

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Часть I

ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСА И МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию

Одобрено методической комиссией факультета ПГС

Гомель 2009

УДК 624.012.35.001.63(075.8)

ББК 38.53

T16

Р е ц е н з е н т – главный конструктор проектного института
«Гомельоблстройпроект» И. Б. Овчаренко.

Талецкий, В. В.

T16 Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. В 2 ч. Ч. I. Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия из сборного железобетона : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 80 с.

ISBN 978-985-468-540-3 (ч. I)

Приведена последовательность расчета несущих железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания: сборного ригеля перекрытия прямоугольного сечения, центрально нагруженных сборной колонны и монолитного фундамента. Даны краткие указания по конструированию этих элементов. Все расчеты выполнены в соответствии с СНБ 5.03.01-02 "Конструкции бетонные и железобетонные".

Предназначено для выполнения курсового проекта № 1 дисциплины "Железобетонные конструкции" студентами специальности "Промышленное и гражданское строительство", может быть полезно при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.012.35.001.63(075.8)

ББК 38.53

ISBN 978-985-468-540-3 (ч. I)

ISBN 978-985-468-539-7

© Талецкий В. В., 2009

© Оформление. УО "БелГУТ", 2009

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
1 Компоновка элементов сборного перекрытия	8
2 Подбор плиты перекрытия	12
2.1 Сбор нагрузок.....	12
2.2 Назначение марки плиты.....	12
3 Расчет ригеля	13
3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения.....	13
3.2 Статический расчет.....	14
3.3 Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.....	17
3.4 Конструктивный расчет.....	24
3.4.1 Подбор продольной арматуры и расчет несущей способности ригеля.....	24
3.4.2 Подбор поперечной арматуры.....	30
3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней.....	38
3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля.....	40
3.6 Расчет прогиба ригеля.....	43
3.7 Расчет стыка ригеля с колонной.....	46
4 Расчет колонны и ее элементов	48
4.1 Расчетно-конструктивная схема.....	48
4.2 Расчет колонны.....	49
4.3 Конструирование колонны.....	52
4.4 Пример расчета колонны.....	53
4.5 Расчет консоли колонны.....	55
4.6 Расчет стыка колонн.....	57
5 Проектирование фундаментов	60
5.1 Определение размеров подошвы.....	60
5.2 Расчет тела фундамента.....	60
5.2.1 Определение высоты.....	60
5.2.2 Расчет на раскалывание.....	63
5.2.3 Проверка прочности нижней ступени.....	63
5.2.4 Расчет арматуры.....	64
5.3 Конструирование фундаментов.....	69
Приложения	
А Типовые сборные железобетонные плиты перекрытия.....	70
Б Изгибающие моменты неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке.....	71
В Характеристики бетона и арматуры.....	72
Г Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения по деформационной модели (бетон классов по прочности при сжатии $C_{12/15} \dots C_{50/60}$).....	73
Д Сортамент арматуры.....	76
Е Предельно допустимые прогибы железобетонных конструкций.....	77
Ж Дополнительные материалы для расчета конструкций.....	78
Список литературы	80

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект № 1 по дисциплине "Железобетонные конструкции" для студентов специальности "Промышленное и гражданское строительство" включает расчет и конструирование несущих конструкций многоэтажного промышленного здания: сборного и монолитного перекрытий, центрально нагруженных колонны и фундамента.

Цель данного учебно-методического пособия – помочь усвоить студентам основные понятия, приобрести навыки по расчету и конструированию, ознакомить с правилами оформления чертежей железобетонных конструкций.

Учебно-методическое пособие разделено на две части. Первая содержит разработку конструктивной схемы сборного перекрытия, выбор плиты перекрытия по каталогам и сериям, расчет ригеля прямоугольного поперечного сечения в сборном варианте, расчет центрально нагруженных колонны и фундамента. Также приведен расчет опорного стыка ригеля с колонной, расчет консоли колонны и стыка колонн.

Во второй части пособия рассмотрены расчет и конструирование плиты и второстепенной балки монолитного перекрытия. Здесь же приведены правила оформления чертежей и приложения с тремя листами формата А2 графической части проекта. На листах даны схемы расположения и чертежи запроектированных ригелей, колонн и фундамента для варианта из сборного железобетона, чертежи плиты и второстепенной балки из монолитного железобетона с фрагментами схем раскладки арматурных сеток и установки каркасов.

Для большинства расчетов приведены алгоритмы, позволяющие выполнять их на персональном компьютере в программах Mathcad или Excel, что значительно сократит вычислительную работу.

Задание на курсовой проект. Требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции многоэтажного промышленного здания в сборном варианте – ригель, колонну и фундамент. Разработать вариант междуэтажного перекрытия из монолитного железобетона и запроектировать плиту и второстепенную балку.

Исходные данные для выполнения курсового проекта принимаются из таблицы в соответствии с выданным шифром из трех цифр:

Исходные данные	Номер варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>По последней цифре шифра</i>										
1 Район строительства	Витебск	Гомель	Москва	Владимир	Вологда	Киев	Архангельск	Екатеринбург	Тюмень	Минск
2 Длина здания, м	72	54	60	36	66	48	78	84	42	90
3 Ширина здания, м	21	18	24	15	21	27	12	18	30	24
4 Количество этажей	6	5	4	3	5	3	4	6	5	4
5 Высота этажа, м	3,6	4,2	5,4	6,0	4,8	6,0	5,4	3,6	4,2	4,8
6 Высота подвала, м	–	–	3,0	2,8	–	3,2	2,4	–	–	3,6
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										
7 Нормативная переменная нагрузка, кН/м ²	14	10	7	9	5	12	6	13	8	11
8 В том числе длительно действующая, кН/м ²	5,5	3,5	2,0	2,5	1,5	2,0	3,0	4,0	3,0	3,5
<i>По третьей от конца цифре шифра</i>										
9 Класс бетона	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁵ / ₃₀	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ¹² / ₁₅	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁵ / ₃₀	C ¹⁶ / ₂₀	C ¹² / ₁₅
10 Класс арматурной стали	S400	S500	S400	S500	S400	S500	S400	S500	S400	S500
11 Условное расчетное сопротивление грунта	0,35	0,25	0,30	0,40	0,35	0,25	0,30	0,40	0,35	0,25

Примечание – Для поперечных стержней ригелей, колонн, монтажных петель, сеток монолитной плиты, поперечных стержней второстепенных балок – класс арматурной стали S240.

Состав курсового проекта. Материалы проекта представляются в виде пояснительной записки, содержащей выполненные расчеты, и графической части из трех листов чертежей формата А2 (420×594 мм).

Примерное содержание пояснительной записки

Оглавление

Введение. Во введении дается краткое описание принятых в проекте конструктивных решений, характеристика выбранных элементов и узлов их сопряжения. Например, в соответствии с заданием (шифр . . .) запроектированы основные несущие конструкции 3-этажного промышленного здания с подвалом. Здание прямоугольное в плане с размерами в осях 24×90 м. Здание разбито на два температурных блока длиной 42 и 48 м. Здание запроектировано в неполном каркасе с наружными стенами из камней силикатных толщиной 510 мм. Выбран вариант сборного перекрытия с поперечным расположением ригелей. Шаг колонн 6,0 м, пролет ригелей 6,0 м. Высота этажа здания 4,2 м, высота подвала 3,0 м. Колонны – квадратного поперечного сечения, ригели – прямоугольного поперечного сечения. Плиты перекрытия опираются на верх ригелей. Ригели опираются на консоли колонн. Фундаменты – монолитные железобетонные со стаканами для сопряжения с колоннами. Вариант монолитного перекрытия запроектирован с расположением главных балок поперек здания, соответственно второстепенных балок – вдоль здания.

1 Варианты компоновки сборного перекрытия. Здесь разрабатываются два варианта перекрытия (с продольным расположением ригелей и поперечным расположением ригелей), производится сравнение их технико-конструктивных показателей.

2 Подбор плиты перекрытия

2.1 Сбор нагрузок

2.2 Назначение марки плиты

3 Расчет ригеля

3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения

3.2 Статический расчет

3.3 Огибающие эпюры M и V

3.4 Конструктивный расчет

- 3.4.1 Подбор продольной арматуры и расчет несущей способности ригеля
- 3.4.2 Подбор поперечной арматуры
- 3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней
- 3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля
- 3.6 Определение прогиба ригеля
- 3.7 Расчет стыка ригеля с колонной
- 4 Расчет колонны и ее элементов
 - 4.1 Расчетно-конструктивная схема
 - 4.2 Расчет колонны
 - 4.3 Конструирование колонны
 - 4.4 Расчет консоли колонны
 - 4.5 Расчет стыка колонн
- 5 Проектирование фундаментов
 - 5.1 Определение размеров подошвы
 - 5.2 Расчет тела фундамента
 - 5.2.1 Определение высоты
 - 5.2.2 Расчет на раскалывание
 - 5.2.3 Проверка прочности нижней ступени
 - 5.3 Конструирование фундаментов
- 6 Расчет и конструирование элементов монолитного перекрытия
 - 6.1 Конструктивная схема
 - 6.2 Расчет плиты
 - 6.3 Расчет второстепенной балки
 - 6.3.1 Определение размеров поперечного сечения
 - 6.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил
 - 6.3.3 Подбор продольной арматуры балки
 - 6.3.4 Подбор поперечной арматуры балки
 - 6.3.5 Построение огибающей эпюры, эпюры моментов и определение мест обрыва продольных стержней

Список литературы

Кроме расчетов пояснительная записка должна иметь поясняющие чертежи и расчетные схемы.

В графической части проекта чертежи выполняются для сборного и монолитного вариантов перекрытия здания. На листах должны быть размещены:

– 1-й лист. Схемы расположения фундаментов, колонн, ригелей и плит перекрытий. Поперечный разрез и чертежи монтажных узлов.

Все конструктивные элементы маркируются, и приводится их спецификация;

– 2-й лист. Опалубочные и арматурно-опалубочные чертежи ригеля, колонны и фундамента. Чертежи арматурных изделий, закладных деталей, спецификация арматуры и ведомость расхода стали по элементам;

– 3-й лист. Схема расположения элементов монолитного перекрытия. Схемы раскладки арматурных сеток плиты, арматурно-опалубочные чертежи плиты и второстепенной балки. Спецификация арматуры и ведомость расхода стали.

1 КОМПОНОВКА ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Балочные сборные перекрытия представляют собой систему балок (ригелей), расположенных в одном (продольном или поперечном) или в двух направлениях и опирающихся на них плит перекрытий.

Балки опираются на колонны. Так как проектируется здание с неполным каркасом, то балки в крайних пролетах одним концом опираются на промежуточные колонны каркаса, другим – на наружные несущие стены.

Компоновка перекрытия заключается в выборе типа балок, их направления и пролета, назначении шага колонн, выборе типа и ширины плит.

Для перекрытий многоэтажных производственных зданий применяются унифицированные сетки колонн 6×6 м и 6×9 м. В курсовом проекте шаг колонн принимается равным 6 м, а пролеты балок (ригелей) могут отличаться от унифицированных, но они должны быть приняты кратными модулю 100 мм.

Ригели перекрытия проектируются неразрезными, но изготавливаются и монтируются из однопролетных сборных элементов. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков сопрягаемых элементов.

Поперечное сечение ригеля зависит от способа опирания на него плит перекрытия. При укладке панелей поверху ригелей их сечение принимается тавровым с полкой в сжатой зоне или прямоугольным (рисунок 1.1, а). При опирании панелей в пределах высоты ригеля сечение принимается тавровым с полкой в средней или растянутой зоне,

что позволяет уменьшить строительную высоту перекрытия (рисунок 1.1, б).

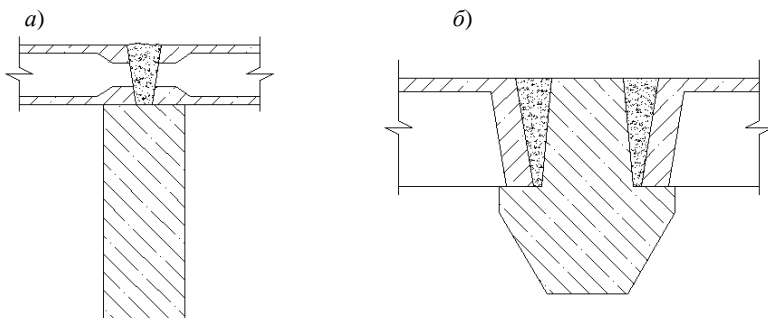


Рисунок 1.1 – Опираие плит перекрытий на ригель:

а – ригель прямоугольного сечения; *б* – ригель с полкой в средней зоне

В курсовом проекте следует рассмотреть два варианта компоновки перекрытия с поперечным и продольным расположением ригелей и изобразить их схемы в пояснительной записке.

Привязка колонн к разбивочным осям здания – "осевая". Привязка наружных стен к разбивочным осям следующая: при опирании плит перекрытий на стены – 130 мм стены внутрь здания, остальная часть наружу; при опирании ригелей – внутрь здания 250 мм стены.

Тип плит перекрытий назначается в зависимости от полной нагрузки и вида потолка. При переменных нагрузках до 10 кПа включительно и необходимости устройства гладкого потолка применяются плоские плиты с круглыми пустотами толщиной 220 мм или ребристые с ребрами вверх. Номинальная ширина таких плит изменяется от 800 до 2400 мм через 200 мм (и есть ширина 1500 мм). При переменных нагрузках 11 кПа и выше рекомендуются ребристые плиты с ребрами вниз номинальной шириной 750, 1000, 1200 и 1500 мм, высотой несущих ребер 400 мм. Нагрузка от ребристых плит на ригель передается в местах (точках) опирания ребер, т. е. как от сосредоточенных сил. Для упрощения статического расчета ригеля ребристые плиты раскладывают таким образом, чтобы количество мест опирания по длине ригеля было не менее 4. В таком случае нагрузка принимается как равномерно распределенная вдоль ригеля.

При раскладке плит необходимо учитывать, что колонны препятствуют свободной раскладке, поэтому в местах их

расположения устанавливают специальные плиты, имеющие вырез или устраивают монолитные участки шириной, равной поперечному размеру колонны. Если между крайней плитой и стеной образуются зазоры, то их замоноличивают.

На рисунках 1.2 и 1.3 приведены примеры компоновочных схем перекрытий с продольным и поперечным расположением ригелей.

Вариант перекрытия для дальнейшего расчета выбирается после сравнения технико-конструктивных показателей разработанных компоновочных схем:

- количество плит перекрытий и их типоразмеров;
- количество ригелей и их типоразмеров;
- объем монолитного железобетона;
- количество узлов сопряжения ригелей с колоннами.

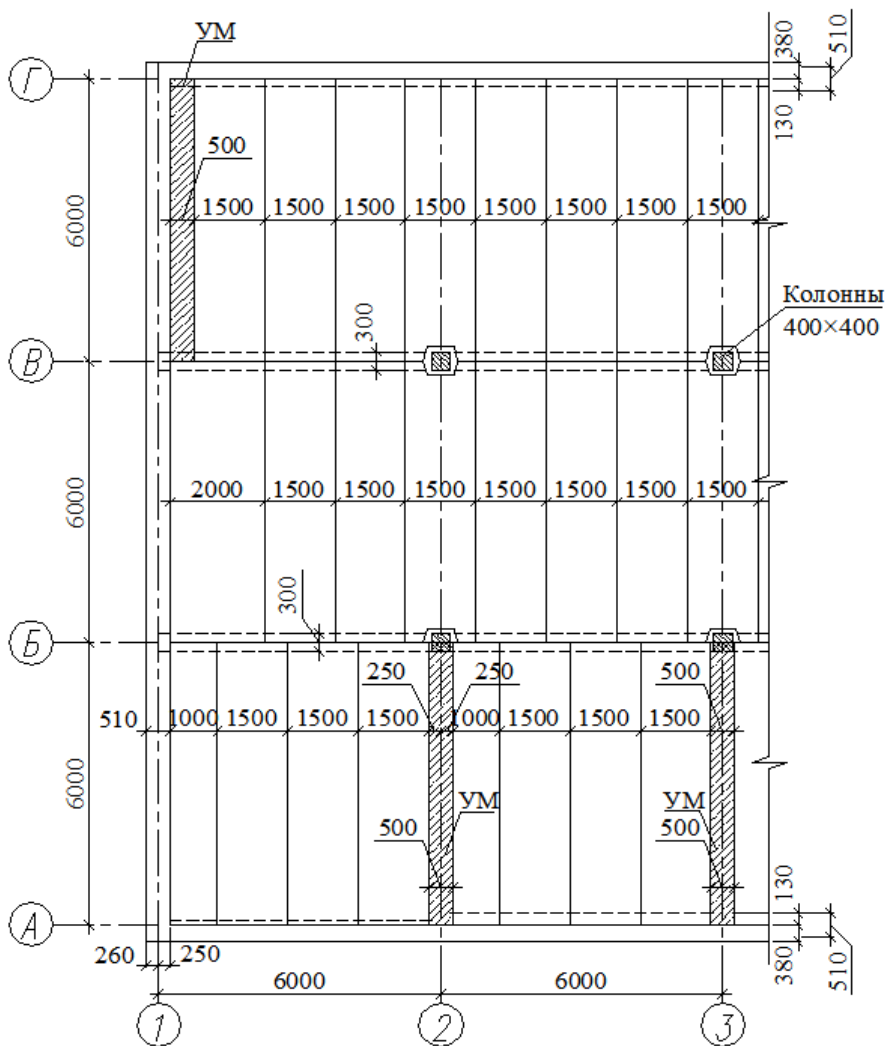


Рисунок 1.2 – Компонировочная схема раскладки плит перекрытий с продольным расположением ригелей

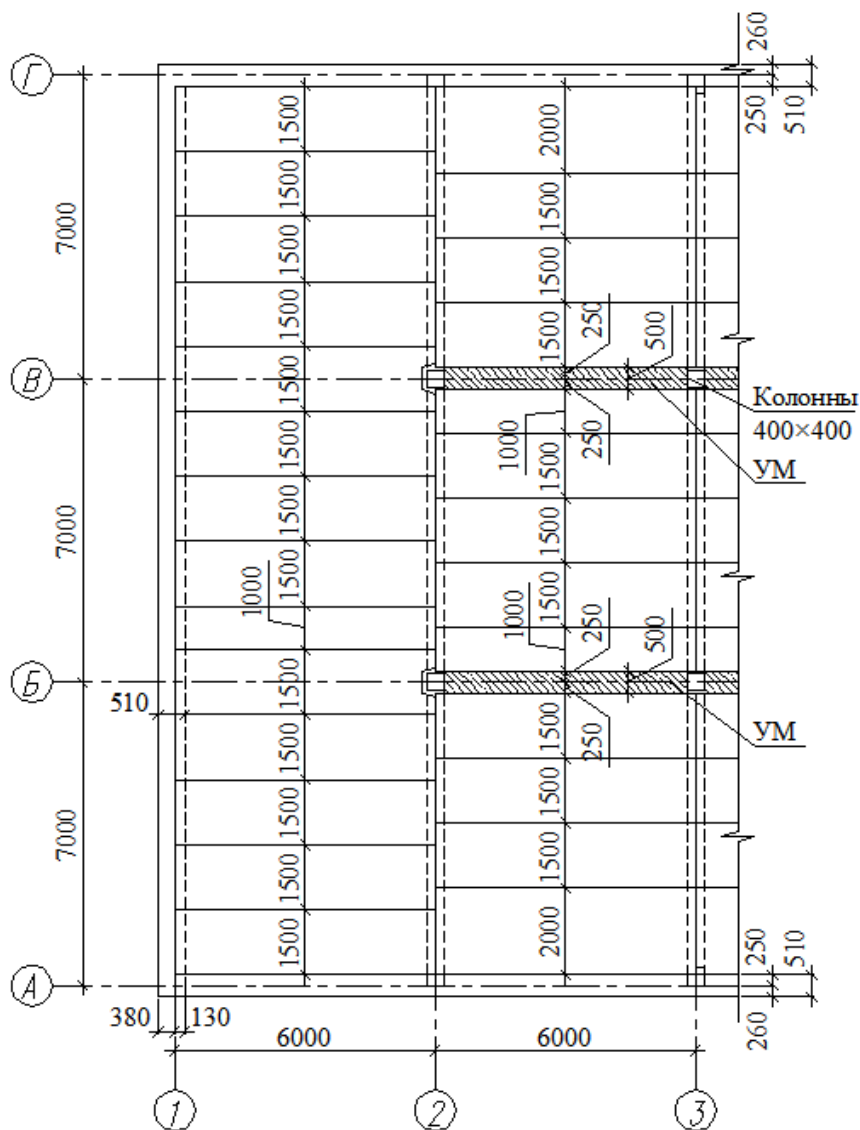


Рисунок 1.3 – Компоночная схема раскладки плит перекрытий с поперечным расположением ригелей

2 ПОДБОР ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Плиты перекрытий подбираются по каталогам или типовым сериям в зависимости от действующей на перекрытие полной нагрузки.

2.1 Сбор нагрузок

Нагрузки складываются из постоянных и переменных. Переменные нагрузки могут быть кратковременно и длительно действующими. В таблице 2.1 приведен порядок сбора нагрузок.

Т а б л и ц а 2.1 – Нагрузки, действующие на плиту перекрытия

В кН/м²

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	0,5	1,35	0,675
2 Плита перекрытия	3,0*	1,35	4,05
И т о г о	3,5		4,725
<i>Переменные (p)</i>			
3 Стационарное оборудование (длительно действующая)	5,5	1,5	8,25
4 Вес людей и материалов (кратковременно действующая)	1,5	1,5	2,25
И т о г о	7,0		10,5
<i>Суммарные (q)</i>			
5 Полные	10,5		15,225
6 В том числе длительно действующие	9,0		12,975
*Равномерно распределенная нагрузка для плоских плит с круглыми пустотами. Для плит с ребрами вниз принимать 2,2 кН/м ² .			

2.2 Назначение марки плиты

Марку плиты перекрытия по каталогу или серии назначаем, учитывая полную расчетную нагрузку, конструктивную длину и ширину плиты. В приложении А приведены плиты с круглыми пустотами (таблица А.1) и ребристые с ребрами вниз (таблица А.2). Несущая способность подобранной плиты перекрытия должна быть больше полной расчетной нагрузки. Если в каталоге или серии дана допускаемая расчетная нагрузка на плиту без учета ее собственного веса, то от полной расчетной нагрузки необходимо вычесть собственный вес

плиты перекрытия (п. 2 таблицы 2.1) и при подборе учитывать полученную разность.

3 РАСЧЕТ РИГЕЛЯ

3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения

При расчете ригеля необходимо нагрузку, распределенную по площади перекрытия (см. таблицу 2.1), собрать в распределенную по длине ригеля. Для этого ее умножают на грузовую ширину ригеля, которая равна шагу ригелей.

Кроме этого, необходимо учесть нагрузку от собственного веса ригеля.

Примерные размеры сечения ригеля в метрах можно определить по формулам:

$$\text{– рабочая высота } d = 1,853 \sqrt{\frac{M}{f_{cd}}}; \quad (3.1)$$

$$\text{– ширина } b = \frac{d}{2,4}, \quad (3.2)$$

где $M = \frac{ql^2}{8}$ – расчетный изгибающий момент для свободно опертой балки наибольшего из пролетов (l) без учета нагрузки от ее собственного веса, $\text{кН}\cdot\text{м}\cdot 10^{-3}$. Расчетная нагрузка q , $\text{кН}/\text{м}$, определяется из произведения полной расчетной нагрузки (из таблицы 2.1) на шаг ригелей; f_{cd} – расчетная прочность бетона, МПа; d – рабочая высота сечения. Для получения высоты сечения к рабочей высоте добавляют 30–50 мм: $h = d + (0,03\dots 0,05)$ м.

При назначении размеров сечения ширина принимается $b = 10, 12, 15$ см и далее кратно 5 см, высота – кратно 5 см при $h \leq 60$ см и кратно 10 см при большей высоте.

Нагрузка от собственного веса ригеля $g = 25bh$ (в $\text{кН}/\text{м}$), где $25 \text{ кН}/\text{м}^3$ – объемный вес железобетона, b и h – принятые ширина и высота сечения ригеля, м.

Нагрузки, действующие на ригель, сводятся в таблицу 3.1.

Пример сбора нагрузок выполнен для данных таблицы 2.1 с шагом ригелей 6,0 м.

Т а б л и ц а 3.1 – Нагрузки, действующие на ригель

В кН/м

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	3,0	1,35	4,05
2 Плита перекрытия	18,0	1,35	24,3
3 Ригель ($b = 20$ см, $h = 60$ см)	3,0	1,35	4,05
И т о г о	24,0		32,4
<i>Переменные (p)</i>			
4 Стационарное оборудование (длительно действующая)	33,0	1,5	49,5
5 Вес людей и материалов (кратковременно действующая)	9,0	1,5	13,5
И т о г о	42,0		63,0
<i>Суммарные (q)</i>			
6 Полные	66,0		95,4
7 В том числе длительно действующие	57,0		81,9

3.2 Статический расчет

Изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях определяются по формуле

$$M = (\alpha g + \beta p) l^2, \quad (3.3)$$

где α и β – табличные коэффициенты, зависящие от характера загрузки неразрезной балки (приведены в приложении Б); g и p – соответственно величины постоянной и переменной равномерно распределенных нагрузок; l – пролет ригеля (для опорного момента – наибольший из примыкающих к опоре).

Расчет с помощью таблиц разрешается для балок, пролеты которых равны или отличаются друг от друга не более чем на 10 %.

В таблице 3.2 приведены результаты определения максимальных моментов на опорах и серединах пролетов для четырехпролетного

ригеля при $g = 28,2$ кН/м, $p = 51,3$ кН/м, $l = 6$ м. Вычисления их проводились по формуле (3.3). Например:

– для опоры B при третьем варианте загрузки

$$M_B = -(0,107 \cdot 28,2 + 0,121 \cdot 51,3) \cdot 6^2 = -332,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– для середины первого пролета при втором варианте загрузки

$$M_1 = (0,077 \cdot 28,2 + 0,100 \cdot 51,3) \cdot 6^2 = 262,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Т а б л и ц а 3.2 – Максимальные изгибающие моменты в ригеле

В кН·м

Загружение			Пролетные моменты				Опорные моменты		
номер	индекс	схема	M_1	M_2	M_3	M_4	$-M_B$	$-M_C$	$-M_D$
		$\begin{array}{ccccc} A & B & C & D & E \\ \Delta & \Delta & \Delta & \Delta & \Delta \\ 1 & 2 & 3 & 4 & \end{array}$							
2	420 410		262,9	-46,6	186,1	35,7	208,4	138,6	208,4
3	430 410						332,1 232,5*	105,3 131,9	215,7 209,0
4	440 410						175,1 184,4	269,7 232,5*	175,1 184,4
5	450 410		35,7	186,1	-46,6	262,9	208,4	138,6	208,4
<i>Примечание – Моменты, отмеченные звездочкой, понижены.</i>									

В целях экономии материалов и унификации армирования производится перераспределение моментов. Оно сводится, как правило, к понижению и выравниванию опорных моментов. Понижение моментов на первой промежуточной опоре не должно превышать 30 % в целях избежания чрезмерного раскрытия трещин. Пролетные моменты при рассматриваемом нагружении увеличиваются, но, как правило, не превосходят их значений при невыгодном нагружении на пролетный момент.

В рассматриваемом примере момент на опоре B при первом нагружении понижен на 30 %, а на опоре C при втором нагружении – до величины, равной моменту на опоре B . При понижении момента на какой-либо опоре изменяются моменты на других опорах. Эти

изменения могут быть определены с помощью добавочных эпюр, изображенных на рисунке 3.1.

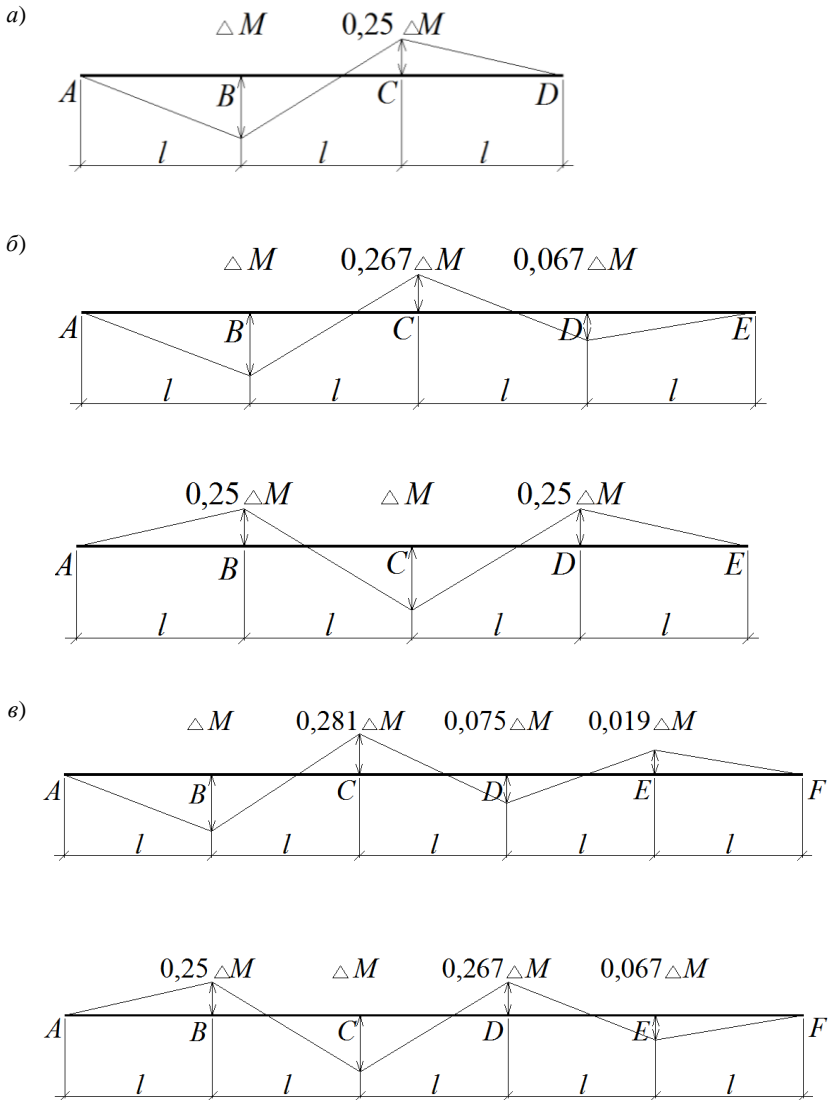


Рисунок 3.1 – Значения опорных моментов при загрузении балки

на крайней или любой средней опоре моментом ΔM :
 a – трехпролетной балки; b – четырехпролетной балки; g – пятипролетной балки

3.3 Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

Огибающие эпюры усилий дают полное представление о работе ригеля и позволяют решать задачи о поперечном армировании и обрыве стержней, если они выполняются графически.

Изгибающие моменты в любом сечении $M_{(x)}$ определяются по формуле

$$M_{(x)} = M_0 - M_{\text{sup},l}(1 - \xi) - M_{\text{sup},r}\xi, \quad (3.4)$$

где M_0 – момент в свободно опертой балке. Для равномерно распределенной нагрузки

$$M_0 = \frac{(g + p)l^2}{2} \xi(1 - \xi); \quad (3.5)$$

$M_{\text{sup},l}$ и $M_{\text{sup},r}$ – значения моментов по абсолютной величине на левой и правой опорах с учетом перераспределения усилий; $\xi = x/l$ – относительное расстояние, а x – расстояние от левой опоры до расчетного сечения.

Поперечные силы $V_{(x)}$ определяются по формуле

$$V_{(x)} = \frac{g + p}{2} l(1 - 2\xi) - \frac{M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l}}{l}. \quad (3.6)$$

Чтобы определить максимальные значения поперечных сил, необходимо выбрать соответствующее загрузение. При рассмотрении первого пролета следует учесть, что пластические свойства арматуры могут не реализоваться и понижение опорного момента на первой промежуточной опоре не произойдет. Тогда поперечная сила на этой опоре слева будет больше, чем вычисленная при пониженном опорном моменте. Не прибегая к вычислениям, эту поперечную силу можно увеличить на 20 %.

Вычисления следует вести в табличной форме и приведенной последовательности. Для сокращения времени расчет лучше вести на персональном компьютере в табличном редакторе Excel. Результаты вычислений для всех видов загрузения приведены в таблицах 3.3–3.6. В таблице 3.7 полученные в сечениях ригеля всех пролетов

внутренние усилия M и V сведены воедино. По значениям M и V таблицы 3.7 строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для всех вариантов загрузжений (рисунок 3.2).

Т а б л и ц а 3.3 – Вычисление M и V при загрузжении № 2 $[(g + p) - g - (g + p) - g]$

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
$l, \text{ м}$	6					6				
$g, \text{ кН/м}$	28,2					28,2				
$p, \text{ кН/м}$	51,3					51,3				
$q = g + p, \text{ кН/м}$	79,5					–				
$q = g, \text{ кН/м}$	–					28,2				
$M_{\text{sup},l}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	0					208,4				
$M_{\text{sup},r}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	208,4					138,6				
$V_M = (M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l})/l, \text{ кН}$	34,7					-11,6				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{\text{sup},l}(1 - \xi), \text{ кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{rt} = M_{\text{sup},r}\xi, \text{ кН}\cdot\text{м}$	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	34,7	69,3	104	138,6
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lt} - M_{rt}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	0	216,2	253,6	112	-208	-208	-95,8	-46,6	-60,9	-139
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M, \text{ кН}$	203,8	84,5	-34,73	-154	-273	49,9	7,6	-34,7	-77,0	-119

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.3

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
$l, \text{ м}$	6					6				
$g, \text{ кН/м}$	28,2					28,2				
$p, \text{ кН/м}$	51,3					51,3				
$q = g + p, \text{ кН/м}$	79,5					–				
$q = g, \text{ кН/м}$	–					28,2				
$M_{\text{sup},l}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	138,6					208,4				
$M_{\text{sup},r}, \text{ кН}\cdot\text{м}$	208,4					0				
$V_M = (M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l})/l, \text{ кН}$	11,6					-34,7				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{\text{sup},l}(1 - \xi), \text{ кН}\cdot\text{м}$	138,6	104	69,3	34,7	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0

$M_{rt} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lt} - M_{rt}$, кН·м	-138,6	112,3	184,3	77,4	-208	-208,4	-61,1	22,7	43,1	0
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	203,8	84,5	-34,7	-154	-273	49,9	7,6	-34,7	-77	-119,3

Т а б л и ц а 3.4 – Вычисление M и V при загрузении № 3 $[(g + p) - (g + p) - g - (g + p)]$

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					79,5				
$q = g$, кН/м	–					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					232,5				
$M_{sup,r}$, кН·м	232,5					131,9				
$V_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	38,75					-16,77				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	232,5	174,4	116,3	58,1	0
$M_{rt} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	58,1	116,3	174,4	232,5	0	33,0	66,0	98,9	131,9
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lt} - M_{rt}$, кН·м	0	210,2	241,5	93,9	-233	-233	61,0	175,6	111,3	-132
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	199,8	80,5	-38,8	-158	-277	199,8	80,5	-38,8	-158	-277

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.4

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	131,9					222,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	222,4					0				
$V_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	15,1					-37,1				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	131,9	98,9	66,0	33,0	0	222,4	166,8	111,2	55,6	0

$M_{lr} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	55,6	111,2	166,8	222,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lr} - M_{lr}$, кН·м	-131,9	-59,4	-50,3	-104,6	-222	-222,4	101,5	246,6	212,7	0
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	45,9	3,4	-38,8	-81,05	-123	199,8	80,5	-38,8	-158	-277,3

Т а б л и ц а 3.5 – Вычисление M и V при загрузении № 4 $[g - (g + p) - (g + p) - g]$

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					184,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	184,4					232,5				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	30,73					8,02				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lr} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	184,4	138,3	92,2	46,1	0
$M_{lr} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	46,1	92,2	138,3	184,4	0	58,13	116,3	174,4	232,5
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lr} - M_{lr}$, кН·м	0	49,1	34,7	-43,1	-184	-184	71,9	149,3	47,8	-233
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	53,87	11,6	-30,7	-73	-115	207,8	88,5	-30,7	-150	-269

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.5

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					–				
$q = g$, кН/м	–					28,2				
$M_{sup,l}$, кН·м	232,5					184,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	184,4					0				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	-8,02					-30,73				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lr} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	232,5	174,4	116,3	58,13	0	184,4	138,3	92,2	46,1	0

$M_{rt} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	46,1	92,2	138,3	184,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lt} - M_{rt}$, кН·м	-232,5	47,8	149,3	71,9	-184	-184,4	-43,1	34,7	49,1	0
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	207,8	88,5	-30,7	-150	-269	53,9	11,6	-30,7	-73	-115,3

Т а б л и ц а 3.6 – Вычисление M и V при загрузении № 5 [$g - (g + p) - g - (g + p)$]

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					208,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	208,4					138,6				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	34,73					-11,63				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{rt} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	34,7	69,3	104	138,6
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{lt} - M_{rt}$, кН·м	0	43,1	22,7	-61,1	-208	-208	77,4	184,3	112,3	-139
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	49,87	7,567	-34,73	-77	-119	203,8	84,5	-34,7	-154	-273

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.6

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	138,6					208,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	208,4					0				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	11,6					-34,7				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{lt} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	138,6	104	69,3	34,7	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0

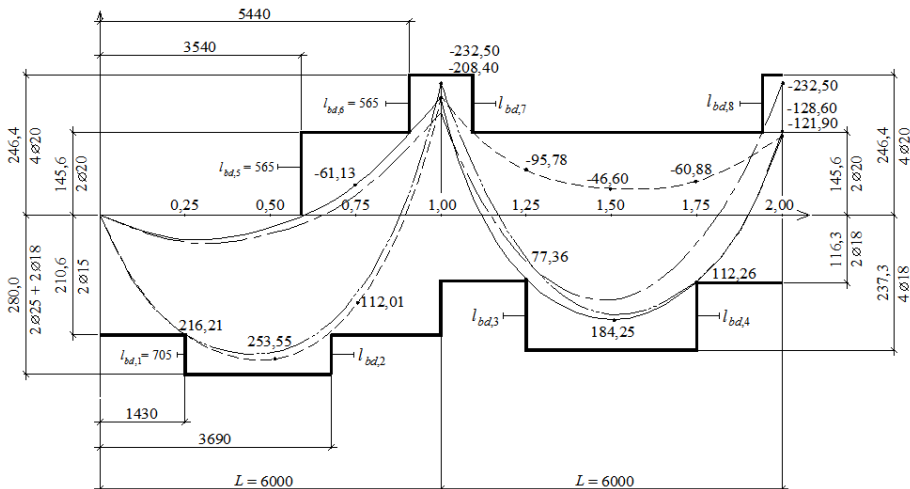
$M_{II} = M_{\text{sup},r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{II} - M_{r,r}$, кН·м	-138,6	-60,9	-46,6	-95,8	-208	-208,4	112	253,6	216,2	0
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	49,9	7,6	-34,7	-77,03	-119	203,8	84,5	-34,7	-154	-273,2

Т а б л и ц а 3.7 – Внутренние усилия M и V для всех загружений

номер	индекс	Загружение схема	Вид усилия	Расстояние сечения от опоры $\xi = x/l$				
				0	0,25	0,50	0,75	1,00
<i>Первый пролет</i>								
2	420	$[(g+p) - g - (g+p) - g]$	M	0,00	216,21	253,55	112,01	-208,40
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23
3	430	$[(g+p) - (g+p) - g - (g+p)]$	M	0,00	210,19	241,50	93,94	-232,50
	410		V	199,75	80,50	-38,75	-158,00	-277,25
4	440	$[g - (g+p) - (g+p) - g]$	M	0,00	49,08	34,70	-43,13	-184,40
	410		V	53,87	11,57	-30,73	-73,03	-115,33
5	450	$[g - (g+p) - g - (g+p)]$	M	0,00	43,08	22,70	-61,13	-208,40
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
<i>Второй пролет</i>								
2	420	$[(g+p) - g - (g+p) - g]$	M	-208,40	-95,78	-46,60	-60,88	-138,60
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
3	430	$[(g+p) - (g+p) - g - (g+p)]$	M	-232,50	60,96	175,55	111,26	-131,90
	410		V	199,75	80,50	-38,75	-158,00	-277,25
4	440	$[g - (g+p) - (g+p) - g]$	M	-184,40	71,89	149,30	47,84	-232,50
	410		V	207,77	88,52	-30,73	-149,98	-269,23
5	450	$[g - (g+p) - g - (g+p)]$	M	-208,40	77,36	184,25	112,26	-138,60
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23
<i>Третий пролет</i>								
2	420	$[(g+p) - g - (g+p) - g]$	M	-138,60	112,26	184,25	77,36	-208,40
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23
3	430	$[(g+p) - (g+p) - g - (g+p)]$	M	-131,90	-59,35	-50,25	-104,60	-222,40
	410		V	45,85	3,55	-38,75	-81,05	-123,35
4	440	$[g - (g+p) - (g+p) - g]$	M	-232,50	47,84	149,30	71,89	-184,40
	410		V	207,77	88,52	-30,73	-149,98	-269,23
5	450	$[g - (g+p) - g - (g+p)]$	M	-138,60	-60,88	-46,60	-95,78	-208,40
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
<i>Четвертый пролет</i>								
2	420	$[(g+p) - g - (g+p) - g]$	M	-208,40	-61,13	22,70	43,08	0,00
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
3	430	$[(g+p) - (g+p) - g - (g+p)]$	M	-222,40	101,51	246,55	212,71	0,00
	410		V	199,75	80,50	-38,75	-158,00	-277,25

4	440	$[g - (g + p) - (g + p) - g]$	M	-184,40	-43,13	34,70	49,08	0,00
	410		V	53,87	11,57	-30,73	-73,03	-115,33
5	450	$[g - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-208,40	112,01	253,55	216,21	0,00
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23

Эпюры M , кН·м



Эпюры V , кН

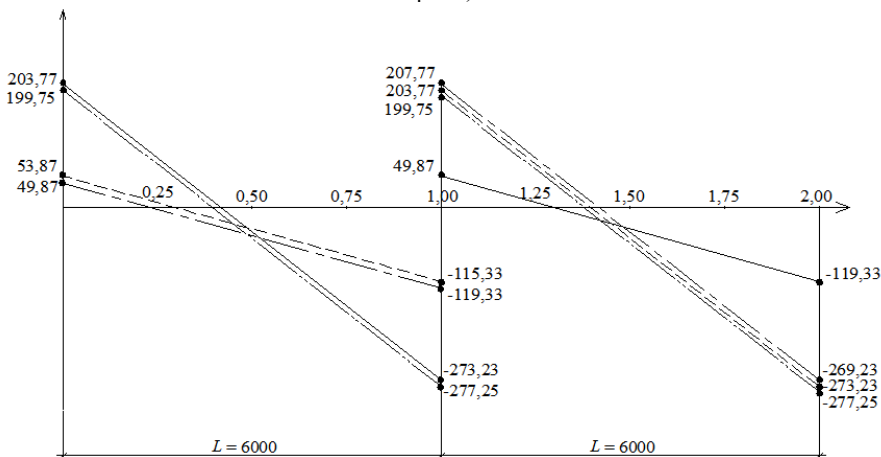


Рисунок 3.2 – Эпюры моментов и поперечных сил и их огибающие.
Эпюры материалов

	$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}}$	
4	Определяем A_s , c и d	По сортаменту (приложение Д) назначаем диаметр и количество стержней. В зависимости от защитного слоя бетона и расположения стержней в сечении определяем c и d

Т а б л и ц а 3.9 – **Определение сечения арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного сечения (по методу предельных усилий – альтернативная модель)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2}$	Коэффициент $\alpha = 1$ для бетона класса С ^{50/60} и меньше
2	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_{lim}$	Если $\xi > \xi_{lim}$ увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона или усиливают сжатую зону сечения арматурой A_{sc}
3	$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа
4	$A_s^{TP} = \frac{\alpha f_{cd} b \xi d}{f_{yd}}$	Определение требуемого сечения растянутой арматуры
5	Определяем A_s , c и d	По сортаменту (см. приложение Д) назначаем диаметр и количество стержней. В зависимости от защитного слоя бетона и расположения стержней в сечении определяем c и d

Первый пролет. Нижняя арматура, $M_{Sd} = 261,1$ кН·м. Расчет выполняем по деформационной модели:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2,25 \text{ ‰};$$

$$\varepsilon_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087;$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,6087 (1 - 0,416 \cdot 0,6087) = 0,368.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} = \frac{261,1 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,337 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0,368,$$

растянутая арматура достигает предельных значений

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \frac{0,337}{0,81}} = 0,777;$$

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d} = \frac{261,1 \cdot 10^{-3}}{450 \cdot 0,777 \cdot 0,54} = 13,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 13,83 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальный процент армирования для растянутой арматуры изгибаемых элементов $\rho_{\text{min}} = 0,15 \%$, тогда $A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} b d = 0,15 \cdot 0,2 \cdot 0,54 / 100 = 1,62 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,62 \text{ см}^2$.

По сортаменту (см. приложение Д) назначаем $2\emptyset 25$ мм, $A_{s1} = 9,82 \text{ см}^2$ и $2\emptyset 18$ мм, $A_{s2} = 5,09 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, а). Общая площадь арматуры $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9,82 + 5,09 = 14,91 \text{ см}^2$. Расстояние от растянутых волокон до центра тяжести арматуры

$$c = \frac{A_{s1} y_1 + A_{s2} y_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{9,82 \cdot 37,5 + 5,09 \cdot 84}{14,91} = 53 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $d = 600 - 53 = 547 \text{ мм} = 0,547 \text{ м}$.

Опора В. Верхняя арматура, $M_{Sd} = 232,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Расчет выполняем по деформационной модели:

$$\alpha_m = \frac{232,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,3;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \frac{0,3}{0,81}} = 0,81;$$

$$A_s^{\text{тр}} = \frac{232,5 \cdot 10^{-3}}{450 \cdot 0,81 \cdot 0,54} = 11,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,81 \text{ см}^2.$$

Назначаем $4\emptyset 20$ мм, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, б).

$c = c_{\text{cov}} + \emptyset + 30/2 = 20 + 20 + 15 = 55 \text{ мм}$;

$d = 600 - 55 = 545 \text{ мм} = 0,545 \text{ м}$.

Второй пролет. Нижняя арматура, $M_{Sd} = 184,25 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Расчет выполняем по альтернативной модели:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} = \frac{184,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,238.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,24} = 0,276.$$

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,3 = 0,744;$$

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,744}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,744}{1,1}\right)} = 0,576;$$

$$\xi = 0,279 < \xi_{lim} = 0,576.$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_s^{TP} = \frac{\alpha f_{cd} b \xi d}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,276 \cdot 0,54}{450} = 8,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,81 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 18$ мм, $A_s = 10,17 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, в).

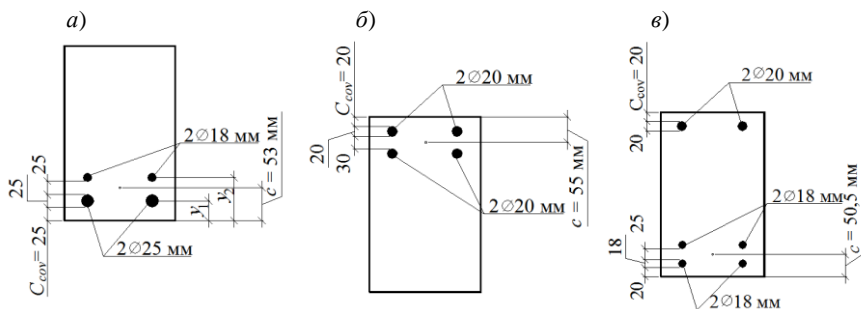


Рисунок 3.3 – Поперечное сечение ригеля:
а – первый пролет; б – опора В; в – второй пролет

$$c = c_{cov} + \varnothing + 25/2 = 20 + 18 + 12,5 = 50,5 \text{ мм} \approx 51 \text{ мм};$$

$$d = 600 - 51 = 549 \text{ мм} = 0,549 \text{ м}.$$

Верхняя арматура. Принимаем однорядное расположение арматуры в верхней зоне: $c = 30$ мм, $d = 570$ мм.

$$\alpha_m = \frac{50,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,57^2} = 0,058.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,058} = 0,06 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$A_s^{\text{TP}} = \frac{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,058 \cdot 0,57}{450} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,95 \text{ см}^2 > A_{s,\text{min}} = 1,62 \text{ см}^2.$$

Назначаем два стержня, идущих от опоры B, $2\varnothing 20$ мм,

$$A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_s^{\text{TP}} = 1,95 \text{ см}^2.$$

После назначения сечения арматуры выполняем проверку расчета, т. е. определяем несущую способность сечения M_{Rd} и сравниваем ее с действующим изгибающим моментом M_{Sd} . Алгоритм определения несущей способности бетонного сечения с одиночной арматурой для деформационной модели приведен в таблице 3.10, для альтернативной – в таблице 3.11.

Т а б л и ц а 3.10 – **Определение несущей способности сечения изгибаемого элемента с одиночной арматурой (деформационная модель)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} \leq \xi_{\text{lim}},$ идти к п. 3 или п. 6	Определение относительной высоты сжатой зоны бетона, $\xi = \frac{x}{d}$, $\omega_c = 0,810$
2	$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа
3	$\eta = 1 - k_2 \xi$	$\eta = z/d$ – относительная величина плеча внутренней пары сил; $k_2 = 0,416$
4	$M_{Rd} = A_s f_{yd} \eta d$	Несущая способность сечения по растянутой арматуре
5	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно
6	$\alpha_m = \omega_c \xi (1 - k_2 \xi)$	Другой вариант определения несущей способности
7	$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$	Несущая способность сечения по сжатому бетону
8	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно

Т а б л и ц а 3.11 – **Определение несущей способности сечения изгибаемого элемента с одиночной арматурой (альтернативная модель)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} \leq \xi_{\text{lim}},$	Определение относительной высоты сжатой зоны бетона, $\xi = \frac{x}{d}$

	идти к п. 3 или п. 6	
2	$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа
3	$\alpha_m = \xi(1 - \xi/2)$	Один вариант определения несущей способности
4	$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$	Несущая способность сечения по сжатому бетону
5	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно
6	$\zeta = 1 - \xi/2$	Другой вариант определения несущей способности
7	$M_{Rd} = A_s f_{yd} \zeta d$	Несущая способность сечения по растянутой арматуре
8	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно

Первый пролет. Продолжаем расчет по деформационной модели:

$$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,547} = 0,569 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - k_2 \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,569 = 0,763;$$

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \eta d = 14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,763 \cdot 0,547 = 280,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 280,0 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 261,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность сечения при двух оборванных стержнях $\varnothing 18$ мм составит ($c = 37,5$; $d = 600 - 37,5 = 562,5 \approx 562$ мм):

$$\xi = \frac{9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,562} = 0,365 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,365 = 0,848;$$

$$M_{Rd} = 9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,848 \cdot 0,562 = 210,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опора В.

$$\xi = \frac{12,56 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,545} = 0,481 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,481 = 0,8;$$

$$M_{Rd} = 12,56 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,545 = 246,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 246,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 232,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность сечения при двух оборванных стержнях $2\varnothing 20$ мм составит ($c = 30$; $d = 600 - 30 = 570$ мм):

$$\xi = \frac{6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,57} = 0,23 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,23 = 0,904;$$

$$M_{Rd} = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,904 \cdot 0,57 = 145,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Второй пролет. Продолжаем расчет по альтернативной модели. Расчет выполняем с учетом сжатой арматуры из $2\varnothing 20$ мм ($A'_s = 6,28 \text{ см}^2$), идущих от опоры B :

$$\xi = \frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} = \frac{(10,17 - 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 450}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,549} = 0,12 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,12 \left(1 - \frac{0,12}{2} \right) = 0,113;$$

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2 + A'_s f_{yd} (d - c') = 0,113 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,549^2 + 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 (0,549 - 0,03) = 237,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 237,3 \text{ кН}\cdot\text{м} > 184,25 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность при двух оборванных стержнях $2\varnothing 20$ мм составит ($c = 29$; $d = 600 - 29 = 571$ мм):

$$\xi = \frac{5,085 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,549} = 0,157 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\alpha_m = 0,157 \left(1 - \frac{0,157}{2} \right) = 0,145;$$

$$M_{Rd} = 0,145 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,549^2 = 116,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3.4.2 Подбор поперечной арматуры

Поперечные стержни (хомуты) устанавливаются для обеспечения прочности наклонных сечений балки на действие поперечной силы. Для наклонных сечений приопорных участков расчет ведется на максимальное значение поперечных сил в опорных сечениях V_l и V_r , определяемых по формуле (3.6). Для наклонных сечений пролетных участков расчет ведется на максимальное значение поперечной силы в средних четвертях пролета

$$V_{(l/4)} = \frac{(3V_l - V_r)}{4}; \quad (3.7)$$

$$V_{(3l/4)} = \frac{(V_l - 3V_r)}{4}. \quad (3.8)$$

Подбор поперечных стержней начинается проверкой условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}, \quad (3.9)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = 0,12k\sqrt[3]{100\rho_i f_{ck}} bd \geq V_{Rd,ct,min}. \quad (3.10)$$

Здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, величина d подставляется в мм;

$\rho_i = \frac{A_{st}}{bd} < 0,02$ – коэффициент армирования, A_{st} – площадь продольной растянутой арматуры; $V_{Rd,ct,min} = 0,4f_{ctd}bd$.

Если условие (3.9) выполняется, то поперечная арматура устанавливается конструктивно. При $V_{Sd} > V_{Rd,ct}$ необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Алгоритм подбора поперечной арматуры приведен в таблице 3.12. В указанном алгоритме задаются диаметром поперечных стержней \varnothing_{sw} , который по условиям сварки связан с диаметром продольных

стержней \varnothing_s . При крестовом соединении двух стержней $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/4$, а трех стержней $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/2$. По назначенному диаметру поперечных стержней определяется их шаг s , который не должен превышать шага по конструктивным требованиям и максимально допустимого шага s_{max} , предотвращающего разрушение по наклонному сечению, проходящему между соседними хомутами.

После определения шага поперечных стержней выполняется проверка прочности сечений.

В курсовом проекте выполняется подбор поперечной арматуры для ригелей крайнего (первого) пролета и среднего (второго) пролета. В первом случае рассчитываются поперечные стержни для наклонных сечений, приопорных (левого и правого) и пролетного участков ригеля, во втором – приопорного (левого) и пролетного участков.

Т а б л и ц а 3.12 – Определение сечения и шага поперечной арматуры

№ П/П	Алгоритм	Пояснения
1	$v_{sw} = \frac{V_{Sd}}{4\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}bd^2}$	Величина распределенной поперечной силы, приходящейся на один хомут. Для прямоугольного сечения $\eta_f = 0$; при отсутствии продольной силы $\eta_N = 0$
2	$l_{inc.cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{v_{sw}}}$	Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента
3	$d \leq l_{inc.cr} \leq 2d$	–
4	$v_{sw} \geq \frac{V_{Sd}}{2dn}$	Требования, вытекающие из предыдущего условия. n – количество ветвей (плоских каркасов в поперечном сечении)
5	$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}f_{ctd}b}{2}$	Требования СНБ 5.03.01–02, п. 7.2.2.10 для хомутов, установленных по расчету
6	$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} \text{ или } \varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{2}$	Из технологических требований сварки, при крестовом соединении двух и трех стержней соответственно, назначаем \varnothing_{sw}
7	$A_{sw} = n \frac{\pi \varnothing_{sw}^2}{4}$	Суммарная площадь поперечного сечения стержней в ветвах
8	$s = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{v_{sw,max}}$	Расчетный шаг поперечных стержней (хомутов). $v_{sw,max}$ – наибольшая величина из п. 1, 4 и 5
9	$s_{max} = \frac{0,75\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{V_{Sd}}$	Максимально допустимый шаг хомутов
10	При $h > 450$ мм: $s \leq h/3$; $s \leq 300$ мм	Конструктивные требования шага хомутов: – для приопорных участков;

	$h \leq 450$ мм: $s \leq h/2$; $s \leq 150$ мм $h > 300$ мм: $s \leq 3h/4$; $s \leq 500$ мм	– для пролетных участков
11	Принято s , мм	Наименьшая величина из п. 8, 9 и 10
<i>Проверка прочности</i>		
12	$v_{sw} \geq \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s}$	Распределенная поперечная сила, воспринимаемая одним хомутом
13	$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{v_{sw}}}$	Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента
14	$l_{inc,cr} \leq 2d$	Идти к п. 16
15	$l_{inc,cr} > 2d$	Идти к п. 17
16	$V_{Rd} = 2\sqrt{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2} v_{sw}$	Поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением
17	$V_{Rd} = 2d v_{sw} + \frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{l_{inc,cr}}$	Поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением
18	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$; конец	Сечение и шаг поперечных стержней подобраны верно

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

$$V_{Sd} \leq V_{Rd, \max}, \quad (3.11)$$

где $V_{Rd, \max} = 0,3\eta_{w1}\eta_{c1}f_{cd}bd$; η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента: $\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E \rho_{sw} \leq 1,3$.

Здесь $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}}$; E_s – модуль упругости арматуры, $E_s = 200$ МПа; E_{cm} –

модуль упругости бетона (таблица В.3); $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs}$. $\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd}$,

здесь $\beta_4 = 0,01$; f_{cd} подставляется в МПа.

Рассмотрим расчет ригеля крайнего пролета.

Максимальная поперечная сила для левого приопорного участка (левой четверти пролета) $V_{Sd,l} = 203,8$ кН. Необходимые расчетные величины: $d = 0,547$ м, $2d = 1,094$ м, $A_s = 14,91$ см² ($2\emptyset 25$ мм + $2\emptyset 18$ мм), $b = 0,2$ м, бетон класса C^{20/25}, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,0$ МПа, арматура S240, $f_{ywd} = 157$ МПа, число ветвей $n = 2$, $\eta_f = 0$, $\eta_N = 0$, $\eta_{c2} = 2$, $\eta_{c3} = 0,6$.

1 Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{547}} = 1,60 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{A_s}{bd} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,547} = 0,0136 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12k\sqrt[3]{100\rho_i f_{ck}} bd = 0,12 \cdot 1,6 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0136 \cdot 20} \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 0,063 \text{ МН} = 63 \text{ кН, но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4f_{ctd}bd = 0,4 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 43,8 \text{ кН.}$$

Поскольку $V_{Sd} = 203,8 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 63,0 \text{ кН}$, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

2 Подбор поперечной арматуры:

$$v_{sw} = \frac{V_{Sd}^2}{4\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}bd^2} = \frac{203,8^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2} = 47,5 \text{ кН/м;}$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{47,5}} = 1,58 > 2d = 1,094 \text{ м;}$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5V_{Sd}}{2d} = \frac{0,5 \cdot 203,8}{2 \cdot 0,547} = 93,1 \text{ кН/м;}$$

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}f_{ctd}b}{2} = \frac{0,6 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} = 60,0 \text{ кН/м;}$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 8 \text{ мм, для двух ветвей}$$

$$A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{v_{sw,max}} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{93,1} = 0,17 \text{ м} = 170 \text{ мм;}$$

$$s_{max} = \frac{0,75\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{V_{Sd}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{203,8} = 0,44 \text{ м} = 440 \text{ мм.}$$

Конструктивные требования шага хомутов для приопорных участков балки с высотой $h > 450 \text{ мм}$:

$$s \leq \frac{h}{3} = \frac{600}{3} = 200 \text{ мм}, s \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение $s = 170$ мм.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,17} = 93,3 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{93,3}} = 1,13 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2dv_{sw} + \frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{l_{inc,cr}} = 1,094 \cdot 93,3 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{1,13} = 210,6 \text{ кН};$$

$V_{Rd} = 210,6 \text{ кН} > V_{Sd} = 203,8 \text{ кН}$, следовательно, прочность обеспечена.

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 6,9; \quad \rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,17} = 0,003;$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,003 = 1,1 < 1,3;$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 13,3 = 0,867;$$

$$V_{Rd,max} = 0,3\eta_{w1}\eta_{c1}f_{cd}bd = 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,867 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 420,1 \text{ кН};$$

$V_{Rd,max} = 420,1 \text{ кН} > V_{Sd} = 203,8 \text{ кН}$, следовательно, прочность обеспечена.

Максимальная поперечная сила для правого приопорного участка (правой четверти пролета) $V_{Sd,r} = 277,3 \cdot 1,2 = 332,8 \text{ кН}$ (поперечная сила увеличена на 20 % в соответствии с подразд. 3.3).

Необходимые расчетные величины: $d = 0,545 \text{ м}$; $2d = 1,09 \text{ м}$; $A_{st} = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20 мм), остальные берем из расчета левого приопорного участка.

1 Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{545}} = 1,61 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{12,56 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,545} = 0,0115 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 1,61 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0115 \cdot 20} \cdot 0,2 \cdot 0,545 = \\ = 0,060 \text{ МН} = 60 \text{ кН} < V_{Sd} = 332,8 \text{ кН}.$$

Требуется расчет поперечной арматуры.

2 Подбор поперечной арматуры:

$$v_{sw} = \frac{332,8^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545^2} = 233,1 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545^2}{233,1}} = 0,71 \text{ м} < 2d = 1,09 \text{ м};$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{20}{4} = 5 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 12 \text{ мм, для двух ветвей } A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{233,1} = 0,152 \text{ м} = 152 \text{ мм};$$

$$s_{max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545^2}{332,8} = 0,268 \text{ м} = 268 \text{ мм}.$$

Конструктивные требования: $s \leq 200 \text{ мм}$, $s \leq 300 \text{ мм}$.

Принимаем $s = 150 \text{ мм}$.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 236,5 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545^2}{236,5}} = 0,50 \text{ м} < 2d = 1,09 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2\sqrt{\eta_c 2 f_{ctd} b d^2} v_{sw} = 2\sqrt{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545^2 \cdot 236,5} = 335,3 \text{ кН} > \\ > V_{Sd} = 332,8 \text{ кН, следовательно, прочность обеспечена.}$$

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\rho_{sw} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,15} = 0,0075;$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,0075 = 1,26 < 1,3;$$

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 1,26 \cdot 0,867 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,545 = 475,1 \text{ кН} > V_{Sd} = 332,8 \text{ кН},$$

следовательно, прочность обеспечена.

*Пролетный участок ригеля (средние четверти пролета).
Максимальная поперечная сила*

$$V_{(3l/4)Sd} = (3V_r - V_l) / 4 = (3 \cdot 277,3 - 203,8) / 4 = 157,0 \text{ кН}.$$

Необходимые расчетные величины аналогичны величинам для левого приопорного участка:

1 Необходимость расчета:

$$V_{Rd,cr} = 63,0 \text{ кН} < V_{Sd} = 157,0 \text{ кН}, \text{ требуется расчет поперечной арматуры.}$$

2 Подбор поперечной арматуры

$$v_{sw} = \frac{157,0^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2} = 51,5 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{51,5}} = 1,52 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 157,0}{2 \cdot 0,547} = 71,8 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 60 \text{ кН/м};$$

$$\varnothing_{sw} = 8 \text{ мм, для двух ветвей } A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{71,8} = 0,220 \text{ м} = 220 \text{ мм};$$

$$s_{max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{157,0} = 0,572 \text{ м} = 572 \text{ мм}.$$

Конструктивные требования шага хомутов для пролетного участка балки высотой $h > 450$ мм:

$$s \leq \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} \cdot 600 = 450 \text{ мм}, \quad s \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение $s = 220$ мм.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,22} = 72,1 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{72,1}} = 1,29 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,547 \cdot 72,1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{1,29} = 171,7 \text{ кН} > V_{Sd} = 157,0 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами для пролетного участка не выполняется.

Аналогично выполняется расчет прочности наклонных сечений ригеля второго пролета. Схемы поперечного армирования ригелей первого и второго пролетов приведены на рисунке 3.4.

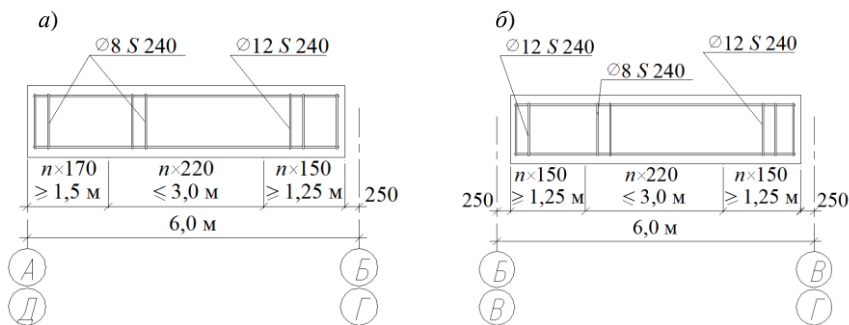


Рисунок 3.4 – Схема армирования ригеля поперечными стержнями:
а – первого пролета; б – второго пролета

3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней

В целях экономии стали часть продольной арматуры (до 50 % максимальной расчетной площади) может не доводиться до опоры и обрываться в пролете, где она не требуется по расчету. Места теоретического обрыва стержней определяются с помощью эпюры материалов.

Эпюра материалов (эпюра моментов, воспринимаемых сечением элемента с подобранной растянутой арматурой) строится по значениям несущей способности сечений при необорванных и оборванных стержнях.

Места теоретического обрыва легко определить графически при совмещении огибающей эпюры изгибающих моментов и эпюры материалов. Точки с общими ординатами (точки пересечения) будут точками теоретического обрыва стержней.

Точное значение мест теоретического обрыва стержней определяют аналитически, используя уравнение (3.4). Решение его относительно $x = \xi l$ дает

$$x_{1,2} = b \pm \sqrt{b^2 - c}, \quad (3.12)$$

где $b = 0,5l + (M_{sup,l} - M_{sup,r})/ql$; $c = 2(M + M_{sup,l})/q$; в зависимости от загрузки $q = g$ или $q = g + p$; M – изгибающий момент, воспринимаемый в сечении необорванными стержнями (для арматуры на опоре подставляется со знаком "минус"); $M_{sup,l}$ и $M_{sup,r}$ – подставляются по абсолютным значениям.

Определим точки теоретического обрыва крайнего ригеля.

Для пролетной арматуры: $l = 6,0$ м; загрузка № 2 (индекс 420), $q = g + p = 79,5$ кН/м; $M_{sup,l} = 0$; $M_{sup,r} = 208,4$ кН·м; $M = 210,6$ кН·м; $b = 0,5 \cdot 6 + (0 - 208,4)/(79,5 \cdot 6) = 2,56$ м; $c = 2(210 + 0)/79,5 = 5,28$ м;

$$x_{1,2} = 2,56 \pm \sqrt{2,56^2 - 5,28} = 2,56 \pm 1,13 \text{ м}; x_1 = 1,43 \text{ м}; x_2 = 3,69 \text{ м}.$$

Для арматуры на опоре В (1-я группа): загрузка № 5 (индекс 450), $q = g = 28,2$ кН/м; $M_{sup,l} = 0$; $M_{sup,r} = 208,4$ кН·м; $M = -145,6$ кН·м; $b = 0,5 \cdot 6 + (0 - 208,4)/(28,2 \cdot 6) = 1,77$ м; $c = 2(-145,6 + 0)/28,2 = -10,33$ м; $x_{1,2} = 1,77 \pm \sqrt{1,77^2 - (-10,33)} = 1,77 \pm 3,67$ м; $x_1 = 5,44$ м.

Для арматуры на опоре В (2-я группа): $M = 0$; $b = 1,77$ м; $c = 0$; $x_{1,2} = 1,77 \pm 1,77$ м; $x_1 = 3,54$ м.

Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее l_{bd} , определяемое по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 l_b \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (3.13)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условие анкеровки, определяются по таблице 11.6 [1]; l_b – базовая длина анкеровки, определяется по таблице Ж.2; $A_{s,red}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету; $A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры; $l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимается равной наибольшему значению из величин:

– $0,6l_b$; $20\varnothing$; 100 мм – для растянутых стержней;

– $0,3l_b$; $15\varnothing$; 100 мм – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за место теоретического обрыва должна быть не менее $0,5h + 20\varnothing$, где h – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение $\alpha_1\alpha_2\alpha_4$ изменяется в пределах $0,7-1,0$ (см. п. 11.2.32 [1]), а величина α_3 в условиях обрыва арматуры ригеля принимается равной $0,7$, то в курсовом проекте разрешается принять $\alpha_1\alpha_2\alpha_4 = 1,0$, а $\alpha_3 = 0,7$.

Для пролетной арматуры крайнего ригеля обрываются стержни $\varnothing 18$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 9,82$ см² ($2\varnothing 25$ мм), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 14,91$ см² ($2\varnothing 18$ мм + $2\varnothing 25$ мм). По таблице Ж.2 базовая длина анкеровки $l_b = 47 \cdot 25 = 1175$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (3.13):

$$l_{bd,1} = 0,7 \cdot 1175 \frac{9,82}{14,91} = 542 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки:

$$- 0,6l_b = 0,6 \cdot 1175 = 705 \text{ мм;}$$

$$- 20\varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм;}$$

$$- h/2 = 600/2 = 300 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 705$ мм.

Для арматуры опоры В крайнего ригеля обрываются стержни $\varnothing 20$ мм класса S500: $A_{s,red} = 6,28$ см² ($2\varnothing 20$ мм), $A_{s,prov} = 12,56$ см² ($4\varnothing 20$ мм);

$$l_b = 47 \cdot 20 = 940 \text{ мм; } l_{bd,6} = 0,7 \cdot 940 \frac{6,28}{12,56} = 329 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки:

$$- 0,6 \cdot 940 = 564 \text{ мм;}$$

$$- 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм;}$$

$$- 600/2 = 300 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,6} = 565$ мм.

3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля

Значение предельно допустимой ширины раскрытия трещин при практически постоянном сочетании нагрузок (при постоянной и длительной нагрузках) $w_{lim} = 0,4$ мм (таблица 5.1 [1]).

Расчет по раскрытию трещин сводится к проверке условия

$$w_k \leq w_{\text{lim}},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин от практически постоянного сочетания нагрузок.

Расчетная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{cm},$$

где s_{rm} – среднее расстояние между трещинами; ε_{cm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующем сочетании нагрузок; β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней. При расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующим сочетанием нагрузок, $\beta = 1,7$.

Среднее расстояние между трещинами, мм,

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}},$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном: для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$, для гладких стержней $k_1 = 1,6$; k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента, для изгиба $k_2 = 0,5$; \varnothing – диаметр рабочих стержней, мм; ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования;

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}.$$

Здесь A_s – площадь сечения арматуры; $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру: $A_{c,eff} = h_{c,eff} b = 2(h - d)b$, где $h_{c,eff}$ – эффективная высота растянутой зоны сечения.

Значение средней относительной деформации арматуры определяется по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_s \psi_s.$$

Здесь ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами:

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2,$$

где β_1 – коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля $\beta_1 = 1,0$, для гладкой стержневой арматуры $\beta_1 =$

0,5; β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки. При длительно действующих нагрузках $\beta_2 = 0,5$; M_{Sd} – расчетный изгибающий момент при $\gamma_f = 1$ (от действия нормативных нагрузок); M_{cr} – момент трещинообразования; допускается определять как для бетонного сечения:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c.$$

Здесь f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении; W_c – момент сопротивления бетонного сечения в уровне центра тяжести растянутой арматуры. Для его вычисления необходимо:

– определить положение центра тяжести бетонного прямоугольного сечения:

$$y_c = h/2;$$

– определить момент инерции прямоугольного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести:

$$I_c = \frac{bh^3}{12};$$

– разделить момент инерции сечения на расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести растянутой арматуры:

$$W_c = \frac{I_c}{y_c - c}.$$

Относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной определяется по формуле

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s.$$

Напряжения σ_s определяем по упрощенной формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{z A_s},$$

а величину z – плеча внутренней пары сил – определяем в зависимости от процента армирования

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100;$$

$z = 0,9d$ – при $\rho \leq 0,5$ %;

$z = 0,85d$ – при $0,5$ % $\leq \rho \leq 1,0$ %;

$z = 0,8d$ – при $\rho > 1,0$ %.

Определим ширину раскрытия трещин ригеля первого пролета при загрузении № 2, которое вызывает наибольший изгибающий момент. Момент от нормативных длительных действующих нагрузок

$$M_{Sd} = (0,077 \cdot 24,0 + 0,100 \cdot 33,0) \cdot 6^2 = 185,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Геометрические характеристики сечения:

$$A_c = bh = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12 \text{ м}^2;$$

$$y_c = \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ м};$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,6^3}{12} = 36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_c - c} = \frac{36 \cdot 10^{-4}}{0,3 - 0,053} = 14,575 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$M_{cr} = f_{cm} W_c = 2,2 \cdot 10^3 \cdot 14,575 \cdot 10^{-3} = 32,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 = 1 - 1,0 \cdot 0,5 \left(\frac{32,1}{185,3} \right)^2 = 0,985.$$

$$\text{Процент армирования сечения } \rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{0,12} \cdot 100 = 1,24 \%,$$

больше 1 %, следовательно, $z = 0,8d$;

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{z A_s} = \frac{185,3 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 0,547 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}} = 284,0 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{284,0}{2,1 \cdot 10^5} = 1,35 \cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_s \psi_s = 1,35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,985 = 1,33 \cdot 10^{-3}.$$

Эффективный коэффициент армирования равен:

$$A_{c,eff} = 2(h - d)b = 2 \cdot (0,6 - 0,547) \cdot 0,2 = 2,12 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{2,12 \cdot 10^{-2}} = 0,07;$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{25}{0,07} = 85,7 \text{ мм}.$$

Расчетная ширина раскрытия трещин равна:

$w_k = \beta_{sm} \epsilon_{cm} = 1,7 \cdot 85,7 \cdot 1,33 \cdot 10^{-3} = 0,19$ мм; $w_k = 0,19$ мм. Ширина раскрытия трещин меньше допустимой: $w_k = 0,19$ мм < $w_{lim} = 0,4$ мм.

3.6 Расчет прогиба ригеля

Проверку жесткости ригеля следует производить из условия $a_k \leq a_{lim}$, где a_k – прогиб ригеля от действия внешней нагрузки; a_{lim} – предельно допустимый прогиб (приложение Е).

Для железобетонных элементов прямоугольного и таврового сечения с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, прогиб можно определять по формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \frac{M_{Sd} l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)},$$

где α_k – коэффициент, зависящий от схемы опирания плиты и характера нагрузки (таблица Ж.1); M_{Sd} – максимальное значение расчетного момента при $\gamma_f = 1$ (от нормативной нагрузки); $B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки.

Так как в сечении ригеля образуются трещины, то изгибная жесткость определяется по формуле

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)},$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона. При действии длительной нагрузки $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}$; E_{cm} – модуль упругости

бетона (таблица В.3); $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное состояние коэффициента ползучести. Определяется по номограммам рисунка 6 [1]. Для бетона в возрасте 100 и более суток, относительной влажности внутреннего воздуха RH = 50 % можно принять: $\Phi(\infty, t_0) = 2,4$ – для бетона класса C¹⁶/₂₀, $\Phi(\infty, t_0) = 2,2$ – для бетона класса C²⁰/₂₅, $\Phi(\infty, t_0) = 2,0$ – для

бетона класса $C^{25/30}$; I_I, I_{II} – соответственно моменты инерции сечения без трещин и с трещиной, определяемые с учетом $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - x_I\right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_I)^2.$$

Высота сжатой зоны x_I

$$x_I = \frac{bh\frac{h}{2} + \alpha_e A_s d}{bh + \alpha_e A_s}.$$

Момент инерции сечения с трещинами. Высота сжатой зоны x_{II} находится из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

$$\frac{bx_{II}^2}{2} - \alpha_e A_s (d - x_{II}) = 0; \quad \frac{bx_{II}^2}{2} + \alpha_e A_s x_{II} - \alpha_e A_s d = 0;$$

$$x_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_e A_s}{b} \left(\frac{\alpha_e A_s}{b} + 2d \right)} - \frac{\alpha_e A_s}{b};$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2.$$

Если в результате расчетов по предельным состояниям второй группы окажется, что ширина раскрытия трещин или прогиб превышают предельные значения, то необходимо увеличить высоту ригеля или увеличить площадь рабочей арматуры.

Определим прогиб ригеля первого пролета при загрузении № 2. Из предыдущего расчета $M_{cr} = 32,1$ кН·м, $M_{Sd} = 185,3$ кН·м. Геометрические характеристики сечения:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{29 \cdot 10^3}{1 + 1,65} = 10,9 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{10,9 \cdot 10^3} = 18,3;$$

$$x_I = \frac{bh \frac{h}{2} + \alpha_e A_s d}{bh + \alpha_e A_s} = \frac{0,2 \cdot 0,6 \frac{0,6}{2} + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 0,547}{0,2 \cdot 0,6 + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}} = 0,346 \text{ м};$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_I \right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_I)^2 = \frac{0,2 \cdot 0,6^3}{12} + 0,2 \cdot 0,6 \left(\frac{0,6}{2} - 0,346 \right)^2 + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} (0,547 - 0,346)^2 = 49,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$x_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_e A_s}{b} \left(\frac{\alpha_e A_s}{b} + 2d \right)} - \frac{\alpha_e A_s}{b} = \sqrt{\frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} \cdot \left(\frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} + 2 \cdot 0,547 \right)} - \frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} = 0,273 \text{ м}.$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 = \frac{0,2 \cdot 0,273^3}{3} + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} (0,547 - 0,273)^2 = 34,04 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} = \frac{10,9 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 34,04 \cdot 10^{-4}}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \left(\frac{32,1}{185,3} \right)^2 \left(1 - \frac{34,04 \cdot 10^{-4}}{49,65 \cdot 10^{-4}} \right)} = 37478,4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Коэффициент α_k определяем по 9-й строке таблицы Ж.1.

$$M_A = 0; M_B = (0,107 \cdot 24 + 0,054 \cdot 33) \cdot 6^2 = 156,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_k = \frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10 M_m} \right) = \frac{5}{48} \left(1 - \frac{0 + 156,6}{10 \cdot 185,3} \right) = 0,0954.$$

Величина прогиба

$$a(\infty, t_0) = 0,0954 \frac{185,3 \cdot 6^2}{37478,4} = 0,017 \text{ м} = 17 \text{ мм.}$$

$$a(\infty, t_0) = 17 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 30 \text{ мм.}$$

Жесткость ригеля обеспечена.

3.7 Расчет стыка ригеля с колонной

Узлы соединения ригелей между собой и с колонной должны обеспечивать восприятие опорных моментов и поперечных сил ригеля. Это достигается соединением опорной арматуры соседних ригелей и устройством в колоннах опорных консолей.

Варианты стыков приведены на рисунке 3.5. В них опорные стыковые стержни пропускаются через каналы в колонне (они могут быть и забетонированы в колонне при ее изготовлении) и привариваются к закладным деталям ригеля. Сжимающие усилия в нижней части ригеля передаются через сварные швы, соединяющие закладные детали ригеля и консоли.

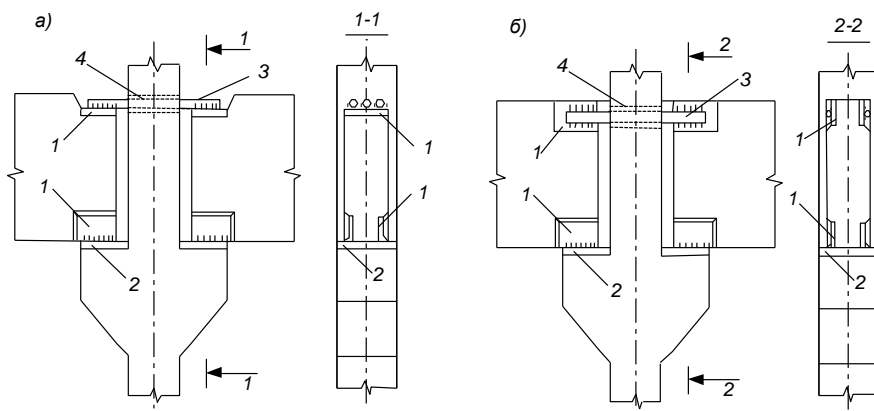


Рисунок 3.5 – Узлы соединения ригеля с колонной:

а – стыковые стержни привариваются к горизонтальной закладной детали;

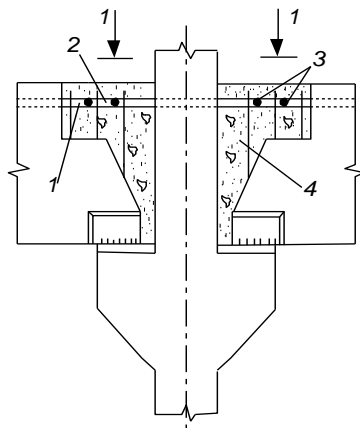
б – стыковые стержни привариваются к вертикальной закладной детали;

1 – закладные детали ригеля; 2 – закладные детали колонны;

3 – стыковые стержни; 4 – отверстия в колонне

Типовым решением является стык с ванной сваркой соединяемых опорных стержней (рисунок 3.6). В этом случае ригель и колонна имеют выпуски арматуры, которые свариваются непосредственно или через короткие соединительные стержни. Сжимающие усилия воспринимаются бетоном полости стыка.

Рисунок 3.6 – Соединение опорной арматуры с помощью ванной сварки: 1 – выпуски арматуры ригеля; 2 – вставка арматуры; 3 – ванная сварка; 4 – бетон омоноличивания



Стык ригеля с колонной должен обеспечить работу ригеля как неразрезной балки, а соединения стыка должны быть равнопрочны с основной конструкцией. Поэтому площадь стыковых стержней и закладных деталей ригеля принимается по опорной арматуре ригеля. Если стыковые стержни отличаются по классу стали от опорной арматуры, то перерасчет их сечения производится из условий равенства усилий, воспринимаемых опорной арматурой и стыковыми стержнями,

$$A_{sj} \geq A_s \frac{f_{yd}}{f_{yd,j}}. \quad (3.14)$$

Здесь A_s и A_{sj} – сечение опорных и стыковых стержней; f_{yd} и $f_{yd,j}$ – класс стали опорных и стыковых стержней.

Сечение и размеры закладной детали (пластинки или уголка) принимаются конструктивно. Для проверки можно использовать формулу, определяющую минимальное поперечное сечение закладной детали:

$$A_d \geq \frac{N}{R_y}, \quad (3.15)$$

где N – усилие, которое способно воспринимать опорные стержни, т. е. $N = f_{yd}A_s$; A_s – общее сечение опорных стержней; R_y – расчетное сопротивление стали закладной детали.

Сварные швы, соединяющие закладные детали с опорной арматурой, и стыковые стержни с закладными деталями рассчитываются на усилие N . Длина сварных швов определяется по формуле

$$l_w \geq \frac{1,3N}{0,7k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}}, \quad (3.16)$$

где k_f – катет сварного шва; R_{wf} (R_{wz}), γ_c , γ_{wf} – характеристики сварного соединения по СНиП II–23–81* [4].

Сжимающие усилия в обетонированном стыке воспринимаются бетоном, заполняющим полость между торцом ригеля и гранью колонны. В необетонированных стыках усилие N передается через сварные швы, прикрепляющие нижнюю закладную деталь ригеля к стальной пластине консоли. Суммарная длина сварных швов

$$l_w = \frac{1,3(N - T)}{0,7k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}}, \quad (3.17)$$

где $T = Vf$ – сила трения от вертикального давления на опоре ($f \approx 0,15$).

4 РАСЧЕТ КОЛОННЫ И ЕЕ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1 Расчетно-конструктивная схема

Колонны первого, а при наличии подвала – подвального этажа рассматриваются как стойки с жестким защемлением в фундаменте и шарнирно-неподвижным закреплением в уровне междуэтажного перекрытия. Расчетная длина для такой схемы закрепления принимается от обреза фундамента до оси ригеля с коэффициентом

0,7. Колонны остальных этажей рассчитываются как стойки с шарнирно-неподвижным опиранием в уровнях перекрытий с расчетной длиной $l_0 = H$, где H – высота этажа.

Стыки колонн устраиваются в каждом этаже или через этаж. Ригели опираются на консоли колонн. Стык ригеля с колонной предусматривается жестким. Ввиду того, что жесткость ригеля выше жесткости колонн, влияние изгибающих моментов на несущую способность колонн незначительно. Однако при расчете сжатых элементов всегда должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет e_a , эксцентриситет от неучтенных факторов, который суммируется с эксцентриситетом приложения продольной силы. Величину случайного эксцентриситета e_a принимают как большую из следующих значений: 1/30 высоты сечения элемента, 1/600 расчетной длины, 20 мм – для сборных колонн.

Для сокращения типоразмеров сборных элементов целесообразно назначать сечение колонн постоянным на всех этажах, за исключением подвального, варьируя классом бетона и коэффициентом армирования, принимая его в пределах $\rho = 0,02...0,03$. Класс бетона назначается не ниже $C^{12}/_{15}$, а для сильно нагруженных – не ниже $C^{20}/_{25}$.

4.2 Расчет колонны

Колонны прямоугольного поперечного сечения, нагруженные продольной сжимающей силой, приложенной со случайным эксцентриситетом ($e_0 = e_a$), и при гибкости $\lambda = l_{eff}/h \leq 24$ и симметричном армировании разрешается рассчитывать по условию

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi(\alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot}), \quad (4.1)$$

где N_{Rd} – прочность сечения при действии продольного усилия; φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов; A_c – площадь поперечного сечения сжатого элемента; $A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении.

Значение коэффициента φ определяем по таблице Ж.3 в зависимости от гибкости колонны λ и относительной величины эксцентриситета e_a/h .

Рекомендуемый алгоритм определения площади поперечного сечения колонны и расчет продольного армирования приведены в таблице 4.1.

Т а б л и ц а 4.1 – **Определение площади поперечного сечения и продольного армирования центрально сжатых колонн**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$A_{s,tot} = \rho A_c$; $N_{Sdl} \leq N_{Rd} = \varphi A_c (\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})$	Неравенство, полученное из (4.1), при введении в него коэффициента армирования поперечного сечения ρ
2	$A_c = \frac{N_{Sdl}}{\varphi (\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})}$	Определение требуемой площади сечения колонны без учета влияния продольного изгиба ($\varphi = 1$) и случайного эксцентриситета
3	Определяем размеры поперечного сечения b и h : $b = h = \sqrt{A_c}$	Размеры сторон сечения колонн при их величине до 500 мм принимают кратными 50 мм, при больших величинах – кратными 100 мм. Не следует принимать сечение колонн меньше 300×300 мм
4	$e_a = \frac{H(\text{см})}{600}$; $e_a = \frac{h(\text{мм})}{30}$; $e_a = 20$ мм	Выбираем величину случайного эксцентриситета e_a как большую из трех значений
5	Определяем условную расчетную длину колонны. $l_{eff} = l_0 \sqrt{k}$; $k = 1 + 0,5 \frac{N_{Sdl,t}}{N_{Sdl}} \Phi(\infty, t_0)$	$N_{Sdl,t}$ – продольное усилие от постоянной и длительно действующей нагрузок; $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение ползучести бетона, допускается принимать равным 2,0
6	$\lambda = l_{eff} / h$; e_a/h и φ	По гибкости λ и относительной величине случайного эксцентриситета, интерполируя данные таблицы Ж.3, получаем коэффициент φ
7	$A_{s,tot}^{тр} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{N_{Sdl}}{\varphi} - \alpha f_{cd} A_c \right)$	Определяем необходимое сечение всей продольной арматуры
8	$A_{s,tot} \geq A_{s,tot}^{тр}$	Назначаем диаметр и количество стержней продольной арматуры и определяем ее площадь
9	$\rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100 \%$	Определяем процент армирования
10	$\rho = 1...2 \%$	Сечение арматуры подобрано удовлетворительно

4.3 Конструирование колонны

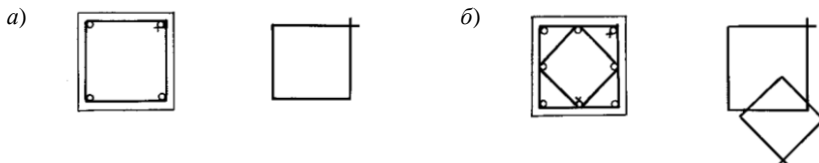
Продольные стержни в поперечном сечении колонны размещают как можно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая по требованиям норм должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм.

Колонны сечением до 40×40 см можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения колонны.

Поперечные стержни (хомуты) в колонне ставят без расчета, но с соблюдением требований норм [1]. Расстояние между ними должно быть при сварных каркасах не более $20\varnothing_s$, при вязаных – $15\varnothing_s$, но не более 500 мм (здесь \varnothing_s – наименьший диаметр продольных стержней). Расстояние между хомутами округляют до размеров, кратных 50 мм. Диаметр хомутов \varnothing_{sw} сварных каркасов должен назначаться из условий сварки. Диаметр хомутов \varnothing_{sw} вязаных каркасов должен быть не менее 5 мм и не менее $0,25\varnothing_s$ (\varnothing_s – наибольший диаметр продольных стержней).

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых к угловым продольным стержням плоских каркасов.

Примеры армирования колонн приведены на рисунке 4.1.



в)

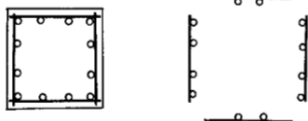


Рисунок 4.1 – Армирование колонн:
а, б – вязанный каркас; в – сварной каркас

4.4 Пример расчета колонны

Подсчет нагрузок, действующих на колонну от покрытия и перекрытия, приведен в таблицах 4.2 и 4.3 соответственно. Здание трехэтажное с подвалом, высота этажа 4,2 м, высота подвала 3,0 м; нормативная полезная нагрузка 7,0 кН/м², в том числе длительно действующие 5,5 кН/м²; грузовая площадь 36 м².

Т а б л и ц а 4.2 – Нагрузки на колонну, передаваемые с покрытия

В кН

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные</i>			
1 Слой гравия на битумной мастике	$0,16 \cdot 36 = 5,76$	1,35	7,78
2 Гидроизоляционный ковер	$0,1 \cdot 36 = 3,6$	1,35	4,86
3 Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$	$20 \cdot 0,02 \cdot 36 = 14,4$	1,35	19,44
4 Утеплитель $\gamma = 4 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$	$4 \cdot 0,15 \cdot 36 = 21,6$	1,35	29,16
5 Пароизоляция	$0,03 \cdot 36 = 1,08$	1,35	1,46
6 Плита покрытия	$3 \cdot 36 = 108$	1,35	145,8
7 Ригель ($b = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$)	$3 \cdot 6 = 18,0$	1,35	24,3
И т о г о	$G_{k,1} = 172,4$		$G_{d,1} = 232,8$
<i>Временные</i>			
8 Полная снеговая	$Q_{k,1} = 1,0 \cdot 36 = 36,0$	1,5	$Q_{d,1} = 54,0$
9 В том числе длительно*	$Q_{k,lt,1} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 36 = 10,8$	1,5	$Q_{d,lt,1} = 16,2$
*Для I и II районов вся снеговая нагрузка кратковременная, для III района – 30 %, для IV района – 50 % и для V и VI районов – 60 % от полной снеговой нагрузки – длительно действующая.			

Т а б л и ц а 4.3 – Нагрузки на колонну, передаваемые с перекрытия

В кН

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности	расчетная

		по нагрузке γ_f	
<i>Постоянные</i>			
1 Пол	$3,5 \cdot 36 = 126,0$	1,35	170,1
2 Плита	$3 \cdot 36 = 108$	1,35	145,8
3 Ригель	$3 \cdot 6 = 18,0$	1,35	24,3
И т о г о	$G_{k,2} = 252,0$		$G_{d,2} = 340,2$
<i>Временные</i>			
4 Стационарное оборудование	$Q_{k,lt,2} = 5,5 \cdot 36 = 198,0$	1,5	$Q_{d,lt,2} = 297,0$
5 Вес людей и материалов	$1,5 \cdot 36 = 54,0$	1,5	81,0
И т о г о	$Q_{k,2} = 252,0$		$Q_{d,2} = 378,0$

Нагрузка от собственного веса колонны в пределах этажа при предварительно принятых размерах ее сечения $0,4 \times 0,4$ м и объемном весе железобетона 25 кН/м^3 составит: нормативная $0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,25 = 17 \text{ кН}$; расчетная $17 \cdot 1,15 = 19 \text{ кН}$; в подвале – соответственно 12 и 14 кН.

По полученным данным вычисляем нагрузки на колонны каждого этажа (таблица 4.4). В качестве доминирующей временной нагрузки принимаем нагрузку на перекрытие. Тогда расчетная продольная сила определяется по второму основному сочетанию:

$$N_{Sd} = \sum_j \gamma_{ff} G_{k,j} + \gamma_{fi} Q_{k,2} + \psi_{0,1} \gamma_{fi} Q_{k,1}; \quad (4.2)$$

$$N_{Sd,lt} = \sum_j \gamma_{ff} G_{k,j} + \gamma_{fi} Q_{k,lt,2} + \psi_{0,1} \gamma_{fi} Q_{k,lt,2}. \quad (4.3)$$

Здесь $\psi_{0,1} = 0,7$ – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки.

Т а б л и ц а 4.4 – Расчетные нагрузки на колонны (округленно)

В кН

Этаж	Полная расчетная нагрузка, N_{Sd}	В том числе длительно действующая, $N_{Sd,lt}$
<u>Расчетные нагрузки при $\gamma_f > 1$</u>		
3-й	$N_{Sd,3} = 232,8 + 19 + 0,7 \cdot 54 = 290$	$N_{Sd,lt,3} = 263$
2-й	$N_{Sd,2} = 232,8 + 2 \cdot 19 + 340,2 + 378 + 0,7 \cdot 54 = 1027$	$N_{Sd,lt,2} = 919$
1-й	$N_{Sd,1} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 2 \cdot 340,2 + 2 \cdot 378 + 0,7 \cdot 54 = 1764$	$N_{Sd,lt,1} = 1575$
Подвал	$N_{Sd,n} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 14 + 3 \cdot 340,2 + 3 \cdot 378 + 0,7 \cdot 54 = 2496$	$N_{Sd,lt,n} = 2226$
<u>Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$</u>		
Подвал	$N_{Sk,n} = 172,4 + 3 \cdot 17 + 12 + 3 \cdot 252 + 3 \cdot 252 + 0,7 \cdot 36 = 1773$	

В качестве примера выполним расчет колонн 1-го этажа и подвала.

1 Расчет колонны 1-го этажа.

$N_{Sd,1} = 1764$ кН, $l_0 = H = 4,2$ м. Принимаем бетон класса $C^{16/20}$, $f_{cd} = 10,7$ МПа, арматура класса S400, $f_{yd} = 365$ МПа, $\rho = 0,01$, тогда

$$A_c = \frac{N_{Sd,1}}{\varphi(\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})} = \frac{1764 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (1 \cdot 10,7 + 0,01 \cdot 365)} = 0,1229 \text{ м}^2 = 1229 \text{ см}^2.$$

Принимаем квадратное сечение колонны размером $b \times h = 40 \times 40$ см, тогда $A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2$.

Величина случайного эксцентриситета: $e_a = 4200/600 = 7$ мм; $e_a = 400/30 = 13$ мм; $e_a = 20$ мм.

Принимаем $e_a = 20$ мм.

$$\text{Определяем } k = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,tl}}{N_{Sd}} \Phi(\infty, t_0) = 1 + 0,5 \frac{1575}{1764} \cdot 2,0 = 1,89.$$

Условная расчетная длина колонны $l_{eff} = l_0 \sqrt{k} = 4,2 \sqrt{1,89} = 5,8$ м.

Гибкость колонны $\lambda = l_{eff} / h = 5,8/0,4 = 14,5$.

Относительная величина случайного эксцентриситета:

$$e_a/h = 20/400 = 0,05.$$

По λ и e_a/h , интерполирую данные таблицы А.4, определяем $\varphi = 0,8475$.

$$\begin{aligned} A_{s,tot}^{тр} &= \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha f_{cd} A_c \right) = \\ &= \frac{1}{365} \left(\frac{1764 \cdot 10^{-3}}{0,8475} - 1 \cdot 10,7 \cdot 0,16 \right) = 10,11 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 10,11 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем $4\varnothing 20$ мм, $A_{s,tot} = 12,56 \text{ см}^2$.

$$\text{Процент армирования } \rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100 \% = \frac{12,56}{1600} \cdot 100 = 0,8 \%.$$

По конструктивным требованиям (см. таблицу 11.1 [1]) $\rho_{min} = 0,1 \%$, поэтому оставляем принятое армирование.

2 Расчет колонны подвала.

$N_{Sd,n} = 2496$ кН, $l_0 = 0,7H_n = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1$ м. Принимаем бетон класса $C^{16/20}$, $f_{cd} = 10,7$ МПа, арматура класса S400, $f_{yd} = 365$ МПа, $\rho = 0,015$,

$$\text{тогда } A_c = \frac{2496 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (1 \cdot 10,7 + 0,015 \cdot 365)} = 0,1543 \text{ м}^2 = 1543 \text{ см}^2.$$

Принимаем $b \times h = 40 \times 40$ см, тогда $A_c = 1600 \text{ см}^2$.

Случайный эксцентриситет $e_a = 20$ мм.

$$k = 1 + 0,5 \frac{2226}{2496} \cdot 2,0 = 1,89.$$

$$l_{eff} = 2,1 \sqrt{1,89} = 2,89 \text{ м.}$$

$$\lambda = 2,89 / 0,4 = 7,23; e_d/h = 20/400 = 0,05; \varphi = 0,88.$$

$$A_{s,tot}^{\delta\delta} = \frac{1}{365} \left(\frac{2496 \cdot 10^{-3}}{0,88} - 1 \cdot 10,7 \cdot 0,16 \right) = 30,79 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 30,79 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 32$ мм, $A_{s,tot} = 32,17 \text{ см}^2$.

$$\text{Процент армирования } \rho = \frac{32,17}{1600} \cdot 100 = 2 \text{ \%}.$$

4.5 Расчет консоли колонны

Для опирания ригелей балочных перекрытий в колоннах предусматривают короткие консоли, скошенные под углом $\alpha = 45^\circ$ (рисунок 4.2). Ширина консоли b_c назначается равной ширине колонны, а вылет l_c – исходя из удобства размещения закладных деталей для крепления ригеля и необходимой длины сварных швов.

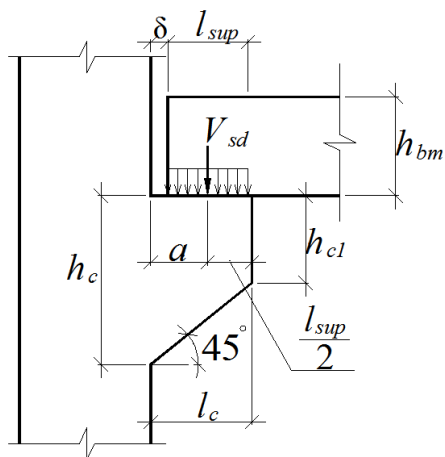


Рисунок 4.2 – Расчетная схема для короткой консоли

Вылет консоли должен быть не менее $1/3$ высоты опорного сечения h_c и не более $0,9$ рабочей высоты консоли d .

Минимально допустимая длина площади опирания ригеля из условия прочности бетона на смятие

$$l_{\text{sup}} = \frac{V_{Sd}}{\alpha f_{cd} b_{bm}}, \quad (4.4)$$

где V_{Sd} – поперечная сила ригеля на опоре; b_{bm} – ширина поперечного сечения ригеля.

Если расстояние от торца сборного ригеля до грани колонны δ , тогда требуемый вылет консоли:

$$l_c = l_{\text{sup}} + \delta.$$

Если принять $\eta = z/d = 0,95$, то требуемая рабочая высота консоли у грани колонны из условия прочности наклонного сечения по сжатой полосе может быть определена по формуле

$$d \geq \frac{V_{Sd}}{0,25\eta\alpha f_{cd} b_c},$$

где b_c – ширина консоли.

Тогда полная высота консоли у ее основания $h_c = d + c$, где c – расстояние от верха консоли до центра тяжести продольной арматуры A_s (рисунок 4.3, а).

Нижняя грань консоли у её основания наклонена под углом 45° , поэтому высоту свободного конца консоли определяем по формуле

$$h_{c1} = h_c - l_c \text{tg } 45^\circ.$$

Сечение продольной арматуры A_s консоли подбирают по увеличенному на 25 % изгибающему моменту в опорном сечении

$$M_{Sd} = V_{Sd} a = V_{Sd} \left(l_c - \frac{l_{\text{sup}}}{2} \right).$$

Определяем $\alpha_m = \frac{1,25 M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b_c d^2},$

затем $\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}}$ и $A_s = \frac{1,25M_{Sd}}{f_{yd}\eta d}$.

Стержни располагают у двух боковых граней консоли и приваривают к закладным деталям консоли.

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли заводят за грань колонны и доводят до противоположной грани колонны (см. рисунок 4.3, а).

Поперечные стержни устанавливают у двух боковых граней консоли с шагом не более $h_c/4$ и не более 150 мм (рисунок 4.3, б).

Площадь сечения отогнутой арматуры определяют по эффективному коэффициенту поперечного армирования $A_{s,inc} = \rho_{min} b_c d$, где $\rho_{min} = 0,002$.

Отогнутую арматуру устанавливают тоже у двух боковых граней консоли (см. рисунок 4.3, а, б).

Если $h_c \leq 2,5a$, то консоли рекомендуется армировать наклонными хомутами (рисунок 4.3, в), которые так же, как и горизонтальные, ставят с шагом не более $h_c/4$ и не более 150 мм.

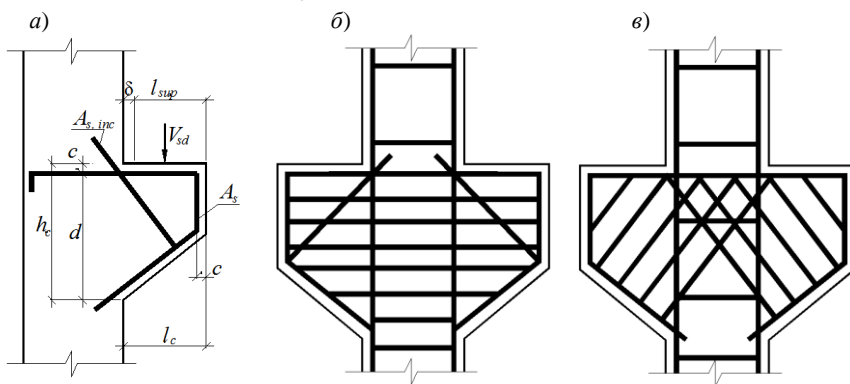


Рисунок 4.3 – Армирование консолей колонн

4.6 Расчет стыка колонн

Рассмотрим наиболее распространенный стык с ванной сваркой продольных стержней.

При выполнении этого стыка в торцах стыкуемых колонн в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки (рисунок 4.4). Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в специальных съемных формах. Расчет стыка производится для двух стадий готовности здания: возведения и эксплуатации.

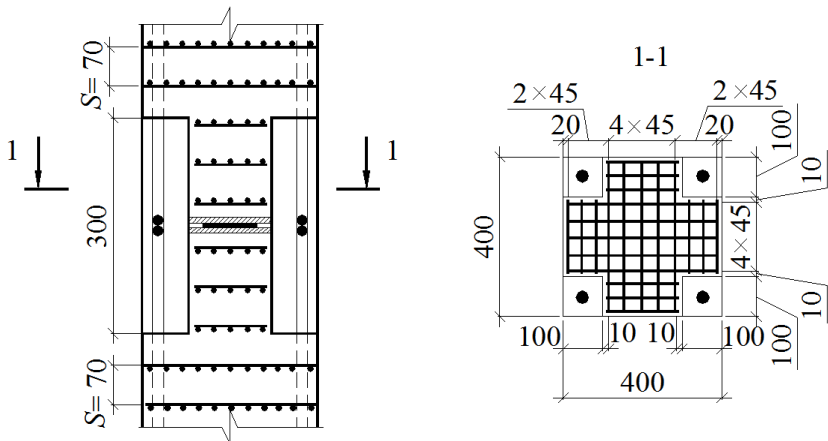


Рисунок 4.4 – Стык колонн с ванной сваркой выпусков арматуры

В стадии возведения незамоноличенный стык считается шарнирным и рассчитывается на монтажные (постоянные) нагрузки. В стадии эксплуатации (после замоноличивания) он считается как жестким с косвенным армированием и рассчитывается на полные нагрузки.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выпуска колонны, усиленным сетчатым армированием ($N_{Rd,1}$) и арматурными выпусками, соединенными ванной сваркой ($N_{Rd,2}$):

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,1} + N_{Rd,2}, \quad (4.5)$$

$$N_{Rd,1} = 0,75f_{cud,eff}A_{c0}; N_{Rd,2} = 0,5\phi_1f_{yd}A_{s,tot},$$

где 0,75 – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений; A_{c0} – площадь смятия, принимаемая равной площади центральной прокладки; $f_{cud,eff}$ – приведенное расчетное

сопротивление бетона смятию, определенное по формуле 7.150 [1]; φ_1 – коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры, определяется по таблице Ж.4; $A_{s,tot}$ – площадь сечения всех выпусков арматуры.

Размеры сечения подрезки можно принять равными $\frac{1}{4}$ размера стороны поперечного сечения колонны: $b_1 = \frac{1}{4}bc$ и $h_1 = \frac{1}{4}hc$.

Расстояние от грани сечения колонны до оси сеток косвенного армирования $c_1 = 20$ мм, а в пределах подрезки $c_2 = 10$ мм (см. рисунок 4.4).

Тогда площадь части сечения колонны, ограниченная осями крайних стержней сетки косвенного армирования,

$$A_{eff} = (b_c - c_1)(h_c - c_1) - 4(b_1 + c_2)(h_1 + c_2).$$

Обычно размеры центрирующей прокладки и толщину распределительных листов назначают такими, чтобы толщина листа была больше $\frac{1}{3}$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки. Тогда за площадь A_{c0} принимается площадь распределительного листа: $A_{c0} = b_c h_c - 4b_1 h_1$.

Площадь распределения A_{c1} принимаем равной площади A_{eff} . Расчетное сопротивление бетона смятию

$$f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}, \quad (4.6)$$

где $\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,max} = 3,5$; $k_u = 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \leq 14$ –

для тяжелого бетона, для мелкозернистого бетона $k_u = 12,5$; $k_f = 1$ (см. таблицу 7.6 [1]); $\omega_{u,max}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии (см. таблицу 7.6 [1]).

Приведенное расчетное сопротивление смятию

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_0 \rho_{xy} f_{yd,xy} \varphi_s. \quad (4.7)$$

Здесь φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования,

$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}$, где $\psi = \frac{\rho_{xy} f_{yd,xy}}{\alpha f_{cd} + 10}$; ρ_{xy} – коэффициент армирования,

$$\rho_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{eff} s_n}, \quad n_x A_{sx} l_x - \text{соответственно число стержней,}$$

площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении; $n_y A_{sy} l_y$ – то же в другом направлении; s_n – расстояние между сетками; $f_{yd,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток; $\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{eff}}$ – коэффициент, учитывающий влияние косвенного

армирования в зоне местного сжатия.

При вычислении усилия $N_{Rd,2}$ определяем гибкость выпусков арматуры:

$$\lambda = l_0/i,$$

где l_0 – расчетная длина выпусков арматуры, равная длине выпусков; i – радиус инерции арматурного стержня $i = \emptyset/4$.

По гибкости и классу арматуры определяем коэффициент продольного изгиба арматуры (см. таблицу Ж.4).

Обычно прочность колонны в стыке до замоноличивания много больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Поэтому проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не проводить, так как добавится еще прочность бетона омоноличивания.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

5.1 Определение размеров подошвы

При центральном загрузении и малых эксцентриситетах фундаменты проектируют квадратными в плане. Расчет их состоит из трех частей: расчет основания, подошвы и тела фундамента. В курсовом проекте расчет основания не выполняется, а в задании указывается условное расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента R_0 .

Площадь подошвы фундамента определяется из равенства

$$N_{Sk} + \gamma_m A_{\phi} H = R_0 A_{\phi},$$

откуда следует

$$A_{\Phi} = \frac{N_{Sk}}{R_0 - \gamma_m H}, \quad (5.1)$$

где N_{Sk} – расчетная нагрузка с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, действующая на фундамент в уровне его обреза; γ_m – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимается равным 20 кН/м^3 ; H – глубина заложения фундамента (расстояние от уровня планировки до подошвы фундамента).

Тогда размер подошвы фундамента в плане $a = \sqrt{A_{\Phi}}$, и его принимают кратным 100 мм .

5.2 Расчет тела фундамента

Расчет тела фундамента заключается в определении его высоты, количества и размеров ступеней, подбора рабочей арматуры подошвы фундамента.

5.2.1 Определение высоты

Высота фундамента определяется в зависимости от способа его сопряжения с колонной. При монолитном сопряжении (рисунок 5.1, *а*) минимальная рабочая высота фундамента определяется из условия его прочности на продавливание. Предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом $33,7^\circ$ [3].

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом (рисунок 5.1, *б*) определяется минимальная толщина дна стакана из условия прочности дна стакана на продавливание.

а)

б)

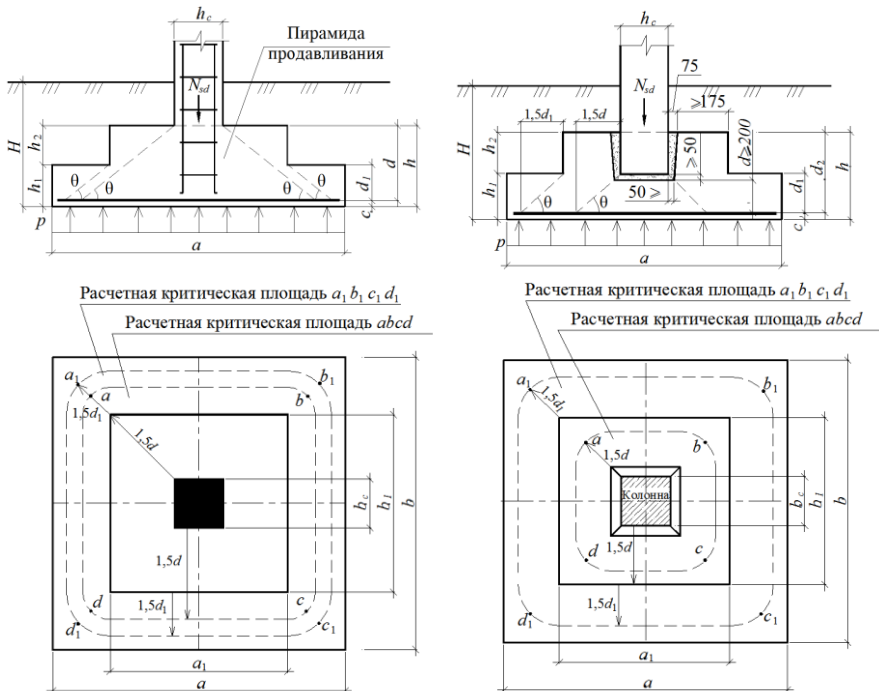


Рисунок 5.1 – Варианты сопряжения фундамента с колонной ($\theta = 33,7^\circ$):
 a – монолитное сопряжение; δ – стаканное сопряжение

Прочность на продавливание определяется вдоль расчетного критического периметра. Площадь приложения местной нагрузки должна иметь периметр не более $11d$, где d – рабочая высота сечения фундамента или дна стакана. Если периметр площади приложения местной нагрузки больше $11d$, то производится расчет на срез от действия поперечных сил при отсутствии вертикальной арматуры согласно подразд. 7.2 СНБ 5.03.01–02 [1].

Условие продавливания записывается в виде

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}, \quad (5.2)$$

где v_{Sd} – погонная поперечная сила, вызванная нагрузкой от колонны, кН/м;

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u}. \quad (5.3)$$

Здесь $\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки. При центральном приложении нагрузки $\bar{\beta} = 1$; u – длина критического периметра. При $b_c = h_c$ и с учетом длины закругленных секторов с радиусом $r = 1,5d$ $u = 4h_c + 3\pi d$; V_{Sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящейся внутри критического периметра;

$$V_{Sd} = N_{Sd} - pA_p. \quad (5.4)$$

Здесь N_{Sd} – расчетная нагрузка на обресе фундамента; $p = N_{Sd}/A_\phi$ – реактивное давление грунта на единицу площади подошвы фундамента от расчетного усилия без учета веса фундамента и грунта на его уступах; A_p – площадь внутри расчетного критического периметра. При $b_c = h_c$ $A_p = h_c^2 + 4h_c \cdot 1,5d + \pi(1,5d)^2$; $A_\phi = a^2$ – площадь подошвы фундамента;

$v_{Rd,c}$ – допускаемая расчетная поперечная сила, МН/м, воспринимаемая расчетным сечением плиты без поперечного армирования по расчетному критическому периметру пирамиды продавливания;

$$v_{Rd,c} = 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d, \quad (5.5)$$

Здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d подставляется в мм); ρ_l – расчетный коэффициент армирования, $\rho_l \leq 0,02$; f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Подставив (5.3) и (5.5) в (5.2), получим квадратичное неравенство. Решив его относительно рабочей высоты фундамента или дна стакана, получим

$$d \geq \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (5.6)$$

где $A = 2,25\pi N_{Sd} + 0,45\pi a^2 k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$; $B = 6h_c N_{Sd} + 0,6h_c a^2 k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$; $C = -(a^2 - h_c^2)N_{Sd}$.

При монолитном сопряжении полная высота фундамента определяется с учетом защитного слоя бетона c_{cov} , который принимается не менее 45 мм, если фундамент устанавливается на бетонную подготовку, и не менее 80 мм, если подготовки нет.

При стаканном сопряжении, кроме защитного слоя бетона, добавляется глубина заделки колонны в стакан, которая принимается не менее h_c , и толщина «подливки» под колонну – не менее 50 мм.

Высоту нижней ступени фундамента принимают равной 300 или 450 мм, высоту ступеней – 300 мм. При высоте плитной части фундамента $h < 900$ мм можно принять две ступени, а при $h \geq 900$ мм – три ступени. Более трех ступеней не выполняют. Если полная высота фундамента получается больше высоты плитной части, то устраивается подколонник.

5.2.2 Расчет на раскалывание

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом производится проверка прочности фундамента на раскалывание по формуле

$$N_{Sd} \leq 2\mu\gamma_1 A_1 \alpha f_{ctd}, \quad (5.7)$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент условий работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 – площадь вертикального сечения фундамента по оси колонны за вычетом площади стакана.

5.2.3 Проверка прочности нижней ступени

Ступени фундамента работают как консоли, нагруженные реактивным давлением грунта. Так как фундамент не имеет поперечной арматуры, максимальный вынос нижней ступени проверяется на прочность по наклонному сечению из условия восприятия бетоном всей поперечной силы от отпора грунта (рисунок 5.2).

Прочность обеспечена, если выполняется условие

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}. \quad (5.8)$$

где V_{Sd} – поперечная сила от отпора грунта, определяется как $V_{Sd} = p(l - l_{inc,cr})b$. Здесь l – величина выноса нижней ступени,

$l = \frac{a - a_1}{2}$; $l_{inc,cr}$ – длина проекции наклонной трещины, $d_1 \leq l_{inc,cr} \leq 2d_1$;

b – ширина подошвы фундамента; V_{Rd} – наибольшая поперечная сила, которую может воспринять бетон нижней ступени,

$$V_{Rd} = \eta_{c3} \alpha f_{ctd} d_1 b, \quad (5.9)$$

d_1 – рабочая высота нижней ступени; $\eta_{c3} = 0,6$.

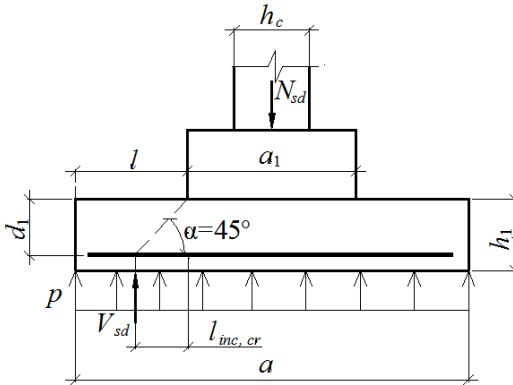


Рисунок 5.2 – Проверка прочности нижней ступени на действие поперечной силы

Кроме того, нижняя ступень проверяется по прочности на продавливание вышележащей ступенью, если периметр вышележащей ступени меньше $11d_1$.

5.2.4 Расчет арматуры

Рабочая арматура подошвы фундамента определяется по изгибающим моментам, вычисленным как для консольной балки, заделанной в плоскости грани колонны или боковых граней ступеней (рисунок 5.3).

Величины изгибающих моментов для сечений определяются по формулам:

$$M_{I-I} = p \frac{l_1^2}{2} b = \frac{1}{8} p (a - a_1)^2 b = 0,125 p (a - a_1)^2 b;$$

$$M_{II-II} = 0,125 p (a - a_2)^2 b; \quad M_{III-III} = 0,125 p (a - h_c)^2 b.$$

Приняв плечо внутренней пары сил $z = 0,9d$, требуемую площадь арматуры определим по формулам:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9d_1f_{yd}}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9d_2f_{yd}}; \quad A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9df_{yd}}.$$

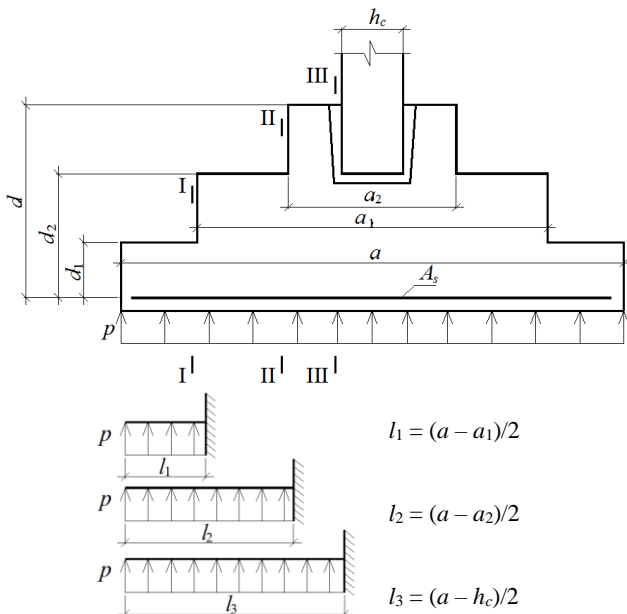


Рисунок 5.3 – Схема к расчету арматуры фундамента

Из трех значений требуемой площади к конструированию фундамента принимается наибольшая площадь арматуры.

Для прямоугольных в плане фундаментам расчет арматуры перпендикулярного направления производится по тем же формулам с заменой горизонтальных размеров колонны и фундамента на размеры другого направления.

Рассмотрим расчет фундамента при следующих исходных данных: нагрузка, действующая на обреш фундамента, $N_{Sd,п} = 2502$ кН, $N_{Sk,п} = 1773$ кН, $R_0 = 0,25$ МПа ± 250 кПа; глубина заложения фундамента $H = 4,2$ м (с учетом глубины подвала, равной 3,0 м); бетон класса $C^{12}/_{15}$, $f_{cd} = 8,0$ МПа; $f_{ctd} = 0,75$ МПа; $a = b$ (фундамент квадратный в плане); арматура класса S400, $f_{yd} = 365$ МПа.

Требуемую площадь фундамента определяем по формуле (5.1):

$$A_{\Phi}^{TP} = \frac{N_{Sk,п}}{R_0 - \gamma_m H} = \frac{1773}{250 - 2,0 \cdot 4,2} = 10,7 \text{ м}^2,$$

тогда сторона подошвы квадратного в плане фундамента
 $a = \sqrt{A_{\Phi}^{\text{TP}}} = \sqrt{10,7} = 3,27 \text{ м.}$

Принимаем размеры подошвы фундамента $3,3 \times 3,3 \text{ м}$, $A_{\Phi} = 10,89 \text{ м}^2$.

Для назначения высоты фундамента определим толщину дна стакана из условия прочности на продавливание (5.6):

$$A = 2,25\pi N_{sd} + 0,45\pi a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} =$$

$$= 2,25 \cdot 3,14 \cdot 2502 \cdot 10^{-3} + 0,45 \cdot 3,14 \cdot 3,3^2 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} = 59,68 \text{ МН};$$

$$B = 6h_c N_{sd} + 0,6h_c a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} =$$

$$= 6 \cdot 0,4 \cdot 2502 \cdot 10^{-3} + 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,3^2 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} = 13,14 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$C = -(a^2 - h_c^2) N_{sd} = -(3,3^2 - 0,4^2) \cdot 2502 \cdot 10^{-3} = -26,85 \text{ МН} \cdot \text{м}^2;$$

$$d \geq \frac{-13,14 + \sqrt{13,14^2 - 4 \cdot 59,68(-26,85)}}{2 \cdot 59,68} = 0,57 \text{ м.}$$

Здесь в первом приближении принято $\rho_l = 0,005$ и $k = 1,5$.

Полная высота фундамента определяется суммой толщины дна стакана, защитного слоя бетона, глубины заделки колонны в фундамент и подливки: $h_{\min} = 0,57 + 0,08 + 0,4 + 0,05 = 1,10 \text{ м}$. Принимаем высоту фундамента $h = 1,20 \text{ м}$ (кратно 150 мм). Эскиз фундамента приведен на рисунке 5.4.

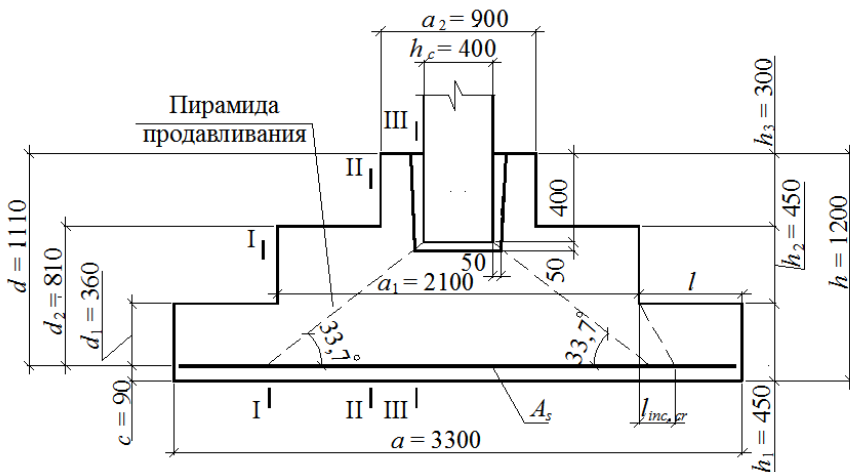


Рисунок 5.4 – Принятое поперечное сечение фундамента

Так как фундамент – стаканного типа, проверим его прочность на раскалывание. Площадь вертикального сечения за вычетом площади стакана

$$A_1 = 3,3 \cdot 0,45 + 2,1 \cdot 0,45 + 0,9 \cdot 0,3 - \frac{0,5 + 0,55}{2} \cdot 0,45 = 2,46 \text{ м}^2.$$

$$2\mu\gamma_1 A_1 \alpha f_{ctd} = 2 \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,46 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 3598 \text{ кН} > N_{Sd,II} = 2502 \text{ кН}.$$

Прочность на раскалывание обеспечена.

Проверим прочность нижней ступени на поперечную силу:

$$V_{Sd} = p(l - l_{inc,cr})b, \text{ где } p = \frac{N_{Sd}}{a^2} = \frac{2502}{3,3 \cdot 3,3} = 229,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$l = \frac{a - a_1}{2} = \frac{3,3 - 2,1}{2} = 0,6 \text{ м}; l_{inc,cr} = d_1 = 360 \text{ мм}; b = a;$$

$$V_{Sd} = 229,8(0,6 - 0,36)3,3 = 182,0 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd} = \eta_{c3} \alpha f_{ctd} d_1 b = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 0,36 \cdot 3,3 = 534,6 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd} = 534,6 \text{ кН} > V_{Sd} = 182,0 \text{ кН}, \text{ прочность обеспечена.}$$

Определим периметр вышележащей (второй) ступени: $4a_1 = 4 \cdot 2,1 = 8,4$ м. Так как $8,4 \text{ м} > 11d_1 = 11 \cdot 0,36 = 3,96$ м, то расчет нижней ступени на продавливание не производится, выполняется только расчет на действие поперечной силы.

Принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям прочности.

Для расчета площади арматуры подошвы фундамента определим изгибающие моменты в сечениях I–I...III–III.

$$M_{I-I} = 0,125 p (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 229,8 \cdot (3,3 - 2,1)^2 \cdot 3,3 = 136,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II-II} = 0,125 p (a - a_2)^2 b = 0,125 \cdot 229,8 \cdot (3,3 - 0,9)^2 \cdot 3,3 = 546,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{III-III} = 0,125 p (a - h_c)^2 b = 0,125 \cdot 229,8 \cdot (3,3 - 0,4)^2 \cdot 3,3 = 797,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9d_1 f_{yd}} = \frac{136,5}{0,9 \cdot 0,36 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 11,54 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,54 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9d_2 f_{yd}} = \frac{546,0}{0,9 \cdot 0,81 \cdot 365 \cdot 10^3} = 20,52 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 20,52 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9d f_{yd}} = \frac{797,2}{0,9 \cdot 1,11 \cdot 365 \cdot 10^3} = 21,86 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 21,86 \text{ см}^2.$$

Фундамент – квадратный в плане, поэтому в каждом из двух направлений принимаем $18\text{Ø}14$ мм, класс арматуры S400, $A_s = 27,7 \text{ см}^2 > A_{s2, \max} = 20,52 \text{ см}^2$. Диаметр арматурных стержней должен быть не менее 10 мм, шаг стержней – не более 200 мм.

При принятых размерах фундамента и армировании проверим прочность дна стакана на продавливание.

Рабочая высота дна стакана

$$d = h - c - h_c - 0,05 = 1,200 - 0,09 - 0,4 - 0,05 = 0,66 \text{ м}.$$

Длина критического периметра

$$u = 4h_c + 3\pi d = 4 \cdot 0,4 + 3 \cdot 3,14 \cdot 0,66 = 7,82 \text{ м}.$$

Площадь внутри расчетного критического периметра

$$A_p = h_c^2 + 4h_c \cdot 1,5d + \pi(1,5d)^2 =$$

$$= 0,4^2 + 4 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 0,66 + 3,14(1,5 \cdot 0,66)^2 = 4,82 \text{ м}^2.$$

Поперечная сила

$$V_{Sd} = N_{Sd} - \frac{N_{Sd}}{a^2} A_p = 2502 - \frac{2502}{3,3^2} \cdot 4,82 = 1395 \text{ кН}.$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 1395}{7,82} = 178,4 \text{ кН/м}.$$

Расчетный коэффициент армирования ρ_l и коэффициент k равны:

$$\rho_l = \frac{A_s}{ad_1} = \frac{27,7 \cdot 10^{-4}}{3,3 \cdot 0,36} = 0,0023; \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{660}} = 1,55.$$

Допускаемая расчетная поперечная сила

$$v_{Rd,c} = 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d =$$

$$= 0,15 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,0023 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \cdot 0,66 = 0,2148 \text{ МН} = 214,8 \text{ кН/м},$$

что больше $v_{Sd} = 178,4$ кН/м. Прочность обеспечена.

5.3 Конструирование фундаментов

Фундамент армируют сварными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм и шагом 100–200 мм. Сварную сетку устанавливают по подошве фундамента с соблюдением защитного слоя. Сборные колонны жестко заделываются в фундамент, в котором с этой целью устраивают специальное гнездо (стакан). Глубину заделки колонны принимают не менее $(1,0 \dots 1,5)h_c$ – большего размера сечения колонны. Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть: по низу – не менее 50 мм, по верху – не менее 75 мм. Толщина стенок стакана должна быть не менее $\frac{3}{4}$ высоты верхней ступени.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Типовые сборные железобетонные плиты перекрытия

Т а б л и ц а А.1 – Номенклатура пустотных плит перекрытий

Марка плиты*	Размеры, мм		Расход стали, кг	Объем бетона, м ³	Масса, кг
	<i>l</i>	<i>b</i>			
ПК 54.18 – 6АтVТ	5380	1790	3,23	1,15	2875
ПК 54.18 – 8АтVТ	5380	1790	3,94	1,15	2875
ПК 54.18 – 10АтVТ	5380	1790	4,72	1,15	2875
ПК 57.18 – 6АтVТ	5680	1790	3,42	1,21	3025
ПК 57.18 – 8АтVТ	5680	1790	4,40	1,21	3025
ПК 57.18 – 10АтVТ	5680	1790	5,59	1,21	3025
ПК 60.18 – 6АтVТ	5980	1790	3,80	1,27	3175
ПК 60.18 – 8АтVТ	5980	1790	4,98	1,27	3175
ПК 60.18 – 10АтVТ	5980	1790	6,42	1,27	3175
ПК 63.18 – 6АтVТ	6280	1790	3,80	1,34	3350

ПК 63.18 – 8АтVТ	6280	1790	5,50	1,34	3350
ПК 63.18 – 10АтVТ	6280	1790	7,54	1,34	3350

*Плиты перекрытия по серии 1.141–1. Плиты предназначены под нагрузку 6, 8 и 10 кН/м². Кроме указанных в таблице изготавливаются аналогичные плиты шириной 990, 1190 и 1490 мм.

Т а б л и ц а А.2 – Номенклатура ребристых плит перекрытий

Марка плиты*	Размеры, мм		Расход стали, кг	Объем бетона, м ³	Допустимая расчетная нагрузка, кгс/м ²		Масса, т
	<i>l</i>	<i>b</i>			на продольное ребро	на полку	
ИП5–1	5950	1485	67	0,95	750	560	2,4
ИП5–2			78		1200	1610	
ИП5–3			95		1800	2210	
ИП5–4			113		3400	2210	
ИП5–5			138		3000	2810	
ИП5–6			176		3600	3410	

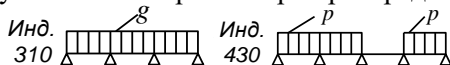
*Железобетонные плиты для перекрытий с опиранием на ригели прямоугольного сечения, серия ИИ24–2/70. Марка приведена для рядовых плит, для плит у торцов здания и температурных швов добавляется через дефис цифра 1, для межколонных плит – цифра 2, для межколонных плит у торцов и температурных швов – цифра 3.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б (справочное)

Изгибающие моменты неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке

Коэффициенты для определения изгибающих моментов при различных пролетах и схемах загрузки, приведенные в таблице Б.1, применяются: α – при загрузении всех пролетов постоянной нагрузкой g ; β – при загрузении не всех пролетов временной нагрузкой p .

Примеры загрузки балки равномерно распределенной нагрузкой:



Цифры индекса означают: первая – количество пролетов в балке, вторая – характер загрузки (на схеме показаны загружаемые пролеты), третья – вид нагрузки в загружаемых пролетах (0 – равномерно распределенная). При числе пролетов больше 5 моменты во всех средних пролетах и опорах принимаются равными моментам

средней части 5-пролетной балки.

Т а б л и ц а Б.1 – Коэффициент для определения изгибающих моментов

Индекс	Характер загрузки A B C D E F Δ ₁ Δ ₂ Δ ₃ Δ ₄ Δ ₅ Δ _Δ	Пролетные моменты			Опорные моменты			
		M ₁	M ₂	M ₃	-M _B	-M _C	-M _D	-M _E
210	Δ Δ Δ	0,070	0,070		0,125			
220	Δ Δ Δ	0,096	-0,025		0,063			
310	Δ Δ Δ Δ	0,080	0,025		0,100	0,100		
320	Δ Δ Δ Δ	0,101	-0,050		0,050	0,050		
330	Δ Δ Δ Δ	-0,025	0,075		0,050	0,050		
340	Δ Δ Δ Δ				0,117	0,033		
410	Δ Δ Δ Δ Δ	0,077	0,036	0,036	0,107	0,071	0,107	
420	Δ Δ Δ Δ Δ	0,100	-0,045	0,081	0,054	0,036	0,054	
430	Δ Δ Δ Δ Δ				0,121	0,018	0,058	
440	Δ Δ Δ Δ Δ				0,036	0,107	0,036	
450	Δ Δ Δ Δ Δ	-0,023	0,081	-0,045	0,054	0,036	0,054	
460	Δ Δ Δ Δ Δ				0,058	0,018	0,121	
510	Δ Δ Δ Δ Δ Δ	0,078	0,033	0,046	0,105	0,079	0,079	0,105
520	Δ Δ Δ Δ Δ Δ	0,100	-0,046	0,086	0,053	0,040	0,040	0,053
530	Δ Δ Δ Δ Δ Δ	-0,026	0,079	-0,040	0,053	0,040	0,040	0,053
540	Δ Δ Δ Δ Δ Δ				0,119	0,022	0,044	0,051
550	Δ Δ Δ Δ Δ Δ				0,035	0,111	0,020	0,057
560	Δ Δ Δ Δ Δ Δ				0,051	0,044	0,022	0,119
570	Δ Δ Δ Δ Δ Δ				0,057	0,020	0,111	0,035

ПРИЛОЖЕНИЕ В

(справочное)

Характеристики бетона и арматуры

Т а б л и ц а В.1 – Прочностные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов В МПа

Характеристика	Класс бетонов по прочности на сжатие									
	C ^{8/10}	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}
f _{ск}	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f _{c,cube} ^G	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f _{cm}	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f _{ctm}	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f _{ctk}	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9

Т а б л и ц а В.2 – Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный	Вид поверхности	Нормативное	Расчетное сопротивление	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f _{wd} , Н/мм ² (МПа)

ры	диаметр, мм		сопротивление f_{yk} , Н/мм ² (МПа)	ие f_{ydb} , Н/мм ² (МПа)	вязанные каркасы	сварные каркасы
S240	5,5–40	Гладкая	240	218	174	157
S400	6–40	Периодического профиля	400	365	290	263
S500	3–40	Гладкая и периодического профиля	500	450 (410)*	360 (328)*	324 (295)*

* В скобках приведены значения для проволочной арматуры.

Т а б л и ц а В.3 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие										
	C ^{8/10}	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}	
Ж3, Ж4 СЖ1–СЖ3	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	
П3–П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	
П5-Л1–П5-Л5	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	

Примечания
1 При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.09 с учетом СТБ 1035.
2 Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения по деформационной модели (бетон классов по прочности при сжатии C^{12/15}...C^{50/60})

Область деформирования	Расчетный параметр			
	Коэффициенты			
	$\xi = x/d$	$\omega = C_0(1-\eta)$	$\eta = z/d$	α_m
Область Ia	0,02	0,002	0,993	0,002
	0,03	0,004	0,990	0,004
	0,04	0,008	0,986	0,008
	0,05	0,012	0,983	0,012
	0,06	0,017	0,979	0,017
	0,07	0,023	0,976	0,022

	0,08	0,030	0,972	0,029
	0,09	0,037	0,969	0,036
	0,10	0,045	0,965	0,044
	0,11	0,054	0,961	0,052
	0,12	0,063	0,957	0,061
	0,13	0,073	0,953	0,070
	0,14	0,083	0,949	0,079
	0,15	0,093	0,945	0,088
	0,16	0,104	0,940	0,098
Верхний предел для области Ia	0,167	0,111	0,938	0,104
Область Ib	0,17	0,115	0,936	0,107
	0,18	0,125	0,931	0,117
	0,19	0,136	0,927	0,135
	0,20	0,147	0,923	0,139
	0,21	0,157	0,917	0,144
	0,22	0,168	0,912	0,153
	0,23	0,179	0,907	0,162
	0,24	0,189	0,902	0,171
Верхний предел для области Ib	0,259	0,211	0,892	0,187

Продолжение приложения Г

Область деформирования	Расчетный параметр			
	Коэффициенты			
	$\xi = x/d$	$\omega = C_0(1-\eta)$	$\eta = z/d$	α_m
Область II	0,26	0,215	0,890	0,188
	0,27	0,219	0,888	0,194
	0,28	0,227	0,884	0,200
	0,29	0,235	0,879	0,206
	0,30	0,243	0,875	0,213
	0,31	0,251	0,871	0,219
	0,32	0,259	0,867	0,225
	0,33	0,267	0,863	0,230
	0,34	0,275	0,859	0,236
	0,35	0,283	0,854	0,242
	0,36	0,291	0,850	0,248
	0,37	0,300	0,846	0,252

	0,38	0,308	0,842	0,259
	0,39	0,316	0,838	0,264
	0,40	0,324	0,834	0,270
	0,41	0,332	0,829	0,275
	0,42	0,340	0,825	0,281
	0,43	0,348	0,821	0,286
	0,44	0,356	0,817	0,291
	0,45	0,364	0,813	0,296
Область III	0,46	0,372	0,809	0,301
	0,47	0,380	0,805	0,306
	0,48	0,388	0,800	0,311
	0,49	0,397	0,796	0,316
	0,50	0,405	0,792	0,321
	0,51	0,413	0,788	0,325
	0,52	0,421	0,784	0,330
	0,53	0,429	0,779	0,334
	0,54	0,437	0,775	0,339
	0,55	0,445	0,771	0,343
	0,56	0,453	0,766	0,348
	0,57	0,461	0,763	0,352
	0,58	0,469	0,759	0,356
	0,59	0,478	0,755	0,360
	0,60	0,486	0,750	0,364

Окончание приложения Г

Область деформирования	Расчетный параметр			
	Коэффициенты			
	$\xi = x/d$	$\omega = C_0(1 - \eta)$	$\eta = z/d$	α_m
Граничные значения для арматуры S500	0,61	0,494	0,746	0,368
Область III	0,62	0,502	0,742	0,372
	0,625	0,505	0,740	0,374
	0,63	0,510	0,738	0,376
	0,64	0,518	0,734	0,380
	0,65	0,526	0,730	0,384
	0,66	0,540	0,722	0,390
	0,667	0,540	0,722	0,390
	0,67	0,542	0,721	0,391
	0,68	0,550	0,717	0,395
	0,69	0,558	0,713	0,398
	0,693	0,561	0,712	0,399

	0,70	0,567	0,709	0,402
	0,71	0,575	0,705	0,405
	0,72	0,583	0,701	0,408
	0,73	0,591	0,696	0,411
	0,74	0,599	0,692	0,415
	0,75	0,607	0,688	0,418
	0,76	0,615	0,684	0,421
Граничные значения для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Класс стали		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	-	-	-
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099	-	-	-
5	0,196	0,390	0,590	0,790	0,980	1,180	1,380	1,570	1,770	0,154	-	-	-
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	0,222	+	-	-
7	0,385	0,770	1,150	1,540	1,920	2,310	2,690	3,080	3,460	0,302	+	-	-
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,520	3,020	3,520	4,020	4,530	0,395	+	-	-

9	0,635	1,270	1,910	2,540	3,180	3,820	4,450	5,090	5,720	0,499	+	-	-
10	0,785	1,570	2,360	3,140	3,930	4,710	5,500	6,280	7,070	0,617	+	+	+
12	1,131	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	0,888	+	+	+
14	1,539	3,080	4,610	6,150	7,690	9,230	10,77	12,00	13,87	1,208	+	+	+
16	2,011	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	+	+	+
18	2,545	5,090	7,630	10,17	12,72	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998	+	+	+
20	3,142	6,280	9,410	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,466	+	+	+
22	3,801	7,600	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+
25	4,909	9,820	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,580	+	+	+
28	6,157	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,1	9,865	+	+	+

Примечание – Знаком «+» отмечены прокатываемые диаметры. Диаметром 3–8 мм через 1 мм выпускается проволока. Арматура из стали класса S240 выпускается диаметром 6 мм и более.

ПРИЛОЖЕНИЕ E (справочное)

Предельно допустимые прогибы железобетонных конструкций

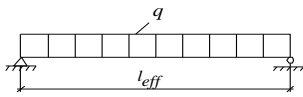
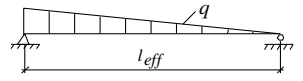
Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
Подкрановые балки при кранах: ручных электрических	$l/500$ $l/600$
Перекрытия с плоскими потолками и элементы покрытий при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$
Перекрытия с ребристыми потолками и элементы лестниц при пролетах, м: $l < 5$ $5 \leq l < 10$	$l/200$ 2,5 см

$l > 10$	$l/400$
Элементы перекрытий сельскохозяйственных и производственных зданий при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/150$ 4 см $l/250$
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$
<i>Примечание</i> – l – пролет балок или плит. Для консолей принимают $l = 2l_1$, где l_1 – вылет консоли.	

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(справочное)

Дополнительные материалы для расчета конструкций

Т а б л и ц а Ж.1 – Величина коэффициента α_k для определения прогибов изгибаемых элементов

№ п/п	Схема загрузки	Коэффициент α_k
1		5/48
2		0,102

3		$\frac{3-4\lambda^2}{48(1-\lambda)};$ при $\lambda = 0,5 \quad \alpha_k = 1/12$
4		$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
5		0,0625
6		1/8
7		$\frac{\lambda(3-\lambda)}{12};$ при $\lambda = 1 \quad \alpha_k = 1/4$
8		$\frac{\lambda(3-\lambda)}{6};$ при $\lambda = 1 \quad \alpha_k = 1/3$
9		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

Т а б л и ц а Ж.2 – Расчетные значения базовой длины анкеровки l_b/\varnothing

Класс арматуры	Класс бетона по прочности на сжатие								
	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20,3
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25

Т а б л и ц а Ж.3 – Значения коэффициента φ

$\lambda_i = l_{eff}/h$	e_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35

12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Т а б л и ц а Ж.4 – **Коэффициент продольного изгиба арматуры**

$\frac{l_0}{i}$	Коэффициент φ_1			$\frac{l_0}{i}$	Коэффициент φ_1		
	S240	S400	S500		S240	S400	S500
0	1,0	1,0	1,0	60	0,820	0,764	0,736
10	0,988	0,985	0,983	70	0,770	0,682	0,634
20	0,970	0,962	0,956	80	0,715	0,604	0,584
30	0,943	0,927	0,919	90	0,670	0,523	0,454
40	0,905	0,878	0,864	100	0,582	0,427	0,359
50	0,867	0,823	0,803				

С п и с о к л и т е р а т у р ы

1 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.03.01-84* ; введ. 01.07.2003. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.

2 **СНиП 2.01.07-85*.** Нагрузки и воздействия. – Введ. 01.01.1987. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

3 **ТКП 45-5.01-67-2007 (02250).** Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 01.09.2007. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2008. – 136 с.

4 **СНиП II-23-81*.** Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП II-В.3-72 ; введ. 01.01.1982. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

5 **Железобетонные конструкции.** Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие для студентов строительных специальностей ; под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.

6 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции : Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

7 **Попов, Н. Н.** Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М. : Высшая школа, 1989. – 400 с.

Учебное издание

ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич

**Проектирование железобетонных конструкций
многоэтажного здания**

Часть I

**Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия
из сборного железобетона**

**Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию**

**Редактор Н. А. Д а ш к е в и ч
Технический редактор В. Н. К у ч е р о в а
Компьютерный набор и верстка Т. И. Ш л я х т о в о й**

Подписано в печать 09.02.2009 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 4,65. Уч.-изд. л. 4,44. Тираж 500 экз.
Зак. № . Изд. № 13

Издатель и полиграфическое исполнение
Белорусский государственный университет транспорта:
ЛИ № 02330/0133394 от 19.07.2004 г.
ЛП № 02330/0148780 от 30.04.2004 г.
246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34.

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Часть I

**ЭЛЕМЕНТЫ КАРКАСА И МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
ИЗ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

**Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию**

Гомель 2009