% = 0,114 \% ; 0,13 \% \right\} = 0,13 \%.$$

Минимальная площадь сечения продольной рабочей арматуры в пролете

$$A_{s1,\min}^{np} = b'_f \cdot d \cdot (\rho_{\min}/100 \%) = 1656 \cdot 410 \cdot (0,13/100) = 882,65 \text{ мм}^2.$$

Минимальная площадь сечения продольной рабочей арматуры на опоре

$$A_{st,\min}^{on} = b_w \cdot d \cdot (\rho_{\min}/100 \%) = 200 \cdot 400 \cdot (0,13/100) = 104 \text{ мм}^2.$$

Выполним подбор площади сечения продольной арматуры на *первой промежуточной опоре* по отрицательному моменту $M_{Ed} = -126,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (опора В). На опорах при отрицательном моменте расчетное сечение принимаем в виде прямоугольника шириной $b = b_w$ (растянутая рабочая арматура расположена в верхней части сечения, см. рисунок 4.4, б), рабочей высотой сечения (арматура может быть установлена в два ряда)

$$d = h - c_1 = 450 - 50 = 400 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,298 < \alpha_{m,lim} = 0,347;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,298} = 0,364;$$

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,364 = 0,818;$$

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 200 \cdot 0,854} = 717,4 \text{ мм}^2.$$

Аналогично производим расчет для остальных пролетов и опор. Результаты расчета и принятое армирование балки сведем в таблицу 4.3.

В курсовом проекте допускается принимать в пролете балки армирование из стержней с разницей диаметров 5 мм. Диаметр стержней принимаем согласно сортаменту (таблицы Б.1 и Б.2).

Таблица 4.3 – Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

| Положение сечения | Расположение рабочей арматуры | Расчетный момент M_{Ed} , кН·м | a_m | η | Площадь арматуры | | Принятое армирование |
|-------------------|-------------------------------|----------------------------------|-------|-------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| | | | | | требуемая | принятая | |
| | | | | | $A_{s1,req}$, мм^2 | $A_{s1,prov}$, мм^2 | |
| Первый пролет | Нижняя | 161,53 | 0,044 | 0,978 | 926 | 1030 | 2 Ø20 2 Ø16 |
| Первый пролет | Верхняя | – | – | Конструктивная арматура | 118 | 226 | 2 Ø12 |
| Опора В | Верхняя | 126,92 | 0,298 | 0,818 | 892 | 936 | 2 Ø16 2 Ø14 2 Ø12 |
| Второй пролет | Нижняя | 106,60 | 0,033 | 0,983 | 608 | 616 | 4 Ø14 |
| Второй пролет | Верхняя | 20,47 | 0,046 | 0,977 | 118 | 226 | 2 Ø12 |
| Опора С | Верхняя | 106,60 | 0,250 | 0,854 | 718 | 842 | 4 Ø14 2 Ø12 |

4.4 Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Согласно [1] при подборе рабочей арматуры в балках руководствуются следующими положениями.

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

2 Всю отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней. Угол наклона отгибов к оси балки при $h \leq 800$ мм принимается равным 45° , а при $h > 800$ мм – 60° .

3 Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры. Разница в диаметрах рабочей арматуры должна быть не более 5 мм.

4 Из продольных стержней балки не менее чем два стержня ($\geq 0,5A_s$) должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм).

5 Разность расчетной площади сечения арматуры и суммарной площади уложенных в пролетах стержней была минимальной (не более $\pm 5\%$).

6 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 20 мм [1, п. 8.2]. Расстояние между осями стержней по вертикали 50 мм (рисунок 4.7).

7 Из продольных стержней балки не менее чем два стержня (не менее $0,5A_{s1}$) должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм) [4, п. 11.4.4.4], поэтому в пролете два крайних стержня доводят до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах обрыв или отгиб стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону на опоре.

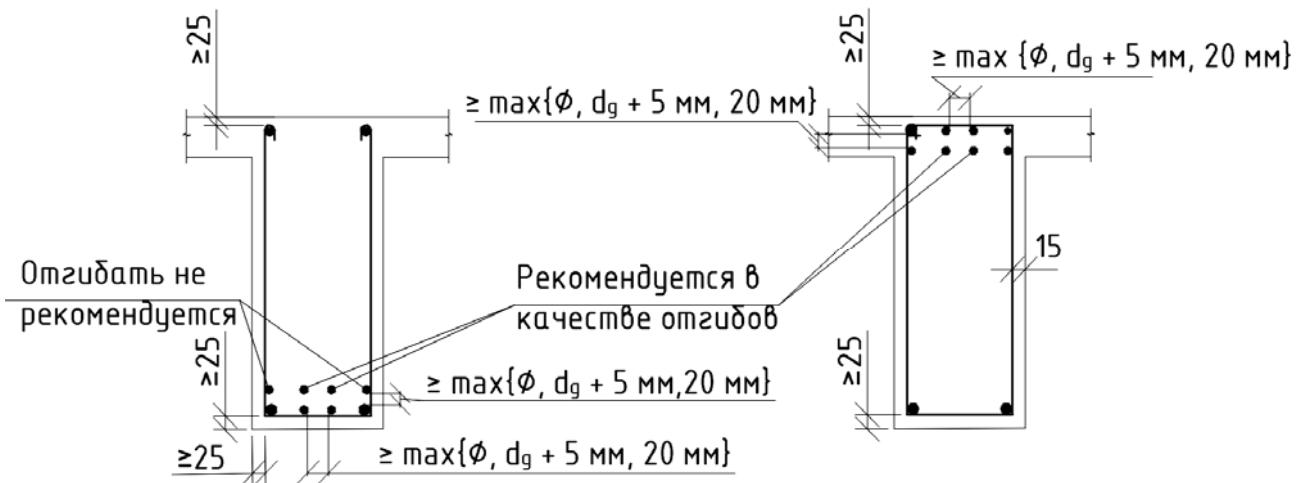


Рисунок 4.7 – Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

8 Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее 2ϕ от боковых граней элемента, где ϕ – диаметр отгибаляемого стержня.

9 Соединение монтажных стержней выполняется внахлестку. Расчетная длина нахлеста определяется согласно [1, п. 11.2.9] и должна быть не менее 15ϕ или 200 мм.

10 Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм.

4.5 Расчет сопротивления наклонных сечений по поперечной силе

Сначала производится проверка наклонного сечения без поперечного армирования, чтобы определить необходимость установки поперечной арматуры по расчету либо конструктивно.

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

В соответствии с требованиями [1, п. 8.2], 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 [1, п. 8.2.1]:

$$V_{Rd,ct} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (4.9)$$

где f_{ck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут, МПа;

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

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \quad (4.10)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad (4.11)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02; \quad (4.12)$$

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

$$k_1 = 0,15;$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}. \quad (4.13)$$

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

Если $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, 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.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений $V_{Rd,s}$ и $V_{Rd,max}$ [1, п. 8.2.2].

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta, \quad (4.14)$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами;

f_{ywd} – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижают по сравнению с f_{yd} путем умножения на коэффициент $\gamma_{sw} = 0,8$ для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения, т. е. $f_{ywd} = 0,8 f_{yd}$ [1, п. 8.2.2.2].

Расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}, \quad (4.15)$$

где α_{cw} – коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе, $\alpha_{cw} = 1,0$ – для конструкций без предварительного напряжения;

v_1 – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин,

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right). \quad (4.16)$$

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле [1, п. 9.2.2]

$$s_{l,\max} = 0,75d \cdot (1 - \cot\alpha). \quad (4.17)$$

Принятое количество поперечной арматуры A_{sw} должно быть оптимальным для рассматриваемого сечения, т. е. [1, п. 6.2.3]

$$\frac{A_{sw}f_{ywd}}{b_w s} \leq 0,5\alpha_{cw}v_1f_{cd}. \quad (4.18)$$

Пример 3 – Определить методом ферменной аналогии площадь и шаг поперечной арматуры монолитной второстепенной балки при следующих данных: класс бетона – С 20/25, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – 2Ø20 класса S500, ширина ребра сечения балки $b_w = 200$ мм, полезная высота сечения $d = 410$ мм, максимальная поперечная сила $V_{Ed,\max} = 168,38$ кН.

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{628}{200 \cdot 410} = 0,0077 < 0,02;$$

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{410}} = 1,698 < 2,$$

принимаем $k = 1,698$;

$$v_{\min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 1,698^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,346.$$

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

$$= 0,12 \cdot 1,698 \cdot (100 \cdot 0,0077 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \cdot 200 \cdot 410 \cdot 10^{-3} =$$

$$= 41,57 \text{ кН} > V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,346 \cdot 200 \cdot 410 \cdot 10^{-3} = 28,4 \text{ кН}.$$

Так как $V_{Rd,c} = 41,569$ кН < $V_{Ed} = 168,38$ кН, необходим расчет поперечной арматуры.

Длина участка a_w , на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рисунок 4.8).

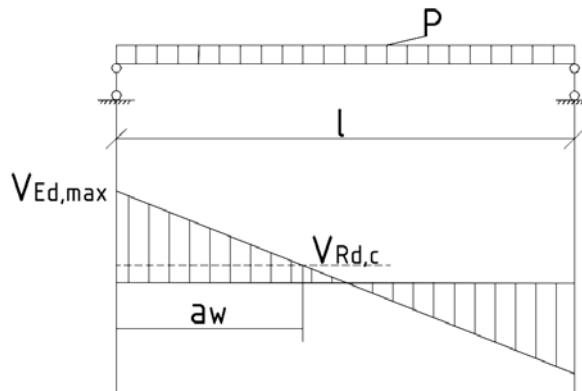


Рисунок 4.8 – К расчету наклонных сечений

Расчетным является участок

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{168,38 - 41,569}{44,37} = 2,858 \text{ м.}$$

Согласно [1, п. 6.2.3(5)] 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 $z_1 = d = 410$ мм. Принимаем $V_{Rd} = V_{Rd,s}$.

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 0,41 = 150,19 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$ [1].

Задавшись шагом 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.

$$f_{ywd} = 0,8f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 410 = 369 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры [1, п. 9.2.1.5(6)]

$$s_{l,max} = 0,75d \cdot (1 - \cot\alpha) = 0,75 \cdot 410 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 307,5 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.
Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} = \frac{150,19 \cdot 100}{369 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем два стержня диаметром 8 мм (2 Ø8) с $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$.
Находим коэффициент v_1 :

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552.$$

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} = \frac{101 \cdot 348}{200 \cdot 100} = 1,757 \text{ МПа} < 0,5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,679 \text{ МПа}.$$

Коэффициент поперечного армирования [1, п. 9.2.2(5)]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} = \frac{101}{100 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0051 > \rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,0007.$$

Окончательно принимаем поперечное армирование второстепенной балки в виде двух стержней диаметром 8 мм (2 Ø8) с $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$.

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка a_w . Результаты расчета сведем в таблицу 4.4.

Таблица 4.4 – Результаты расчета поперечной арматуры

| Расстояние от опоры до расчетного сечения | | Наименьшее значение поперечной силы в сечении V_{Ed} , кН | Шаг поперечных стержней по расчету, мм | Допустимый шаг, мм |
|---|------|---|--|--------------------|
| z_i | мм | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| d | 410 | 150,188 | 100 | 100 |
| $d + z \cdot \cot\theta$ | 850 | 130,670 | 118,3 | 100 |
| $d + 2z \cdot \cot\theta$ | 1290 | 111,143 | 139,1 | 100 |

Окончание таблицы 4.4

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---------------------------|------|--------|-------|-----|
| $d + 3z \cdot \cot\theta$ | 1729 | 91,660 | 168,6 | 150 |
| $d + 4z \cdot \cot\theta$ | 2159 | 72,141 | 214,3 | 200 |
| $d + 5z \cdot \cot\theta$ | 2609 | 52,619 | 293,7 | 250 |
| $d + 6z \cdot \cot\theta$ | 3049 | 33,096 | 467 | 300 |

4.6 Построение эпюры материалов

Площади сечения арматуры найдены по усилиям в наиболее загруженных сечениях балки, но по мере уменьшения изгибающих моментов по длине балки часть стержней обрываются. Путем 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 эпюры моментов, можно проверить сопротивление сечения балки в любой точки по ее длине.

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

К началу построения эпюры материалов балка должна быть заармирована.

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_{s1} в середине пролета и на опоре определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_{st} :

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot d \cdot \eta, \quad (4.19)$$

В масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов, 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 изгибающих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры A_s или об ошибке в вычислениях.

Затем подсчитывают момент M_{Ra} 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 (т. т. о.).

Из 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.

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 т. т. о. определяются аналитически из подобия треугольников, образованных ординатами огибающей эпюры моментов и эпюры материалов. При построении эпюры материалов на чертеже в достаточно крупном масштабе допускается определение 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 т. т. о. на длину анкеровки l_{bd} , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

Пример 4 – По результатам расчета балки построить эпюру материалов.

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры. В первом пролете вычисляется величина $M_{Rd,20}$ – момент, который может воспринять сечение балки, армированное двумя стержнями диаметром 20 мм (2Ø20) класса S500, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов.

Затем вычисляется $M_{Rd,20+16}$ – момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя стержнями диаметром 20 мм и двумя стержнями диаметром 16 мм (2Ø20 + 2Ø16) класса S500, и также откладывается на огибающей эпюре моментов (таблица 4.5).

Вычисляется отрицательный изгибающий момент $M_{Rd,12}$, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями диаметром 12 мм (2Ø12) 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 диаметром 14 мм, отогнутых во втором пролете и заведенных в крайний пролет.

Во втором пролете точка пересечения прямой $M_{Rd,16}$ с наклонной линией эпюры моментов второго пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней диаметром 16 мм, отогнутых в крайнем пролете и заведенных во второй пролет.

Для первого пролета вычисляется ордината эпюры M_{Rd} для (2Ø12 + 2Ø14), для второго пролета – M_{Rd} для (2Ø12 + 2Ø16) и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые.

На расстоянии, большем чем $0,5d$ от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней 2Ø16 для крайнего пролета и 2Ø14 для второго пролета.

Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (рисунок 4.9).

Таблица 4.5 – Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

| Количество и диаметр стержней | A_{s1} , мм^2 | c , мм | d , мм ($d = h - c$) | $\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$ | $\eta = 1 - 0,5\xi$ | M_{Rd} , $\text{kH}\cdot\text{м}$ ($M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot d \cdot \eta$) |
|---|--------------------------|-------------------|--------------------------------------|--|---------------------|--|
| Первый пролет | | | | | | |
| $b = 1696 \text{ мм}; c_{20} = 25 + 10 = 35 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø20 | 628 | 35 | 415 | 0,029 | 0,985 | 111,72 |
| 2Ø20 + 2Ø16 | 1030 | 35 | 416 | 0,048 | 0,976 | 181,95 |
| Второй пролет | | | | | | |
| $b = 1488 \text{ мм}; c_{14} = 25 + 7 = 32 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø14 | 308 | 32 | 418 | 0,016 | 0,992 | 55,56 |
| 4Ø14 | 616 | 32 | 418 | 0,032 | 0,984 | 110,22 |
| Первая промежуточная опора (опора В) слева | | | | | | |
| $b = 200 \text{ мм}; c_{12} = 25 + 6 = 31 \text{ мм}; c_{12+14}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 308} = 60,4 \text{ мм};$ | | | | | | |
| $c_{12+14+16}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 402 + 308} = 48,6 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø12 | 226 | 31 | 419 | 0,088 | 0,956 | 39,38 |
| 2Ø12 + 2Ø14 | 534 | 60,4 | 389,6 | 0,224 | 0,888 | 80,38 |
| 2Ø12 + 2Ø14 + 2Ø16 | 936 | 48,6 | 401,4 | 0,038 | 0,810 | 132,38 |
| Первая промежуточная опора (опора В) справа | | | | | | |
| $b = 200 \text{ мм}; c_{12} = 31 \text{ мм}; c_{12+16}^1 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8)}{226 + 402} = 32,3 \text{ мм}; c_{12+14+16}^2 = 48,6 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø12 | 226 | 31 | 419 | 0,088 | 0,956 | 39,38 |
| 2Ø12 + 2Ø16 | 628 | 32,3 | 417,7 | 0,245 | 0,877 | 100,07 |
| 2Ø12 + 2Ø14 + 2Ø16 | 936 | 48,6 | 401,4 | 0,38 | 0,810 | 132,38 |
| Промежуточная опора (опора С) слева | | | | | | |
| $b = 200 \text{ мм}; c_{12} = 31 \text{ мм}; c_{12+14}^1 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7)}{226 + 308} = 31,6 \text{ мм};$ | | | | | | |
| $c_{12+14}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 308 \cdot 2} = 39,4 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø12 | 226 | 31 | 419 | 0,088 | 0,956 | 39,38 |
| 2Ø12 + 2Ø14 | 534 | 31,6 | 418,4 | 0,208 | 0,896 | 87,08 |
| 2Ø12 + 4Ø14 | 842 | 39,4 | 410,6 | 0,335 | 0,833 | 125,23 |
| Промежуточная опора (опора С) справа | | | | | | |
| $b = 200 \text{ мм}; c_{12} = 31 \text{ мм}; c_{12+14}^2 = 60,4 \text{ мм}; c_{12+14}^2 = 39,4 \text{ мм}$ | | | | | | |
| 2Ø12 | 226 | 31 | 419 | 0,088 | 0,956 | 39,38 |
| 2Ø12 + 2Ø14 | 534 | 60,4 | 389,6 | 0,224 | 0,888 | 80,38 |
| 2Ø12 + 4Ø14 | 842 | 39,4 | 410,6 | 0,335 | 0,833 | 125,23 |

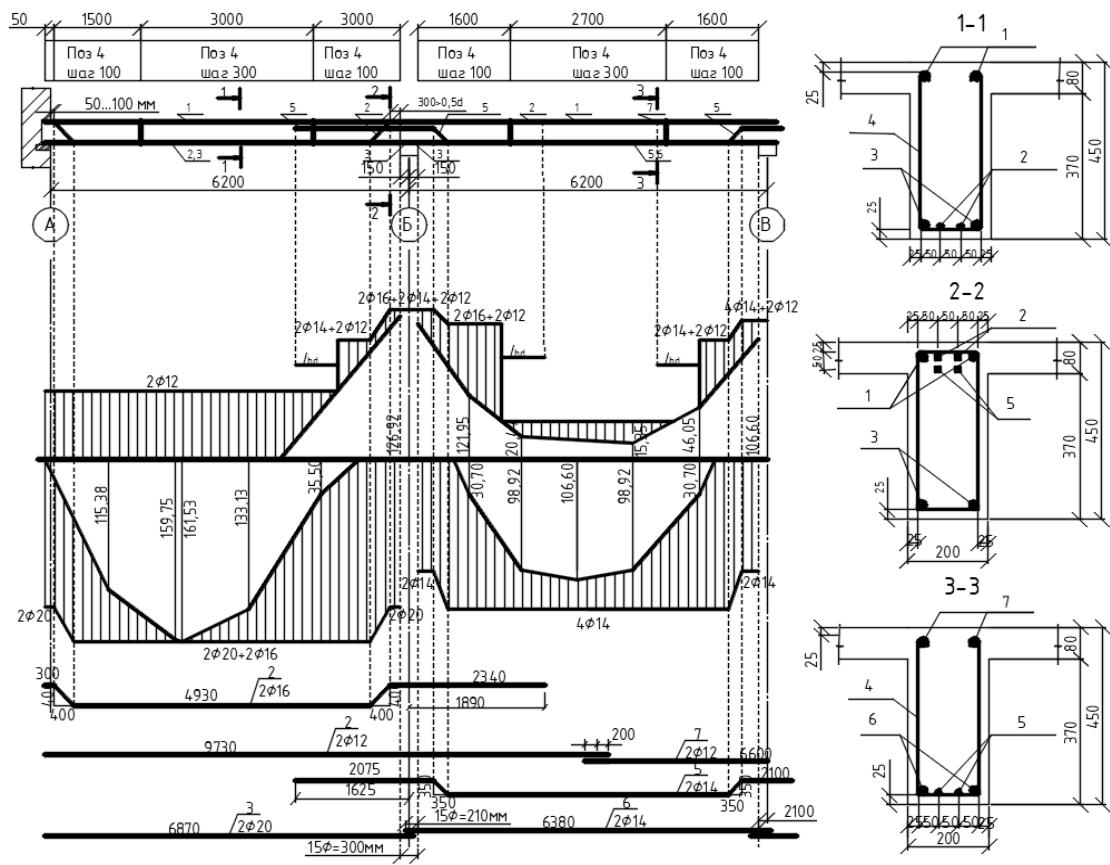


Рисунок 4.9 – Эпюра материалов второстепенной балки

4.7 Определение длины анкеровки обрываляемых 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 (см. рисунок 4.9). Расчет требуемой длины анкеровки должен учитывать вид арматурной стали и свойства сцепления для стержней.

Требуемая базовая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} , определяется по формуле [1, п. 11.2.7]

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (4.20)$$

где σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка; допускается принимать $\sigma_{sd} = f_{yd}$;

f_{bd} – расчетное значение предельного напряжения сцепления; для стержней периодического профиля

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}, \quad (4.21)$$

где f_{ctd} – расчетная прочность бетона на растяжение [1, п. 6.1.2.12];

η_1 – коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования; $\eta_1 = 1,0$ – если достигаются хорошие условия сцепления, $\eta_1 = 0,7$ – для всех других случаев;

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня; $\eta_2 = 1,0$ – для $\emptyset \leq 32$ мм; $\eta_2 = (132 - \emptyset)/100$ – для $\emptyset > 32$ мм.

Обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва на расстояние не менее минимальной длины анкеровки $l_{b,min}$:

– для анкеровки при растяжении

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ мм}\}; \quad (4.22)$$

– для анкеровки при сжатии

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \{0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100 \text{ мм}\}. \quad (4.23)$$

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (4.24)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коэффициенты, принимаемые согласно [1, таблица 11.2]; причем

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7. \quad (4.25)$$

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 $10\emptyset$ [1, п. 11.2.7]. На крайнюю опору заводится не менее 25 % площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [1, п. 11.4.4.4].

Пример 5 – По результатам расчета второстепенной балки рассчитать длину анкеровки двух стержней диаметром 14 мм из арматуры класса S500.

Характеристическое значение прочности бетона на растяжение для бетона класса С 20/25 $f_{ctk,0,05} = 1,5$ МПа [1, таблица 6.1].

Расчетное значение предела прочности бетона при растяжении

$$f_{ctd} = f_{ctd,0,05}/\gamma_c = 1,5/1,5 = 1,0 \text{ МПа.}$$

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

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

Базовая длина анкеровки для стержней диаметром 14 мм

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 966,7 \text{ мм} \approx 967 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки для стержней диаметром 14 мм:

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

Принимаем минимальную длину анкеровки $l_{b,\min} = 290$ мм.

Коэффициенты α_i согласно [1, таблица 11.2]: $\alpha_1 = 1$; $\alpha_4 = 0,7$; $\alpha_5 = 1$;

$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - \varnothing)/\varnothing = 1 - 0,15 \cdot (25 - 14)/14 = 0,88$; т. к. $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1$, принимаем $\alpha_2 = 0,88$;

$\alpha_3 = 1 - k \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot (A_{s1} - A_{s1,\min})/A_s = 1 - 0,05 \cdot (534 - 104)/760 = 0,97$; т. к. $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1$, принимаем $\alpha_3 = 0,97$.

Расчетная длина анкеровки

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 0,88 \cdot 0,97 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 967 = \\ &= 578 \text{ мм} > l_{b,\min} = 290 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Принимаем для стержней диаметром 14 мм расчетную длину анкеровки $l_{bd} = 580$ мм.

Список литературы

1 Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01–2020. – Переиздание (март 2022 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 20.05.2022 постановлением Минстройархитектуры от 15.03.2022 № 33). – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.

2 Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01–2022. – Введ. 23.11.2022 (взамен СН 2.01.01–2019). – Мн. : Минстройархитектуры, 2022. – 65 с.

3 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02–2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП ЕН 1991-1-1–2016 (33020)). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 39 с.

4 Воздействия на конструкции. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04–2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП ЕН 1991-1-3–2009 (02250)). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 42 с.

5 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий: ГОСТ 23279–2012. – М. : Госстандарт, 2015. – 7 с.

6 Проектирование монолитных железобетонных конструкций многоэтажного здания: учеб.-метод. 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 [и др.]. – Мн. : БНТУ, 2023. – 152 с.

7 Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К. : Будивельник, 1990. – 544 с.

8 Руководство по расчету статически неопределеных железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1975. – 193 с.

9 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84*). – М. : Госстрой СССР, 1989. – 192 с.

10 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704–2012. – Переизд. (август 2021 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 01.08.2019 постановлением Госстандарта Республики Беларусь от 08.04.2019 № 24), Поправками (ИУ ТНПА № 3-2013, ИУ ТНПА № 2-2020) – Введ. 01.01.2013 (взамен СТБ 1704–2006). – Мн. : Минстройархитектуры, 2010. – 23 с.

11 Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1706–2006*. – Переизд. с Изменением № 1 (введено в действие с 01.01.2008 постановлением Госстандарта РБ № 61 от 29.11.2007), Изменением № 2 (введено в действие с 01.12.2008 постановлением Госстандарта РБ № 43 от 29.08.2008), Изменением № 3 (введено в действие с 01.04.2012 постановлением Госстандарта РБ № 94 от 22.12.2011). – Введ. 01.04.2007; в части 5.5, 5.6, 6.2, 7.12 – 01.01.2010 (с отменой ГОСТ 10884–94 в части арматуры классов Ат800 и Ат1200). – Мн. : Минстройархитектуры, 2007. – 13 с.

Приложение А (справочное)

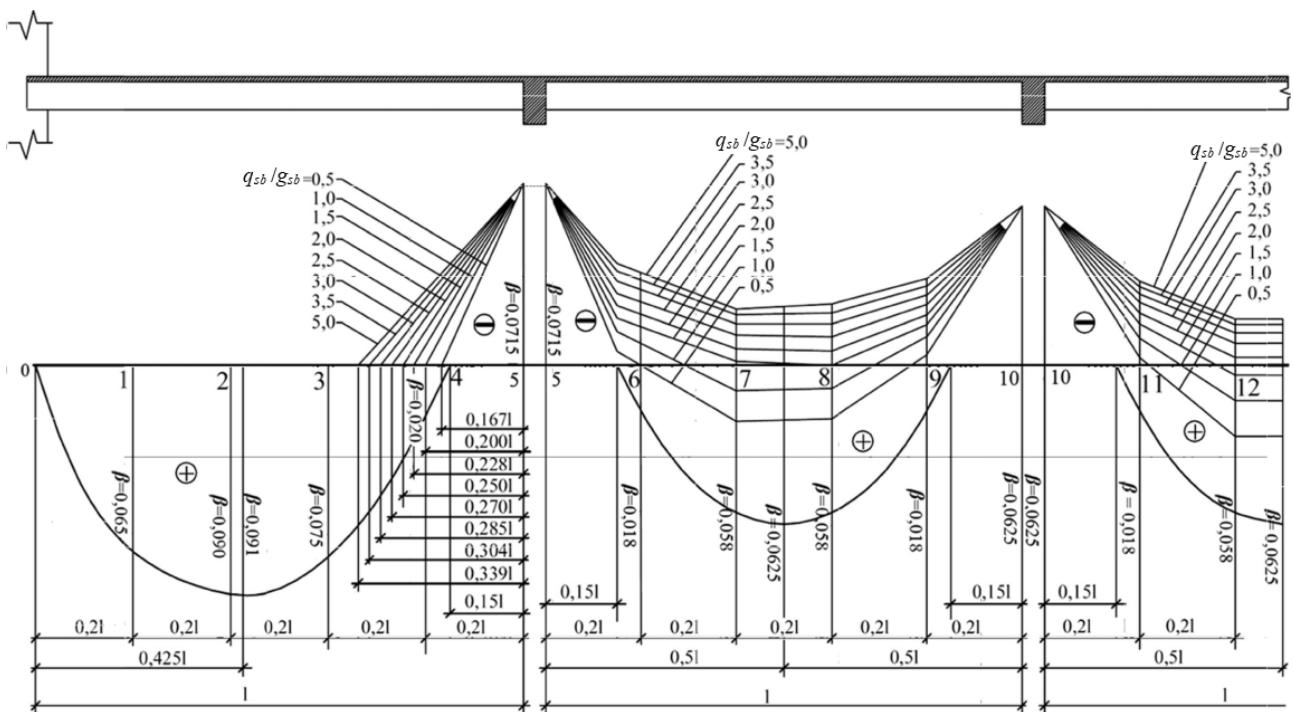


Рисунок А.1 – Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Таблица А.1 – Значения коэффициентов β для определения ординат изгибающих моментов в средних пролетах балок в зависимости от соотношения нагрузок q_{sb}/g_{sb}

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

Приложение Б (справочное)

Таблица Б.1 – Сортамент арматурных стержней согласно СТБ 1704 [10], СТБ 1706 [11]

| Номинальный диаметр, мм | Площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней | | | | | | | | | Масса 1 п. м, кг | Выпускаемый диаметр для сталей классов | | |
|---|---|------|------|------|------|------|------|-------|-------|------------------|--|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | | S240 | S500 | S800 |
| 4 | 12,6 | 25 | 38 | 50 | 63 | 76 | 88 | 101 | 113 | 0,090 | – | + | – |
| 5 | 19,6 | 39 | 59 | 79 | 98 | 118 | 137 | 157 | 177 | 0,139 | – | + | – |
| 6 | 28,3 | 57 | 85 | 113 | 142 | 170 | 198 | 226 | 255 | 0,222 | + | + | – |
| 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 | 153,9 | 308 | 462 | 616 | 769 | 923 | 1077 | 1231 | 1385 | 1,208 | + | + | + |
| 16 | 201,1 | 402 | 603 | 804 | 1005 | 1206 | 1407 | 108 | 1810 | 1,578 | + | + | + |
| 20 | 314,2 | 628 | 941 | 1256 | 1571 | 1885 | 2199 | 2514 | 2828 | 2,466 | + | + | + |
| 25 | 490,9 | 982 | 1473 | 1963 | 2454 | 2945 | 3436 | 3927 | 4418 | 3,853 | + | + | – |
| 28 | 615,8 | 1232 | 1847 | 2463 | 3079 | 3695 | 4310 | 4926 | 5542 | 4,834 | + | + | – |
| 32 | 804,2 | 1608 | 2413 | 3217 | 4021 | 4825 | 5630 | 6434 | 7238 | 6,313 | + | + | – |
| 40 | 1256 | 2513 | 3770 | 5026 | 6283 | 7540 | 8796 | 10053 | 11309 | 9,864 | + | + | – |
| <i>Примечание – «+» – номинальный диаметр присутствует в сортаменте</i> | | | | | | | | | | | | | |

Таблица Б.2 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовленных с помощью точечной сварки

| | | | | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| Диаметр стержня одного направления, мм | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 28 | 32 | 40 |
| Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм | 4 | 4 | 4 | 4 | 5 | 8 | 8 | 8 | 10 |