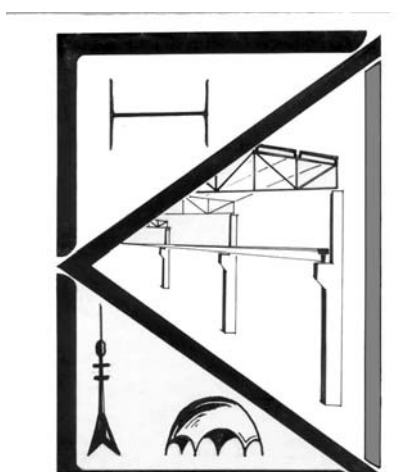


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
очной и дневной форм обучения*



Могилев 2020

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж 51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
« 09 » сентября 2020 г., протокол № 2.

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

Рецензент канд. техн. наук, доц. В. В. Кутузов

Методические рекомендации к курсовому проектированию для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» очной и дневной форм обучения.

Учебно-методическое издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Ответственный за выпуск	С. Д. Макаревич
Корректор	А. А. Подошевка
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 115 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, Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2020

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	5
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 усилий в плите	13
3.4 Расчет сопротивления нормальных и наклонных сечений	17
3.5 Конструирование плиты	21
4 Расчет второстепенной балки	24
4.1 Определение нагрузок на второстепенную балку	24
4.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил ..	26
4.3 Расчет сопротивления нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки	28
4.4 Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры	34
4.5 Расчет сопротивления наклонных сечений по поперечной силе	35
4.6 Построение эпюры материалов	39
4.7 Определение длины анкеровки обрываемых стержней	43
Список литературы	46
Приложение А	47
Приложение Б	48

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию железобетонных конструкций ТКП EN 1992-1-1–2009* (02250) *Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий* (с учетом изменений № 1 от 01.03.2015 г. и № 2 от 01.09.2019 г.). В приложениях к рекомендациям приводятся ссылочные материалы и нужные сведения для выполнения курсового проекта.

Целью первого курсового проекта является развитие у студентов знаний и навыков по компоновке монолитного ребристого перекрытия с балочной плитой, выбору экономически выгодного варианта, расчету и конструированию элементов данного перекрытия (плиты и второстепенной балки), монолитной колонны первого этажа; по компоновке сборного ребристого перекрытия, расчету и конструированию сборной железобетонной многопустотной плиты перекрытия, сборного железобетонного ригеля, а также по конструированию узла сопряжения ригеля с колонной.

Настоящие рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения при выполнении первой части курсового проекта (расчет и конструирование монолитного железобетонного ребристого перекрытия), а также могут быть полезны при дипломном проектировании студентам строительного факультета.

Исходные данные для курсового проектирования принимаются студентами по заданию, выдаваемому преподавателем.

Проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части.

Расчетно-пояснительная записка включает: титульный лист, содержание (оглавление), введение, основную часть, список использованной литературы (допускается ссылаться только на действующие на момент выдачи задания ТНПА), приложения. Перечень действующих ТНПА доступен на <https://normy.by/fond.php> и <https://tnpa.by>.

Текст пояснительной записки приводится на стандартных страницах формата А4 (210 × 297 мм), рабочее поле которого ограничивается рамкой. Объем пояснительной записки – 50–60 листов. Оформление текстового материала должно соответствовать ГОСТ 2.105–95, ГОСТ 7.1–2003. Текст записки последовательно, в случае необходимости, делится на разделы, подразделы, пункты и подпункты. Разделы должны иметь порядковые номера, обозначенные арабскими цифрами в пределах всего документа; подразделы – в пределах разделов; пункты – в пределах подразделов; подпункты – в пределах пунктов.

В графической части на элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме 4-х листов формата А2 (594 × 420 мм).

1 Состав курсового проекта

1.1 Исходные данные для проекта

Исходные данные для проекта принимаются студентами по заданию, выдаваемому преподавателем.

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 и 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: маркировочная схема расположения элементов монолитного ребристого перекрытия, совмещенная со схемой раскладки арматурных сеток плиты; виды, разрезы, сечения и участки смежных конструкций; спецификация арматуры, ведомости расхода стали, ведомость деталей, ведомость потребности в материалах; монтажная схема (план) междуэтажного сборного перекрытия с указанием всех конструктивных элементов и их маркировкой; схема расположения элементов сборных конструкций (поперечный разрез); конструктивные узлы сопряжения ригеля с колонной, панелей с колонной и стыка колонн между собой; опалубочные и установочные чертежи ригеля и колонны, чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов, спецификация 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 опертые по контуру. К балочным относятся плиты, у которых отношение длинной стороны ячейки к короткой $l/l_2 \geq 3$, а к опертым по контуру – плиты с $l/l_2 < 3$. Как балочные допустимо рассчитывать плиты с $l/l_2 \geq 2$.

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 соответственно плиты второстепенных и главных балок; $H_{\text{пл}}$ – высота этажа; $n_{\text{пл}}$ – 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 , кН/м ²	Пролет плиты l_s , м							
	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
3,5						70–80		
4,0						80–90		
4,5						90–100		
5,0	70–80					100–120		
6,0						90–100		
7,0						80–90		
8,0						70–80		
9,0						60–70		
10,0						50–60		
11,0						40–50		
12,0						30–40		
13,0						20–30		

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	$l_s = 1,7 \dots 2,7$	$h_s = 60 \dots 100$ мм	$b_s = 1000$ мм (условно)
Второстепенная балка	$l_{sb} = 5 \dots 7$	$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20) \cdot l_{sb}$	$b_{sb} = (0,3 \dots 0,5) \cdot h_{sb}$
Главная балка	$l_{mb} = 6 \dots 9$	$h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) \cdot l_{mb}$	$b_{mb} = (0,3 \dots 0,5) \cdot h_{mb}$

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

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
<p><i>Примечание</i> – Расчет объема элементов: $V_s = h_s \cdot l_s \cdot b_s$ ($b_s = 1000$ мм); $V_{sb} = (h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot l_{sb} \cdot n_{sb}$; $V_{mb} = (h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot l_{mb} \cdot n_{mb}$</p>		

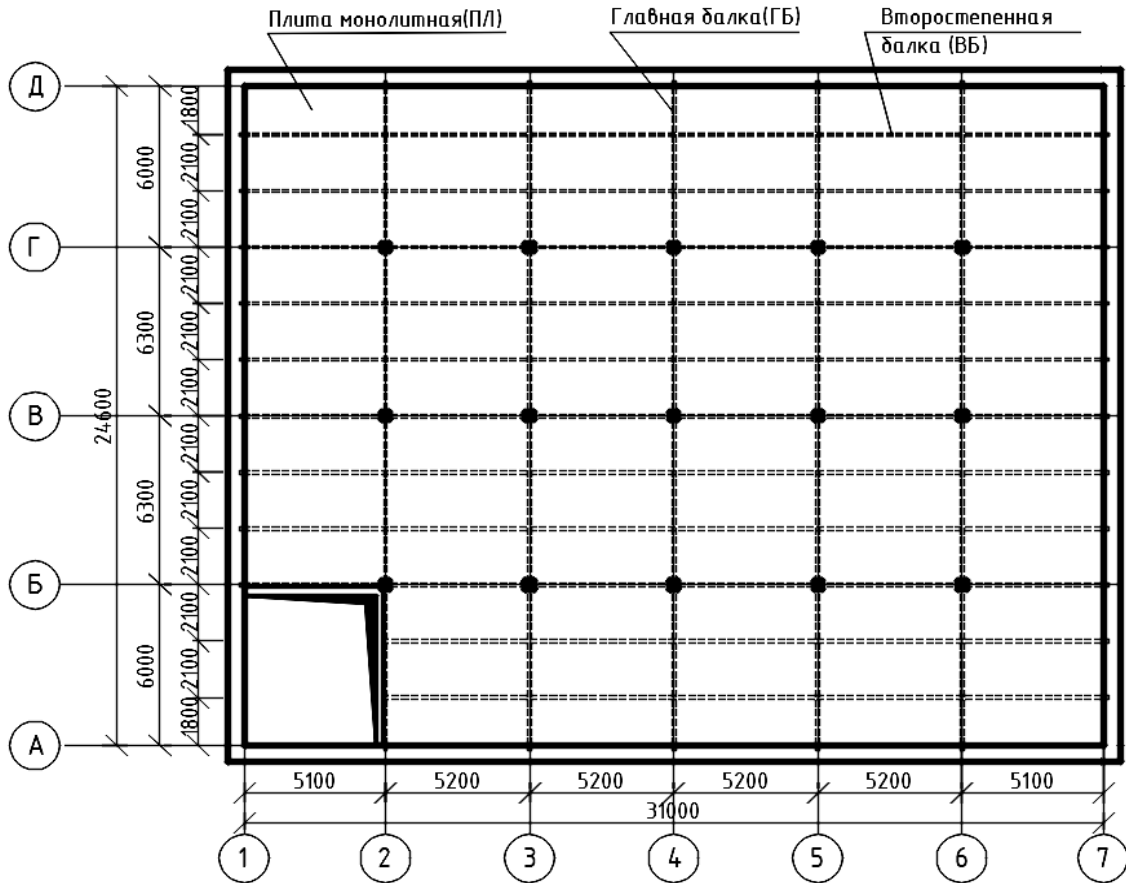


Рисунок 2.1 – Вариант 1 компоновки балочной клетки

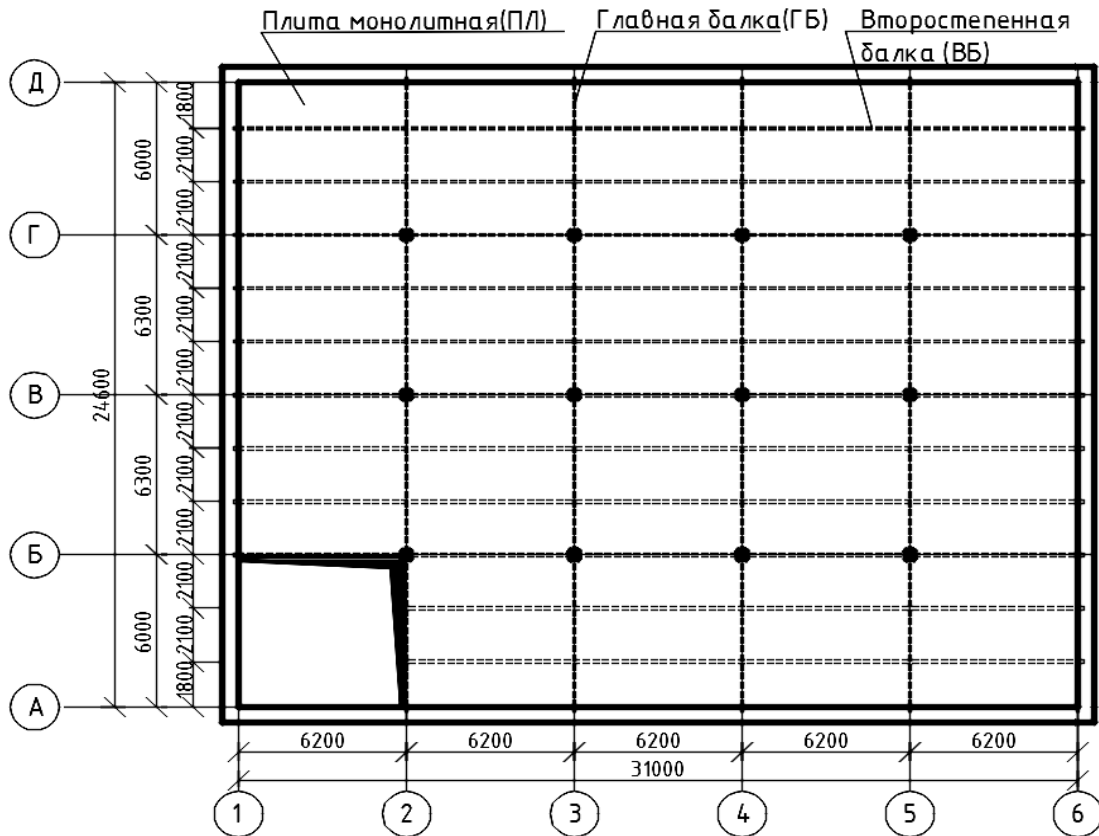


Рисунок 2.2 – Вариант 2 компоновки балочной клетки

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]:

– $\gamma_F = 1,35$ – от веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.);

– $\gamma_F = 1,5$ – для равномерно распределенных переменных (функциональных) нагрузок на перекрытия и лестницы и снеговой нагрузки.

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 А1]:

– 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), $\psi_{0,i} = 0,7$ [2];

$G_{k,j}$ – 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.

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.

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	1,35	0,324
Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³); $0,035 \cdot 21 \cdot 1$	0,74	1,35	0,999
Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³); $0,055 \cdot 12 \cdot 1$	0,66	1,35	0,891
Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²); $0,05 \cdot 1$	0,05	1,35	0,068
Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³); $0,08 \cdot 25 \cdot 1$	2,00	1,35	2,700
Итого постоянная нагрузка	$\sum_j (\gamma_{G,j} G_{k,j}) = g = 4,982$		
<i>Переменная нагрузка</i>			
Функциональная нагрузка	10,5	1,5	15,75
Итого переменная нагрузка	$\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) = q = 15,75$		

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.

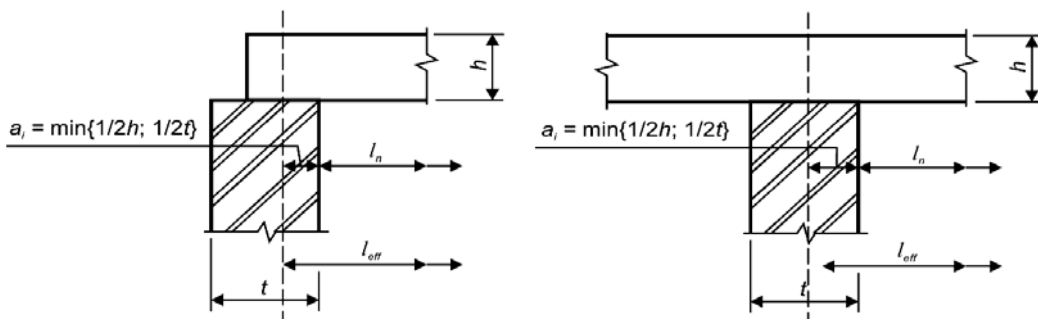
3.2 Определение расчетных пролетов

Эффективный расчетный пролет плиты l_{eff} [1, п. 5.3.2.2]:

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

где l_n – расстояние в свету между краями опор;

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



t – ширина опоры; h – толщина плиты

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

Расчетные пролеты для принятой компоновки перекрытия определяются согласно рисунку 3.2.

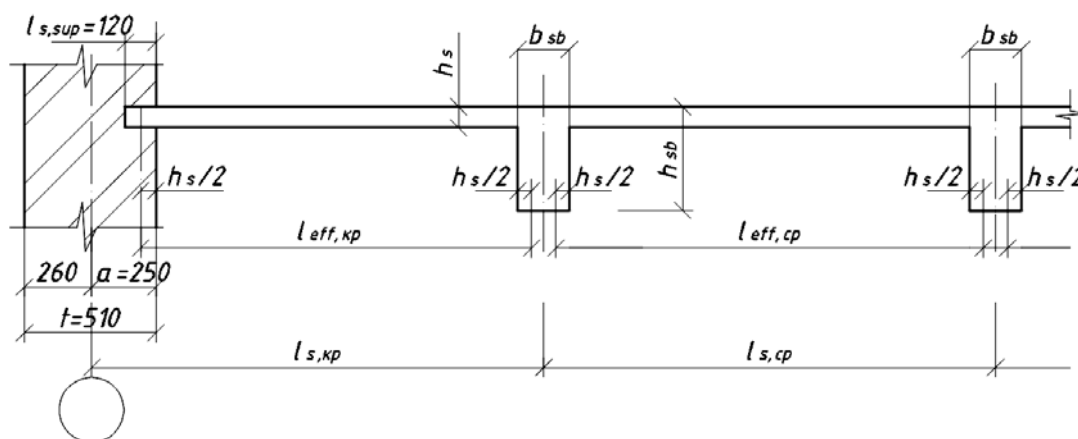


Рисунок 3.2 – К определению расчетных пролетов монолитной плиты

3.3 Определение внутренних усилий в плите

Плита рассматривается как неразрезная балка, нагруженная 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, заземленных 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 заземлены по трем сторонам и свободно оперты одной стороной на стену – полоса I) и в средней части перекрытия (участки плиты заземлены по четырем сторонам – полоса II) (рисунок 3.3).

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

– в крайнем пролете

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

– 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 $l_{eff,кр}$ и $l_{eff,ср}$.

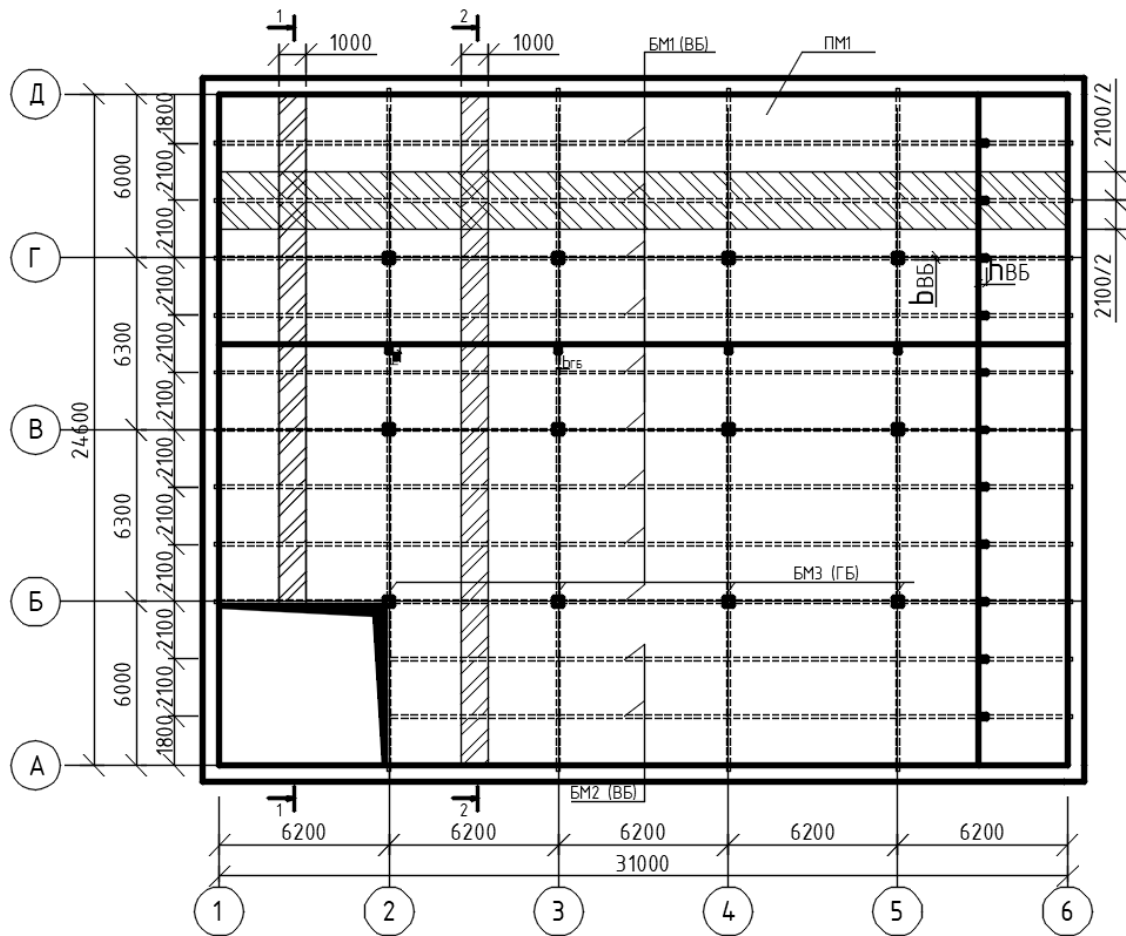


Рисунок 3.3 – План монолитного перекрытия с условно вырезанными полосами для расчета величины погонной нагрузки

Поперечные силы:

– на первой опоре (кирпичная стена, опора А)

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

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

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

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

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

Пример 2 – Определить расчетные усилия в плите перекрытия.

Расчетные пролеты плиты:

– крайний

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

– средний

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

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:

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

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

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

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

– изгибающие моменты для полосы II:

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

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

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

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

– поперечные силы для полос I и II:

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

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

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

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

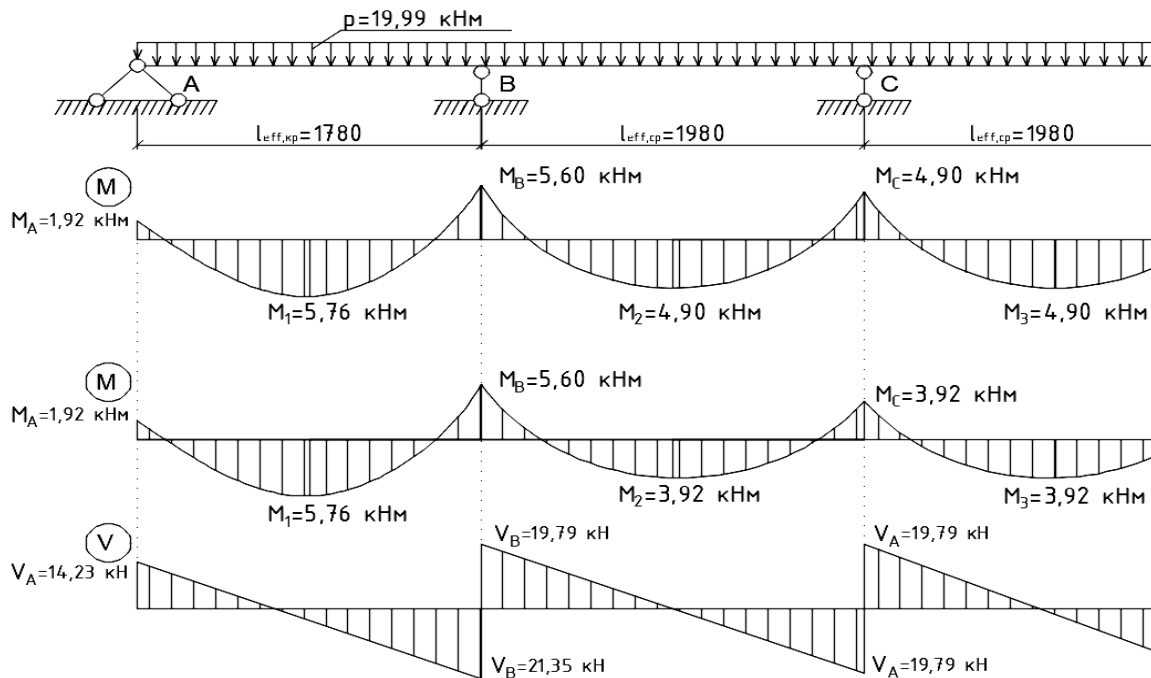


Рисунок 3.4 – К расчету сопротивления нормальных и наклонных сечений

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 поверхностную 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. 4.4.1]. Номинальная толщина защитного слоя c_{nom} определяется как сумма минимальной толщины c_{min} и принятого допустимого при проектировании отклонения $\Delta c_{dev} = 10$ мм. Минимальная толщина c_{min} [1, п. 4.4.1.2] 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, $c_{nom} \geq 20$ мм. Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах.

Пример 3 – Принимаем минимальную толщину защитного слоя $c_{min} = 15$ мм, 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 случаем соответствия значений α_m области деформирования 1a и 1b [1, изменение № 2, раздел 6].

Пример 4 – Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в плите перекрытия при ее армировании индивидуальными плоскими сетками. Исходные данные: бетон класса C20/25, арматура класса S500.

Для бетона класса С 20/25 основные прочностные характеристики согласно [1, п. 3.1, таблица 3.1]: характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут $f_{ck} = 20$ МПа, среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении $f_{ctm} = 2,2$ МПа.

Согласно [1, п. 3.1.6] расчетное сопротивление бетона на сжатие определяется по формуле

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_C}, \quad (3.12)$$

где γ_C – частный коэффициент безопасности для бетона, $\gamma_C = 1,5$ [1, п. 2.4.2.4, таблица 2.1N];

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность и неблагоприятных эффектов в результате неблагоприятного способа приложения нагрузки, $\alpha_{cc} = 1,0$ согласно [1, таблица НП.1].

$$f_{cd} = \frac{1,0 \cdot 20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$$

Характеристическое значение предела текучести арматуры для класса S500 $f_{yk} = 500$ МПа.

Расчетное значение предела текучести арматуры [1, п. 3.2.7, рисунок 3.8]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}, \quad (3.13)$$

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

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

По [1, п. 3.1, таблица 3.1] для бетона С20/25 находим предельные относительные деформации бетона при сжатии $\epsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, по [1, изменение № 2, таблицы НД.6.2 и НД.6.3] принимаем коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c = 17/21$, коэффициент $k_2 = 99/238$.

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

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,173.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,173} = 0,019.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1b [1, изменение № 2].

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

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

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 $\xi = 0,19 < \xi_{lim} = 0,617$, 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

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

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

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

Минимальный процент армирования продольной арматурой [1, п. 9.2.1.1]

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

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	α_m	η	Площадь сечения, мм ²	
					A_{st}	$A_{st,\min}$
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. 6.2.2].

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

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d, \quad (3.14)$$

где

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}; \quad (3.15)$$

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

$$b_w = b_s = 1000 \text{ мм.}$$

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, п. 9.3.1.1]. В зоне действия максимальных моментов расстояния:

- между рабочими стержнями $s_{\max,slabs} \leq \{2h; 250 \text{ мм}\}$;
- между распределительными стержнями $s_{\max,slabs} \leq \{3h; 400 \text{ мм}\}$.

При этом не менее 50 % площади сечения арматуры в пролете, определенной расчетом по наибольшему максимальному моменту, заводятся на опоры на длину анкеровки $l_{bd} \geq 10\varnothing$.

Расстояния между стержнями, заводимыми на опору:

- для рабочей арматуры $s_{\max,slabs} \leq \{3h; 400 \text{ мм}\}$;
- для распределительной арматуры $s_{\max,slabs} \leq \{3,5h; 400 \text{ мм}\}$,

здесь h – толщина плиты, мм.

Выбранное расстояние $s_{\max,slabs}$ округляется в меньшую сторону до числа кратности 50 мм.

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

Наиболее экономичным является армирование плит сварными сетками заводского изготовления. Сварные рулонные сетки принимают в соответствии с сортаментом по ГОСТ 23279–2012 [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 «р» – Cr);

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

v, u – шаг продольных и поперечных стержней соответственно;

b, l – соответственно ширина и длина сетки, 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 $a_1 = a_2 = a = 25$ 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 23279–2012 [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_{st} 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.

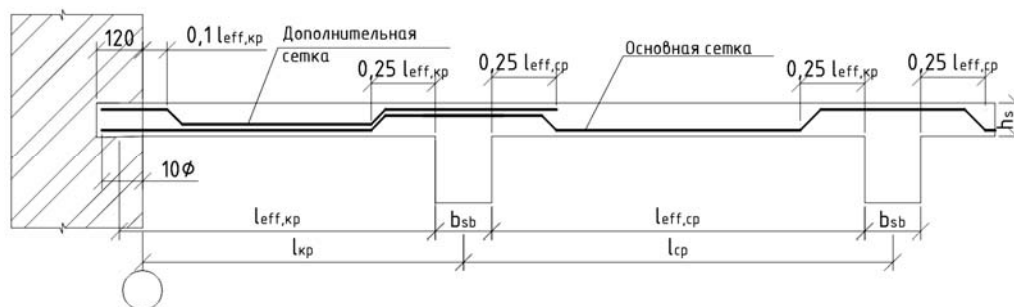


Рисунок 3.5 – Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

Дополнительные сетки в крайних пролетах применяются с *поперечным расположением рабочей арматуры*, т. к. при этом сетку удобно раскатывать вдоль второстепенных балок и уменьшается количество мелкогабаритных 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 принимают 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 проле-

та 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 неопределимая 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

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

– для средних пролетов

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

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

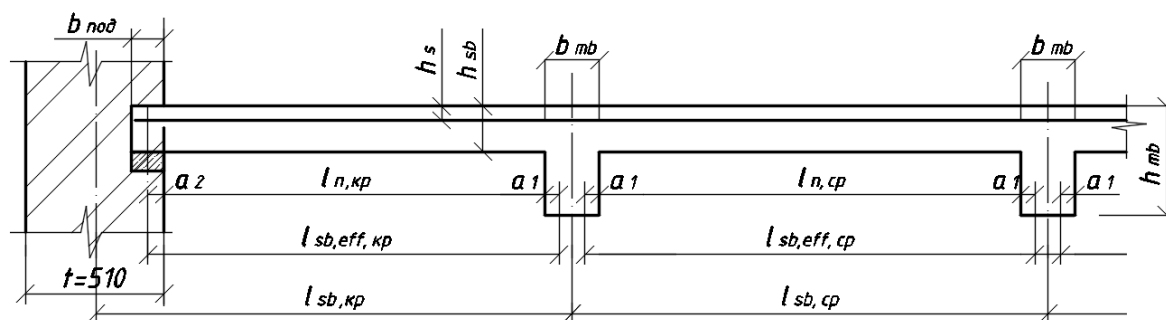


Рисунок 4.1 – К определению расчетных пролетов второстепенной балки

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

– для крайних пролетов

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

– для средних пролетов

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

Определение погонной нагрузки в килоньютонах 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 $l_s = 2,1$ м)

Вид нагрузки	Характеристическое значение, кН/м	γ_F	Расчетное значение, кН/м
<i>Постоянная нагрузка</i>			
Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³); $0,012 \cdot 2,1 \cdot 20$	0,50	1,35	0,68
Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³); $0,035 \cdot 2,1 \cdot 21$	1,54	1,35	2,08
Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³); $0,055 \cdot 2,1 \cdot 12$	1,39	1,35	1,87
Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²); $0,05 \cdot 2,1$	0,11	1,35	0,14
Монолитная железобетонная плита перекрытия $h_s = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³); $0,08 \cdot 25 \cdot 2,1$	4,20	1,35	5,67
Собственная масса ребра балки ($\gamma = 25$ кН/м ³); $b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot \gamma = 0,2 \cdot (0,5 - 0,08) \cdot 25$	2,10	1,35	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	1,5	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 плиту:

– первое основное сочетание $p_1 = 13,28 + 0,7 \cdot 33,08 = 36,44$ кН/м;

– второе основное сочетание $p_2 = 0,85 \cdot 13,28 + 33,08 = 44,37$ кН/м.

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

4.2 Построение эпюр 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).

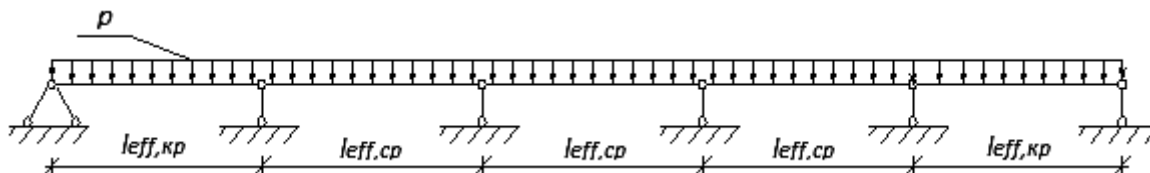


Рисунок 4.2 – Расчетная схема второстепенной балки

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [1] многопролетные статически неопределимые 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, таблицу 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)

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

– на первой промежуточной опоре В (слева)

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

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

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

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

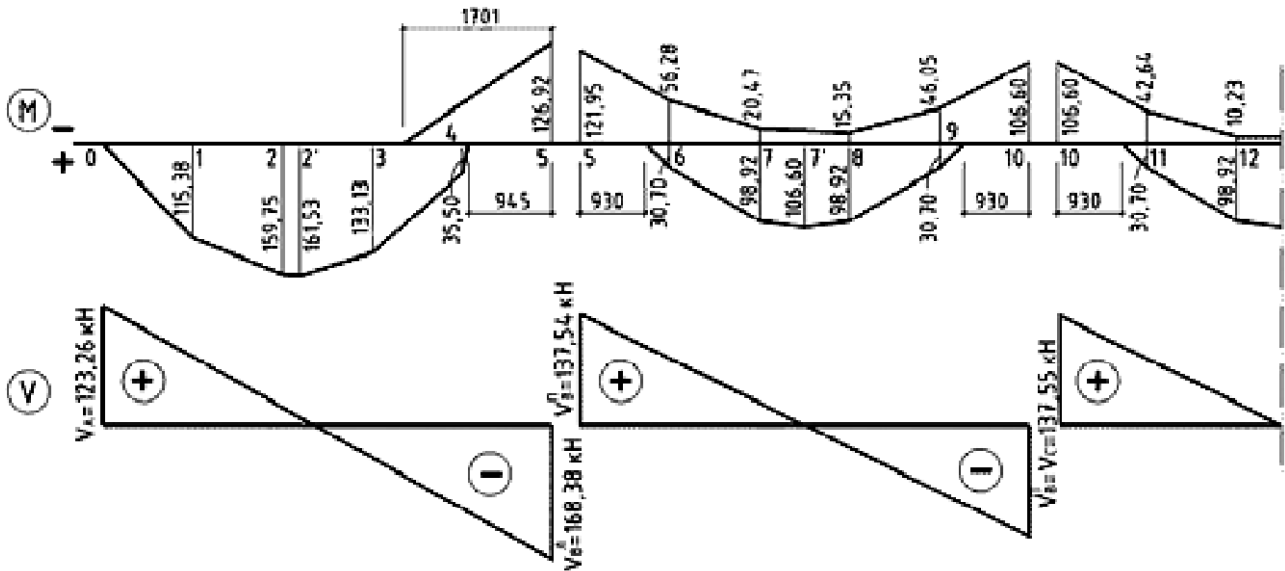


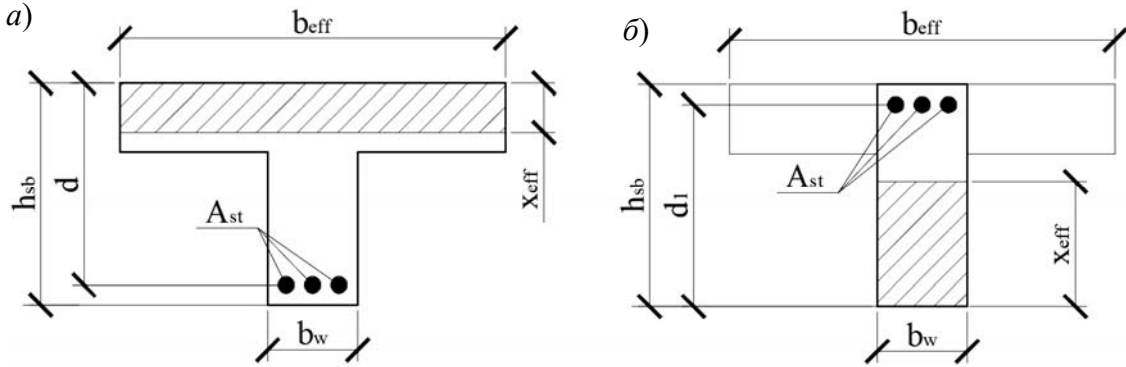
Рисунок 4.3 – Огибающая эпюра поперечных сил

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	–
2	5	1	–	$-0,0715$			126,92
	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	–	$-0,0625$			

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).



a – 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. 5.3.2.1].

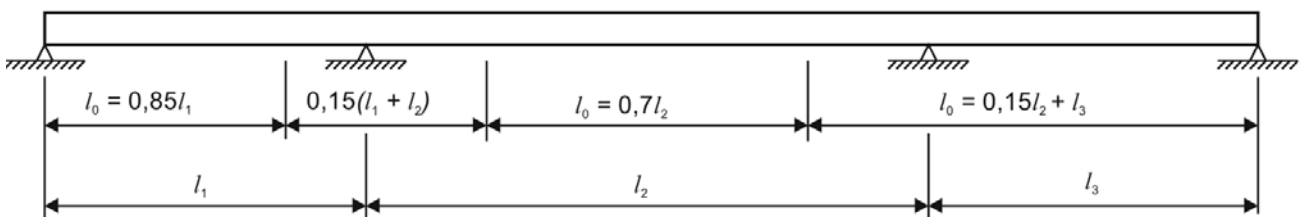


Рисунок 4.5 – Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки [1, рисунок 5.2]

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

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

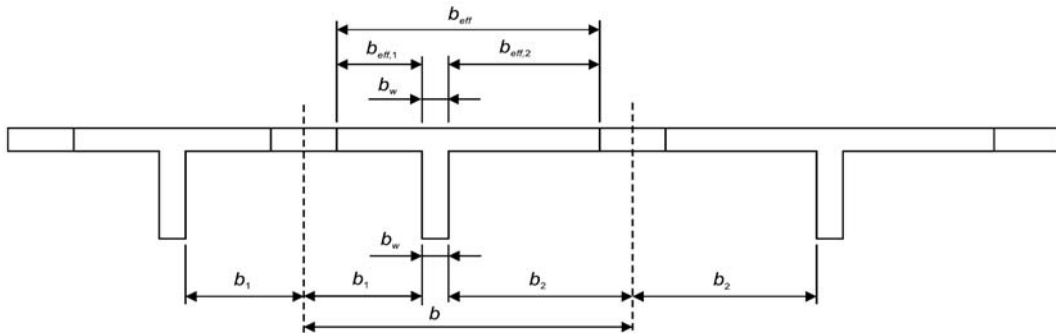


Рисунок 4.6 – Параметры эффективной ширины полки [1, рисунок 5.3]

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 ηf_{cd} ($\eta = 1,0$ при $f_{ck} < 50$ МПа) [1, п. 3.1.7(3)]. Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте $x_{eff} = \lambda x$ ($\lambda = 0,8$ при $f_{ck} < 50$ МПа) условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничной ($x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$), где ξ_{lim} определяется по формуле

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

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.

Принимаем класс условий эксплуатации – ХС1, предполагаемый диаметр рабочей арматуры – 20 мм, тогда $c_{min,b} = 20$ мм; $c_{min,dur} = 20$ мм [1]. Получаем $c_{nom} = 20 + 10 = 30$ мм.

В качестве расчетного принимается изгибающий момент на первой про-

межуточной 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

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

Класс бетона С 20/25, тогда расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии

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

Полезная (рабочая) высота сечения балки

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

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.

$b_{sb}/h_{sb} = 200/450 = 0,44 < 0,5$ – 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)

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

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 $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м}$.

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 $b_{eff}^{cp} = 1,448$.

Бетон класса С 20/25, арматура класса S500 (принимается по заданию).
Класс условий эксплуатации – ХС1.

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа}.$$

Расчетное значение предела текучести арматуры

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

При $E_s = 200 \text{ ГПа}$ [1] относительная деформация при достижении напряжением в ней расчетного сопротивления

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 0,002175 = 2,175 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничные значения относительной высоты ξ_{lim} и относительного момента сжатой зоны $\alpha_{m,lim}$ [1, Изменение № 2, п. НД.6.1.3.1]:

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

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

Сначала необходимо определить, где в сечении проходит нейтральная ось (граница сжатой зоны): в пределах высоты полки или в ребре. Для это определим момент $M_{Rd,f}$, воспринимаемый покоей (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, а), 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

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

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

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

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)

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

Относительный момент сжатой зоны

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

Относительная высота сжатой зоны

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

Относительное плечо внутренней пары сил

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

Требуемая площадь продольной арматуры

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

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

Таблица 4.3 – Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Положение сечения	Расположение рабочей арматуры	Расчетный момент M_{Ed} , кН·м	α_m	η	Площадь арматуры		Принятое армирование
					требуемая	принятая	
					$A_{st,req}$, мм ²	$A_{st,prov}$, 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

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

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 4 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).

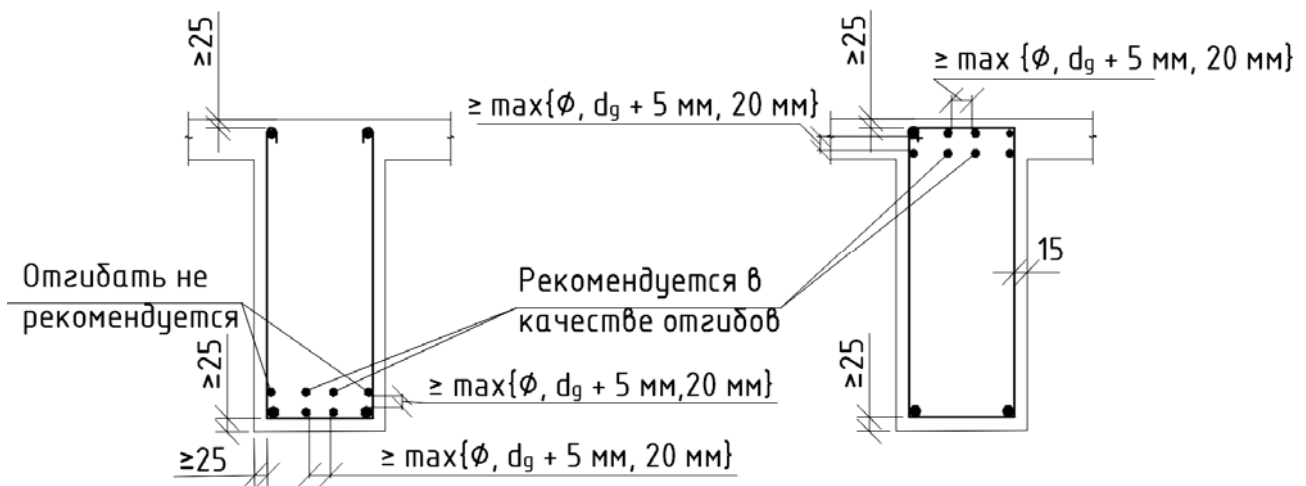


Рисунок 4.7 – Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

7 В пролете два крайних стержня доводят до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах отгиб стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону.

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

9 Соединение монтажных стержней выполняется внахлестку. Расчетная длина нахлеста определяется согласно [1, п. 8.7.3] и должна быть не менее $15\varnothing$ или 200 мм.

4.5 Расчет сопротивления наклонных сечений по поперечной силе

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

В соответствии с требованиями [1, п. 6.2.2], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетное значение сопротивления бетона поперечной силе без учета поперечной арматуры при отсутствии продольного усилия:

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

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;

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

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.

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

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений $V_{Rd,s}$ и $V_{Rd,max}$ [1, п. 6.2.3].

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 коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} : ($\gamma_{s1} = 0,8$ – для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения; $\gamma_{s2} = 0,9$ – для стержневой арматуры диаметром менее $1/3$ диаметра продольных стержней для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения).

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

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

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]

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq 0,5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd}. \quad (4.18)$$

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

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

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

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

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 $V_{Rd,c} = 41,569 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 168,38 \text{ кН}$, необходим расчет поперечной арматуры.

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

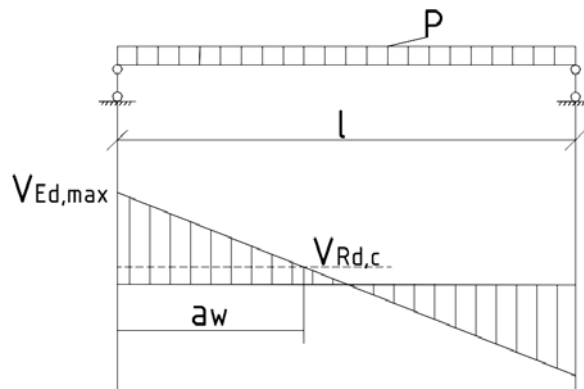


Рисунок 4.8 – К расчету наклонных сечений

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].

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

$$f_{ywd} = \gamma_{s1} \cdot f_{yd} = 0,8 f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

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 :

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

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 (2Ø8) 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			
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
$d + 3z \cdot \cot \theta$	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 обрывают. 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. Сопостав-

ляя эпюру материалов с огибающей эпюрой 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_{st} в середине пролета и на опоре определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_{st} :

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

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_{Rd} для доводимых до опоры стержней и снова проводят горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва стержней арматуры (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 заземления 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. определяют 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, обрывающиеся 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 стрежнями диаметром 20 мм ($2\emptyset 20$) класса S500, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов.

Затем вычисляется $M_{Rd,20+16}$ – момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя стрежнями диаметром 20 мм и двумя стрежнями диаметром 16 мм ($2\emptyset 20 + 2\emptyset 16$) 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 ($2\emptyset 12$) класса S500, установленными в верхней зоне. Величина $M_{Rd,12}$ изображается прямой, проведенной выше «нулевой» линии. Точка ее пересечения с наклонной линией эпюры моментов крайнего пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней 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 ($2\emptyset 12 + 2\emptyset 14$), для второго пролета – M_{Rd} для ($2\emptyset 12 + 2\emptyset 16$) и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые.

На расстоянии, большем чем $0,5d$ от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней $2\emptyset 16$ для крайнего пролета и $2\emptyset 14$ 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_s , мм ²	c , мм	d , мм ($d = h - c$)	$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	$\eta = 1 - 0,5\xi$	M_{Rd} , кН·м ($M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$)
1	2	3	4	5	6	7
Первый пролет						
$b = 1696$ мм; $c_{20} = 25 + 10 = 35$ мм						
2Ø20	628	35	415	0,029	0,985	111,72
2Ø20 + 2Ø16	1030	35	416	0,048	0,976	181,95
Второй пролет						
$b = 1488$ мм; $c_{14} = 25 + 7 = 32$ 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						
$b = 200$ мм; $c_{12} = 25 + 6 = 31$ мм; $c_{12+14}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 308} = 60,4$ мм;						
$c_{12+14+16}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 402 + 308} = 48,6$ 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						
$b = 200$ мм; $c_{12} = 31$ мм; $c_{12+16}^1 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8)}{226 + 402} = 32,3$ мм; $c_{12+14+16}^2 = 48,6$ 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						
$b = 200$ мм; $c_{12} = 31$ мм; $c_{12+14}^1 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7)}{226 + 308} = 31,6$ мм;						
$c_{12+14}^2 = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 308 \cdot 2} = 39,4$ 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						
$b = 200$ мм; $c_{12} = 31$ мм; $c_{12+14}^2 = 60,4$ мм; $c_{12+14}^1 = 39,4$ 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

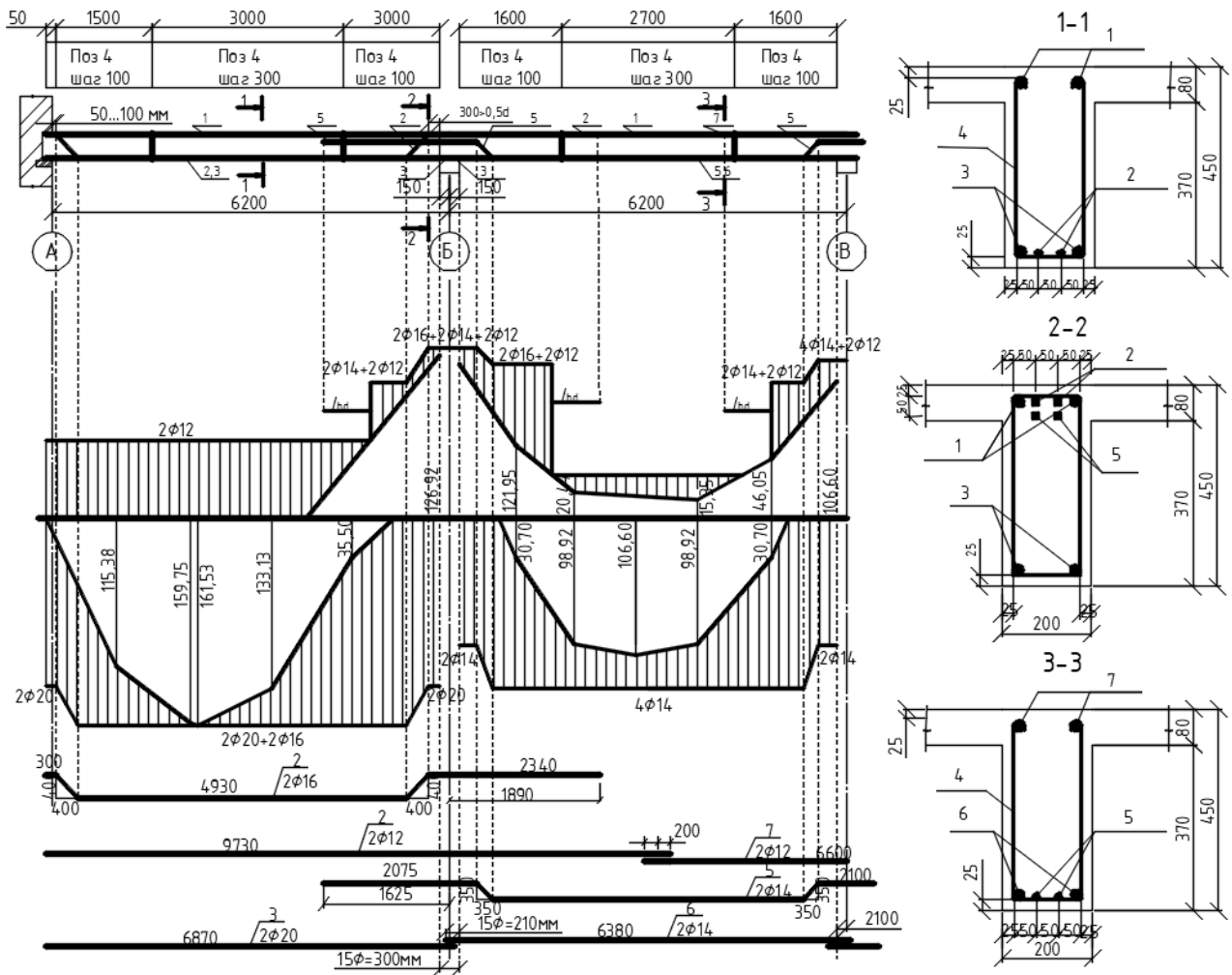


Рисунок 4.9 – Эпюра материалов второстепенной балки

4.7 Определение длины анкеровки обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, можно определить, накладывая огибающую эпюру моментов на эпюру материалов. Точки пересечения обеих эпюр определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (см. рисунок 4.9).

Расчет требуемой длины анкеровки должен учитывать вид арматурной стали и свойства сцепления для стержней.

Требуемая базовая длины 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. 8.4.3]

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

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} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно [1, п. 3.1.6 (2)Р];

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 $\varnothing \leq 32$ мм; $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$ – для $\varnothing > 32$ мм.

Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр \varnothing в формуле (4.20) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$.

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

– для анкеровки при растяжении

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

– для анкеровки при сжатии

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

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 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 – коэффициенты, принимаемые согласно [1, п. 8.4.4, таблица 8.2, рисунок 8.3]; причем произведение

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

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 $10\varnothing$ [1, п. 8.4.4(1)]. На крайнюю опору заводится не менее 25 % площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [1, п. 9.2.1.4].

Длина анкеровки нижней арматуры на промежуточных опорах для прямых стержней должна быть не менее $10\varnothing$ и не менее 100 мм [1, п. 9.2.1.5].

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

Характеристическое значение предела прочности бетона при осевом растяжении для бетона класса С 20/25 согласно [1, таблица 3.1] $f_{ctd, 0,05} = 1,5$ МПа.

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

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

Минимальная длина анкеровки для стержней $\varnothing 16$ мм:

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

Принимаем для отгибаемых стержней $\varnothing 16$ мм минимальную длину анкеровки $l_{b,\min} = 290$ мм.

Коэффициенты α_i согласно [1, таблица 8.2]: $\alpha_1 = 1$; $\alpha_4 = 0,7$; $\alpha_5 = 1$;

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

$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda = 1 - 0,05 \cdot (A_{st} - A_{st,\min}) / A_s = 1 - 0,05 \cdot (534 - 104) / 760 = 0,97$;

т. к. $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1$, принимаем $\alpha_3 = 0,97$.

Расчетная длина анкеровки:

$$\begin{aligned} l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = \\ &= 1 \cdot 0,88 \cdot 0,97 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 967 = 578 \text{ мм} > l_{b,\min} = 340 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Принимаем $l_{bd} = 560$ мм.

Список литературы

- 1 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009* (02250). Еврокод 2. С изменением № 2. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2015. – 205 с.
- 2 Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01-2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1990-2011 (02250)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 89 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 EN 1991-1-1-2016 (33020)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 39 с.
- 4 Воздействия на конструкции. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04-2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-3-2009 (02250)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 42 с.
- 5 **ГОСТ 23279-2012.** Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. – Москва: Госстандарт, 2015. – 7 с.
- 6 Проектирование монолитных железобетонных конструкций многоэтажного здания: учебно-методическое пособие для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / Т. М. Пецольд [и др.]. – Минск : БНТУ, 2017 – 150 с.
- 7 Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / Под ред. А. Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будивельник, 1990. – 544 с.
- 8 Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – Москва: 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*). – Москва: Госстрой СССР, 1989. – 192 с.

Приложение А (справочное)

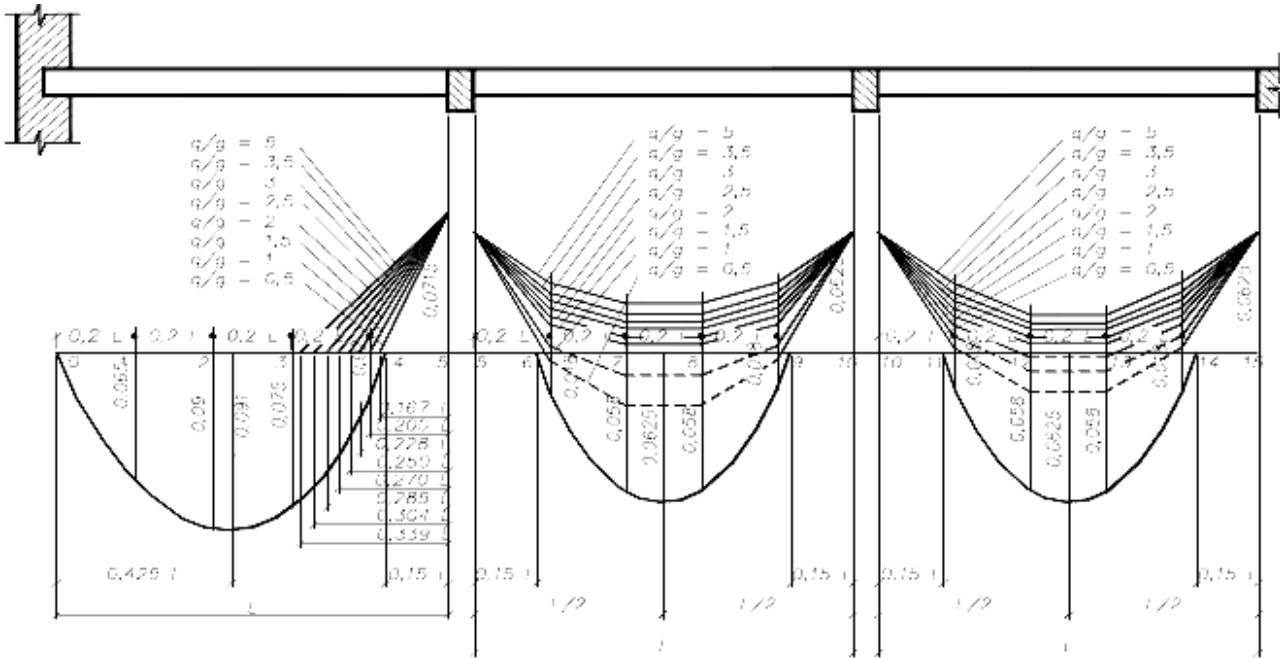


Рисунок А.1 – Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

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

$\frac{q_{sb}}{g_{sb}}$	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 1704–2012, СТБ 1706–2006

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм ² , при числе стержней									Масса 1 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		+	
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187		+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	
8	0,50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	
9	0,63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499	+	+	
10	0,78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+
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	+	+	

Таблица Б.2 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых 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