

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Клочков Юрий Сергеевич
Должность: Ректор
Дата подписания: 25.09.2026 11:37:03
Уникальный программный идентификатор:
3beb265d5d589e7ff4c954946f3ad99a1e70ac12

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

В. Ф. Бай, В. А. Демин, А. А. Ефимов

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ.
РЕКОМЕНДАЦИИ И ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА**

Учебное пособие

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН
ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ

Сертификат: 6FA44C50384686A8E7BD5E27735179B8C
Владелец: Ефремова Вероника Васильевна
Действителен: с 14.06.2022 до 07.09.2023

Тюмень
ТИУ
2019

УДК 624.012(075.8)
ББК 38.53я73
Б18

Бай, В. Ф. Железобетонные конструкции многоэтажных
Б 18 каркасных зданий. Рекомендации и примеры расчета : учебное
пособие / В. Ф. Бай, В. А. Демин, А. А. Ефимов. – Тюмень : ТИУ,
2019. – 88 с. – Текст : непосредственный.
ISBN 978-5-9961-2246-2

Учебное пособие «Железобетонные конструкции много-
этажных каркасных зданий. Рекомендации и примеры расчета»
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» пред-
назначено для обучающихся направления 08.03.01 «Строитель-
ство», для специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зда-
ний и сооружений».

Учебное пособие включает теоретические сведения и краткий
практический материал, необходимый для проектирования и расче-
та конструкций многоэтажных каркасных зданий.

УДК 624.012(075.8)
ББК 38.53я73

ISBN 978-5-9961-2246-2

© Федеральное государственное
бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Тюменский индустриальный
университет», 2019

СОДЕРЖАНИЕ

1	Компоновка конструктивной схемы здания	4
2	Характеристики прочности бетона и арматуры	15
3	Расчет плиты перекрытия по первой группе предельных состояний.....	17
4	Определение геометрических характеристик приведенного сечения	24
5	Определение потерь предварительного напряжения арматуры	26
6	Расчет полки плиты на местный изгиб	30
7	Расчет поперечного ребра.....	36
8	Расчет поперечной арматуры в продольных ребрах ребристой предварительно-напряженной плиты перекрытия.....	39
9	Расчет плиты перекрытия по второй группе предельных состояний.....	44
10	Определение внутренних усилий в элементах каркаса.....	51
11	Расчет колонны первого этажа	68
12	Расчет фундамента под колонну	73
	Библиографический список	77
	Приложение 1	78
	Перечень коэффициентов для решения задач.....	78
	Приложение 2	80
	Сортамент арматуры	80
	Приложение 3	81
	Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при	81
	контактной точечной сварке	81
	Приложение 4	82
	Пример оформления графической части	82
	Приложение 5	83
	Бланк задания на курсовое проектирование	83
	Приложение 6	84
	Варианты задания на курсовое проектирование.....	84

1 КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

1.1 Общее описание здания

Рассматривается многоэтажное здание с неполным каркасом – это здание с внутренним железобетонным каркасом и несущими наружными стенами (в данном случае кирпичными). Здание состоит из следующих конструктивных элементов: сборных железобетонных колонн, сборных железобетонных ригелей прямоугольного сечения, сборных железобетонных предварительно-напряженных ребристых плит перекрытия, монолитных железобетонных фундаментов стаканного типа под колонны и стальных вертикальных связей.

Данное здание представляет из себя рамно-связевую систему. Кроме несущих наружных кирпичных стен, основными несущими конструкциями здания являются железобетонные колонны, ригели и связывающие их междуэтажные перекрытия с замоноличенными швами, служащие горизонтальными связями, а также стальные вертикальные связи по колоннам. Принятая конструктивная система воспринимает все вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Пространственная жесткость и устойчивость здания на действие горизонтальных нагрузок обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами, а в продольном направлении работой стальных вертикальных связей, установленных в середине температурного блока по каждому продольному ряду колонн.

Колонны первого этажа устанавливаются в монолитный ступенчатый железобетонный стакан фундамента. Стык колонны с фундаментом замоноличивается бетоном. Вышестоящие колонны монтируются друг на друга из отдельных элементов высотой в этаж. Выпуски арматуры колонн приваривают ванной сваркой и узел замоноличивают бетоном. Для удобства монтажных работ стыки колонн располагают на высоте 0,6м от верхней плоскости плит перекрытия.

Ригели устанавливаются на консоли колонн. Плиты перекрытия укладываются сверху ригелей. При этом межколонное пространство заполняют либо доборными плитами перекрытия, либо монолитными участками.

Вертикальные связи выполняются из стальных профилей и прикрепляются сваркой к закладным деталям колонн. Жесткие соединения должны быть запроектированы так, чтобы растягивающие усилия полностью воспринимались стальными закладными деталями или надежно сваренной основной арматурой элементов, а сжимающие усилия - бетоном, заполняющим соединение. При устройстве жестких соединений (стыков) следует, кроме основных закладных деталей, предусматривать конструктивные закладные детали в сжатой зоне, чтобы создать необходимую устойчивость каркаса в процессе монтажа.

1-1

h3m

h3m

h3m

0,000

-0,150

м

М

м

Д

Г

Б

А

кровля

Р-1

Р-2

Р-1

Р-1

Р-2

Р-1

Р-1

Р-2

Р-1

К-2

К-2

К-1

К-1

плиты перекрытия

фундамент ленточный под стену

ф-1

К-1 - колонна первого этажа
 К-2 - колонна второго и последующих этажей
 Р-1 - ригель крайний
 Р-2 - ригель средний

5

На рис. 1.1 и 1.2 введены следующие обозначения:

ПП-1, ПП-2, ПП-3 – маркировка плит перекрытия с индивидуальными размерами (располагаются в продольном направлении здания);

К-1, К-2 – соответственно колонны первого и последующих этажей;

Р-1 – крайние ригели (располагаются в поперечном направлении здания);

Р-2 – ригели средние (располагаются в поперечном направлении здания);

МУ – монолитные участки, расположенные в межколонном пространстве по направлению продольных осей.

$m \times l$ – сетка колонн,

где **m** – шаг колонн в поперечном направлении; **l** – шаг колонн в продольном направлении.

Геометрическая длина плиты перекрытия принимается равной шагу колонн в продольном направлении. Ширина плиты перекрытия подбирается из компоновки плит путем распределения их на расстоянии, равном пролету колонн, с учетом привязки к осям и размеров колонн.

1.3 Исходные данные по заданию на проектирование

Исходными данными для проектирования многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом являются:

- размеры здания в плане (ширина×длина) **$M \times L$** , (м);
- шаг колонн (поперек×вдоль здания) **$m \times l$** , (м);
- количество этажей;
- высота этажа, **$H_{\text{эт}}$** , (м);
- условное расчетное сопротивление грунта, **R_0** , (кгс/см²);
- полезная нагрузка на перекрытие (в том числе длительная часть), **v^n** , (кН/м²);
- характеристика материалов для конструкций каркаса (плит перекрытия, ригелей, колонн, фундамента), класс бетона, класс арматуры;
- размеры оконных проемов в кирпичных стенах;
- материал стен, толщина стен, привязка к осям.

1.4 Армирование ребристой плиты перекрытия

Армирование железобетонной ребристой плиты перекрытия выполняется из расчета плиты по I группе предельных состояний для III стадии НДС (напряженно-деформированного состояния). В данном расчете под-

бирается арматура всех частей плиты из условия прочности. Это следует из того, что все элементы ребристой плиты, как и сама плита в целом, работают на изгиб, то есть в них возникает изгибающий момент и поперечная сила. Ниже приведен рисунок армирования ребристой плиты.

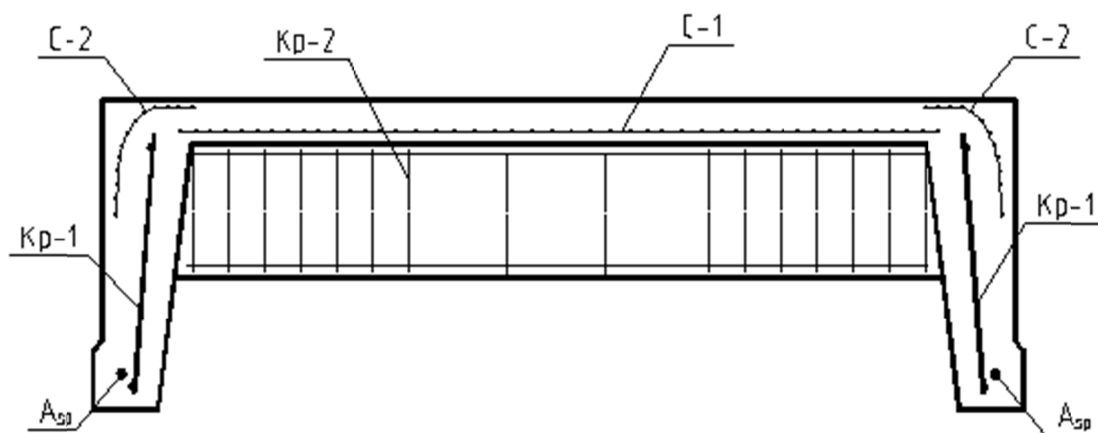


Рис. 1.3. Армирование железобетонной ребристой предварительно-напряженной плиты перекрытия

На рис. 1.3 введены следующие обозначения:

A_{sp} — напрягаемая арматура (подбирается из расчета прочности плиты по нормальному сечению);

$C-1, C-2$ — арматурные сетки (подбираются из расчета полки плиты на местный изгиб);

$Kp-1$ — каркас плоский (подбирается из расчета прочности плиты по наклонному сечению);

$Kp-2$ — каркас плоский (подбирается из расчета прочности поперечного ребра как изгибаемого элемента).

1.5 Назначение размеров конструкций сборного перекрытия (железобетонной плиты перекрытия, железобетонного ригеля)

Изначально необходимо задаться размерами сечения плиты перекрытия.

Для этого принимаются размеры ригеля прямоугольного сечения из конструктивных соображений: высота ригеля $h_{риг} = (0,1...0,06)m$; ширина ригеля $b_{риг} = (0,3...0,5)h_{риг}$.

Высота $h_{риг}$ принимается кратно 50 мм, если $h_{риг} < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h_{риг} > 600$ мм.

Ширина $b_{риг}$ принимается 100 мм, 120 мм, 150 мм, 200 мм, 220 мм, 250 мм и далее кратно 50 мм.

При заданной длине плит ширину их принимают такой, чтобы получить градации массы, не превышающие грузоподъемность монтажных кранов 3..5 т. Предварительные размеры железобетонных плит перекрытия и покрытия назначают следующим образом: ширина плиты $b_{пл} = (1100 \div 1800)$

; согласно компоновке плит (см. п. 1.2); высота плиты $h_{пл} = \frac{1}{20} l_p$,

где l_p – расчетная длина плиты ($l_p = l - \frac{b_{риз}}{2}$, см. п.1.7).

Окончательно высота плиты принимается с модулем кратности 10 мм.

Для последующих расчетов требуется назначить остальные размеры плиты перекрытия, которые приведены ниже на рис. 1.4.

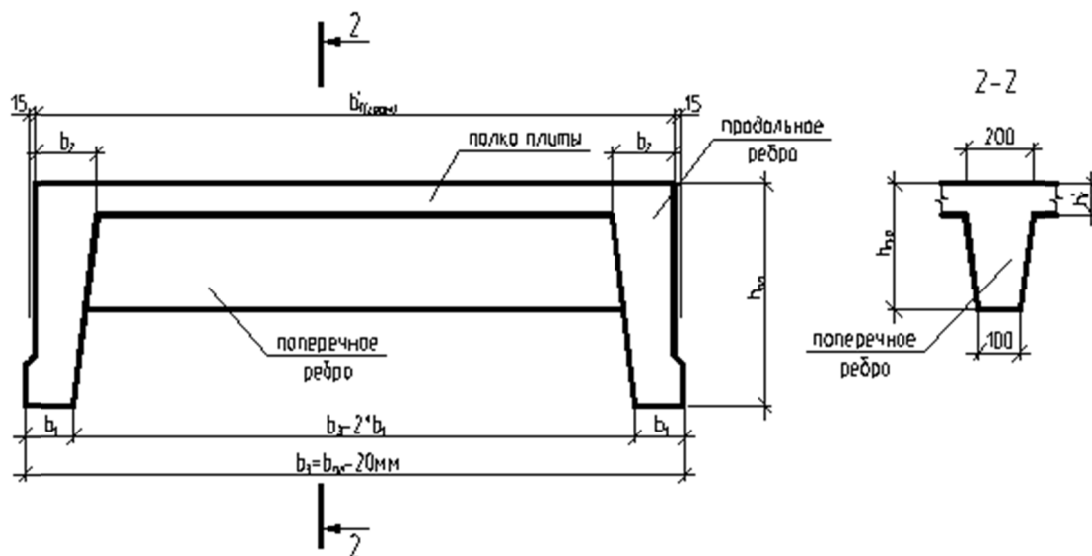


Рис. 1.4. Основные размеры ребристой предварительно-напряженной плиты перекрытия: b_1 – ширина продольного ребра (нижний размер); b_2 – ширина продольного ребра (верхний размер); b_3 – нижняя ширина плиты перекрытия за вычетом размеров швов замоноличивания (минимальная ширина швов между плитами, обеспечивающая качественное их заполнение, принимается равной 20 мм); $b'_{f(geom)}$ – верхняя геометрическая ширина плиты; $h_{н.р}$ – высота поперечного ребра плиты перекрытия (для курсового проекта (работы) принимается равной 200 мм); $b_{н.р.н}$ – нижняя ширина поперечного ребра, равная 100 мм; $b_{н.р.в}$ – верхняя ширина поперечного ребра, равная 200 мм; h'_f – высота (толщина) полки плиты (для курсового проекта (работы) принимается равной 50 мм)

Ширина продольного ребра в нижней зоне b_1 принимается в зависимости от длины ребристой плиты. При длине до 6 м ширина составляет 80мм; при длине в пределах от 6м до 7,5м ширина составляет 90мм; при длине более 7,5м ширина составляет 100мм.

Ширина продольного ребра в верхней зоне b_2 принимается в зависимости от длины ребристой плиты. При длине до 6 м ширина составляет 100мм; при длине в пределах от 6м до 7,5м ширина составляет 110мм; при длине более 7,5м ширина составляет 120мм.

1.6 Сбор нагрузок на железобетонную ребристую плиту перекрытия

Краткое описание нагрузок

При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок различают постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые) нагрузки.

Постоянные нагрузки:

- вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций;
- усилия от предварительного напряжения (следует учитывать, как усилие от постоянных нагрузок).

Временные длительные нагрузки:

- вес временных перегородок, подливов и подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования;
- пониженные нормативные значения нагрузок от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, от мостовых и подвесных кранов, снеговых, температурных климатических воздействий.

Кратковременные нагрузки:

- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями, кроме нагрузок, указанных в длительных;
- климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные).

Подробнее все виды нагрузок рассмотрены в СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия [1].

В курсовом проекте (работе) на плиту перекрытия действуют постоянные и временные нагрузки. Значение временных нагрузок приводится в задании на курсовой проект (работу). Постоянные нагрузки принимаются по таблице 1.1 (примерный состав конструкции пола).

Таблица 1.1

Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, (кгс/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка, (кгс/м ²)
Постоянная (g)	g''		g^p
1. Собственный вес ребристой плиты перекрытия	180	1,1	198
2. Шлакобетонная подготовка ($\delta = 0,07\text{ м}$, $\rho = 1600\text{ кгс/м}^3$) $0,07 \cdot 1600 = 112\text{ кгс/м}^2$	112	1,3	146

Окончание таблицы 1.1

3. Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 0,02\text{м}$, $\rho = 1800\text{кгс/м}^3$) $0,02 \cdot 2200 = 44\text{кгс/м}^2$	36	1,3	47
4. Керамическая плитка ($\delta = 0,015\text{м}$, $\rho = 1800\text{кгс/м}^3$) $0,015 \cdot 1800 = 27\text{кгс/м}^2$	27	1,2	32
<i>Итого постоянная:</i>	$\sum g^H$		$\sum g^P$
Временная (v)	v^H		v^P
1. длительная	65% от полезной временной нагрузки (величина дана в задании)	1,2(1,3)	
<i>Итого полная длительная:</i>	$\sum g^H + 65\%$ от полезн. временной нагрузки		$\sum g^P + 65\%$ от полезн. временной нагрузки
2. кратковременная	35% от полезной временной нагрузки (величина дана в задании)	1,2(1,3)	
<i>Итого временная:</i>	$\sum v^H$		$\sum v^P$
Итого полная:	$\sum g^H + \sum v^H$		$\sum g^P + \sum v^P$

где δ – толщина конструкции;

ρ – удельный вес конструкции;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаем согласно [1].

Нагрузки, действующие на 1 м^2 покрытия, приведены в таблице 1.2 (примерный состав конструкции покрытия).

Таблица 1.2

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, (кгс/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка, (кгс/м ²)
Постоянная (g)	$g_{\text{покр}}^H$		$g_{\text{покр}}^P$
1. Гидроизоляция (три слоя рубероида на битумной мастике)	15	1,3	20
2. Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 0,02\text{м}$, $\rho = 1800\text{кгс/м}^3$) $0,02 \cdot 1800 = 36\text{кгс/м}^2$	36	1,3	47
3. Утеплитель (керамзит) ($\delta = 0,15\text{м}$, $\rho = 600\text{кгс/м}^3$) $0,15 \cdot 600 = 90\text{кгс/м}^2$	90	1,3	117
Пароизоляция (один слой рубероида на битумной мастике)	5	1,3	6,5
4. Собственный вес плиты покрытия	180	1,1	198
<i>Итого постоянная:</i>	$\sum g_{\text{покр}}^H$		$\sum g_{\text{покр}}^P$

Временная (v)	$v_{покр}^H$		$v_{покр}^P$
Снеговая нагрузка принимается для III района (г. Тюмень)			
длительная (70%)	рассчитывается	1,4	рассчитывается
кратковременная (30%)	рассчитывается	1,4	рассчитывается
Итого временная:	$\sum v_{покр}^H$		$\sum v_{покр}^P$
Итого полная:	$\sum g_{покр}^H + \sum v_{покр}^H$		$\sum g_{покр}^P + \sum v_{покр}^P$

где $v_{покр}^H = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$ - нормативная снеговая нагрузка (для г. Тюмень);
 c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5-10.9[1];
 c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10[1];
 μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4[1];
 S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с 10.2[1].

Приняты следующие обозначения видов нагрузок:

- $\sum g^H$ – суммарная нормативная постоянная нагрузка на перекрытие;
- $\sum g_{покр}^H$ – суммарная нормативная постоянная нагрузка на покрытие;
- $\sum g^P$ – суммарная расчетная постоянная нагрузка на перекрытие;
- $\sum g_{покр}^P$ – суммарная расчетная постоянная нагрузка на покрытие;
- $\sum v^H$ – суммарная нормативная временная нагрузка на перекрытие;
- $\sum v_{покр}^H$ – суммарная нормативная временная нагрузка на покрытие;
- $\sum v^P$ – суммарная расчетная временная нагрузка на перекрытие;
- $\sum v_{покр}^P$ – суммарная расчетная временная нагрузка на покрытие.

Нагрузка на плиту перекрытия принята равномерно-распределенной. Для расчета элементов плиты используют нагрузки на 1 погонный метр.

Погонные нагрузки

1. Нормативные величины:

а) постоянная нагрузка

$$q_{пост}^H = \sum g^H b_{пл}, \quad (1.1)$$

б) временная нагрузка

$$q_{врем}^H = \sum v^H b_{пл}, \quad (1.2)$$

в) кратковременная нагрузка

$$q_{кратк}^H = v_{кратк}^H b_{пл}, \quad (1.3)$$

г) постоянная и длительная нагрузки

$$q_{пост+длит}^H = (\sum g_{пост}^H + v_{длит}^H) b_{пл}, \quad (1.4)$$

д) полная нагрузка

$$q_{полн}^H = (\sum g^H + \sum v^H) b_{пл}. \quad (1.5)$$

где $b_{пл}$ – ширина плиты, м.

2. Расчетные величины:

а) постоянная нагрузка

$$q_{пост}^p = \sum g^p b_{пл}, \quad (1.6)$$

б) временная нагрузка

$$q_{врем}^p = \sum v^p b_{пл}, \quad (1.7)$$

в) полная нагрузка

$$q_{полн}^p = (\sum g^p + \sum v^p) b_{пл}. \quad (1.8)$$

где $b_{пл}$ – ширина плиты, м.

1.7 Определение усилий в предварительно-напряженной плите перекрытия

Для дальнейшего расчета необходимо назначить расчетную схему ребристой плиты перекрытия с расчетной длиной l_p , граничными условиями закрепления и внешней нагрузкой q . Плиты опираются на железобетонные ригели, поэтому геометрическая длина плит будет отличаться от расчетной длины. Граничные условия принимаются из условия шарнирного опирания плит на ригели (см. рис. 1.5).

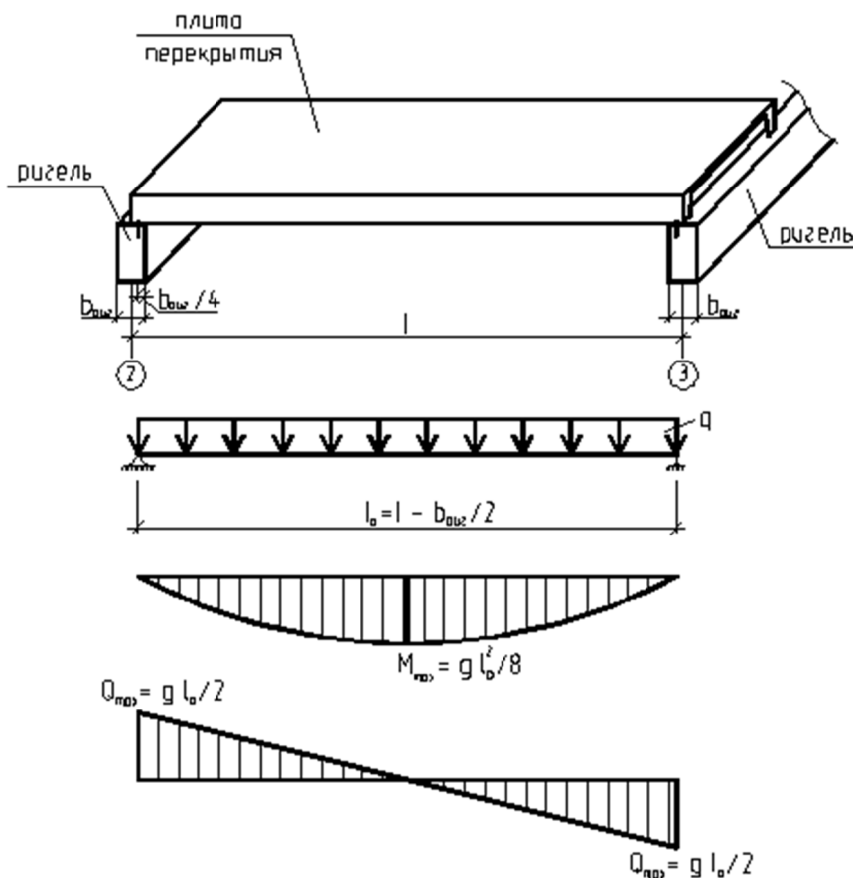


Рис. 1.5. Расчетная схема железобетонной ребристой плиты перекрытия и эпюры внутренних усилий

Таким образом, расчетная длина плиты составляет $l_p = l - \frac{b_{\text{риг}}}{2}$.

Согласно расчетной схеме усилия от нормативных и расчетных нагрузок определяются:

1. Нормативные величины:

а) максимальный изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$M_{\text{пост}}^n = \frac{q_{\text{пост}}^n l_p^2}{8}, \quad (1.9)$$

б) максимальная поперечная сила от постоянной нагрузки

$$Q_{\text{пост}}^n = \frac{q_{\text{пост}}^n l_p}{2}, \quad (1.10)$$

в) максимальный изгибающий момент от временной нагрузки

$$M_{\text{врем}}^n = \frac{q_{\text{врем}}^n l_p^2}{8}, \quad (1.11)$$

г) максимальный изгибающий момент от кратковременной нагрузки

$$M_{\text{кратк}}^n = \frac{q_{\text{кратк}}^n l_p^2}{8}, \quad (1.12)$$

д) максимальный изгибающий момент от совместного действия постоянной и длительной нагрузок

$$M_{\text{пост+длит}}^n = \frac{q_{\text{пост+длит}}^n l_p^2}{8}, \quad (1.13)$$

е) максимальная поперечная сила от временной нагрузки

$$Q_{\text{врем}}^n = \frac{q_{\text{врем}}^n l_p}{2}, \quad (1.14)$$

ж) максимальный изгибающий момент от полной нагрузки

$$M_{\text{полн}}^n = \frac{q_{\text{полн}}^n l_p^2}{8}, \quad (1.15)$$

з) максимальная поперечная сила от полной нагрузки

$$Q_{\text{полн}}^n = \frac{q_{\text{полн}}^n l_p}{2}. \quad (1.16)$$

2. Расчетные величины:

а) максимальный изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$M_{\text{пост}}^p = \frac{q_{\text{пост}}^p l_p^2}{8}, \quad (1.17)$$

б) максимальная поперечная сила от постоянной нагрузки

$$Q_{\text{пост}}^p = \frac{q_{\text{пост}}^p l_p}{2}, \quad (1.18)$$

в) максимальный изгибающий момент от временной нагрузки

$$M_{\text{врем}}^p = \frac{q_{\text{врем}}^p l_p^2}{8}, \quad (1.19)$$

г) максимальная поперечная сила от временной нагрузки:

$$Q_{\text{врем}}^p = \frac{q_{\text{врем}}^p l_p}{2}, \quad (1.20)$$

д) максимальный изгибающий момент от полной нагрузки

$$M_{\text{полн}}^p = \frac{q_{\text{полн}}^p l_p^2}{8}, \quad (1.21)$$

е) максимальная поперечная сила от полной нагрузки

$$Q_{\text{полн}}^p = \frac{q_{\text{полн}}^p l_p}{2}. \quad (1.22)$$

2 ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ

В данном пункте необходимо выписать все характеристики рабочей напрягаемой арматуры и бетона, которые используются для проектирования предварительно-напряженных конструкций (по заданию).

Ребристая предварительно-напряженная плита перекрытия армируется высокопрочной арматурой с электротермическим натяжением на упоры. Для косвенного армирования используется проволока класса Вр500 или стержневая арматура класса А240 (согласно заданию).

Бетон тяжелый класса В (принимается по заданию).

Коэффициент условия работы бетона, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки $\gamma_{b1} = 0,9$.

Нормативное сопротивление и расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы на осевое сжатие $R_{b,n} = R_{b,ser}$ (МПа), табл.6.7 [2].

Расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие R_b (МПа), табл.6.8 [2].

Нормативное сопротивление и расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы на осевое растяжение $R_{bt,n} = R_{bt,ser}$ (МПа), табл.6.7 [2].

Расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение R_{bt} (МПа), табл.6.8 [2].

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении E_b (МПа), табл.6.11 [2].

Предварительно-напряженная арматура класса (принимается по заданию).

Расчетное сопротивление арматуры растяжению R_s (МПа), табл.6.14 [2].

Нормативное сопротивление и расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы растяжению $R_{s,n} = R_{s,ser}$ (МПа), табл. 6.13[2].

Значения модуля упругости арматуры E_s (МПа) принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными (п. 6.2.12 [2]) $E_s = 1,95 \cdot 10^5$ МПа - для арматурных канатов (К);

$E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа - для остальной арматуры (А и В).

Арматура поперечного и косвенного армирования принята класса Вр500 и А240.

Расчетное сопротивление арматуры растяжению Вр500: $R_s = 415 \text{ МПа}$, табл.6.14[2]; А240: $R_s = 210 \text{ МПа}$, табл.6.14[2].

Нормативное сопротивление и расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний второй группы растяжению Вр500: $R_{s,n} = R_{s,ser} = 500 \text{ МПа}$, табл.6.14[2]; А240: $R_{s,n} = R_{s,ser} = 240 \text{ МПа}$, табл.6.13[2].

Модуля упругости арматуры (п. 6.2.12 [2]) Вр500, А240: $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Изначально предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9R_{s,n}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры и не более $0,8R_{s,n}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов (п. 9.1.1 [2]).

При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения путем умножения значения σ_{sp} на коэффициент γ_{sp} .

Значения коэффициента γ_{sp} принимают равными:

0,9 - при благоприятном влиянии предварительного напряжения;

1,1 - при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

3 РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

3.1 Краткие теоретические сведения по расчету железобетонной плиты перекрытия как изгибаемого элемента

Предварительно-напряженная плита перекрытия как изгибаемый элемент рассчитывается по двум группам предельных состояний. *Предельными* считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, то есть теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или чрезмерно раскрытые трещины.

Предельные состояния I группы (группа непригодности к эксплуатации):

- потеря прочности или несущей способности вследствие разрушения бетона или разрыва арматуры;
- потеря устойчивости;
- усталостное разрушение.

Предельные состояния II группы (группа непригодности к нормальной эксплуатации):

- чрезмерные прогибы или выгибы;
- образование трещин;
- чрезмерное раскрытие трещин.

Для предельных состояний I группы условие прочности обеспечивается, если усилие, возникающее в элементе (в частности, в плите перекрытия) от внешних воздействий, не будет превышать предельного усилия, которое может выдержать элемент, то есть при соблюдении неравенства:

$$M \leq M_{ult} \text{ и } Q \leq Q_{ult},$$

где M, Q – усилие от расчетных нагрузок; Q_{ult}, M_{ult} – предельное усилие, которое может выдержать элемент (минимальная несущая способность сечения элемента).

По II группе предельных состояний выполняют расчеты по образованию трещин, раскрытию трещин и расчет по перемещениям.

Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие, возникающее в элементе (в частности, в плите перекрытия) от внешних воздействий, не будет превышать внутреннего усилия, которое может воспринять сечение перед образованием трещин:

$$M \leq M_{crc},$$

где M – усилие от нормативных нагрузок; M_{crc} – внутреннее усилие, которое может выдержать элемент перед образованием трещин, то есть при напряжениях в растянутой зоне сечения равных $R_{bt,n}$.

Считается, что ширина раскрытия трещин, возникающих в элементе (в частности, в плите перекрытия) от внешних воздействий, не будет превышать допустимой, если ее значение меньше предельной:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult},$$

где a_{crc} – расчетное значение ширины раскрытия трещины;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещины (см. п. 8.2.6 СП [2]).

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента и сравнении его с предельным прогибом:

$$f \leq f_{ult},$$

где f – прогиб элемента от внешних воздействий; f_{ult} – предельный прогиб элемента, допустимый по условиям эксплуатации (приведен в приложении E [1]). При действии постоянных и временных длительных и кратковременных нагрузок прогиб железобетонных элементов во всех случаях не должен превышать 1/150 пролета и 1/75 вылета консоли.

Общий способ расчета прочности изгибаемого элемента по сечению, нормальному к продольной оси

Прочность изгибаемых железобетонных элементов рассчитывается согласно третьей стадии напряженно-деформированного состояния (НДС). При загрузке свободно лежащей железобетонной балки на двух опорах внешней нагрузкой в растянутой зоне могут образоваться нормальные трещины (от внешнего изгибающего момента) и наклонные трещины (от опорной реакции). В соответствии с этим, прочность изгибаемых элементов рассчитывают по нормальным и наклонным сечениям (см. рис. 3.1).

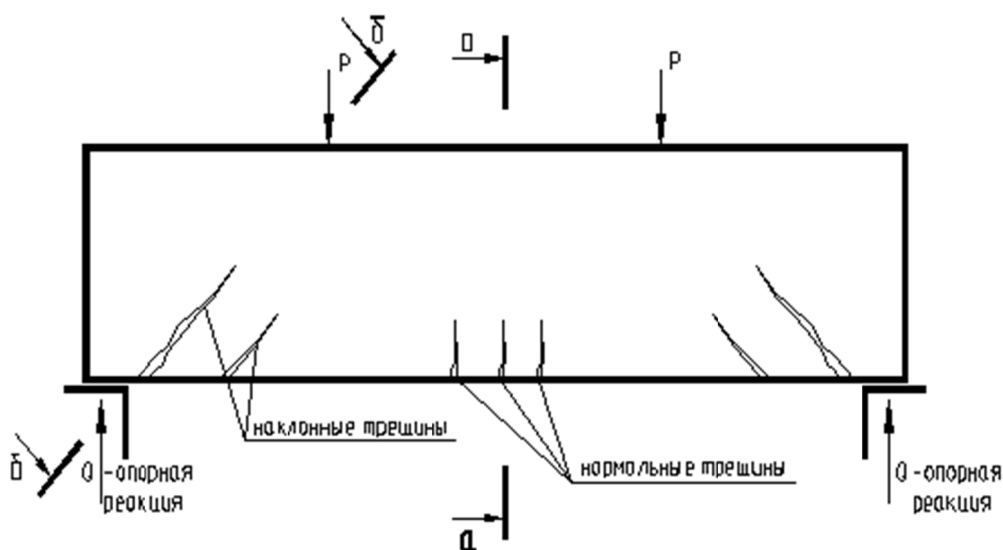


Рис. 3.1. Схема изгибаемой железобетонной конструкции:
а-а – нормальное сечение; б-б – наклонное сечение

В расчетных схемах усилий (см. рис. 3.2) на элемент действует изгибающий момент M , в результате чего в арматуре и бетоне возникают усилия. Характер разрушения сечения соответствует первому случаю третьей стадии НДС, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне напряжения достигают предельных сопротивлений ($\sigma_s = R_s$, $\sigma_b = R_b$). Но, если в растянутой арматуре напряжения не достигают предельного сопротивления ($\sigma_s < R_s$), а в сжатом бетоне напряжения достигают предельного сопротивления ($\sigma_b = R_b$) – это второй случай третьей стадии НДС. Сечения, работающие по первому случаю третьей стадии НДС, удовлетворяют условию $\xi \leq \xi_R$ и имеют пластический характер разрушения. А сечения, которые не удовлетворяют данному условию, соответствуют второму случаю третьей стадии НДС и разрушаются «хрупко».

Бетон растянутой зоны не работает, то есть $\sigma_{bt} = 0$.

Сечение элемента может быть любой симметричной формы.

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне составляют (см. рис. 3.2).

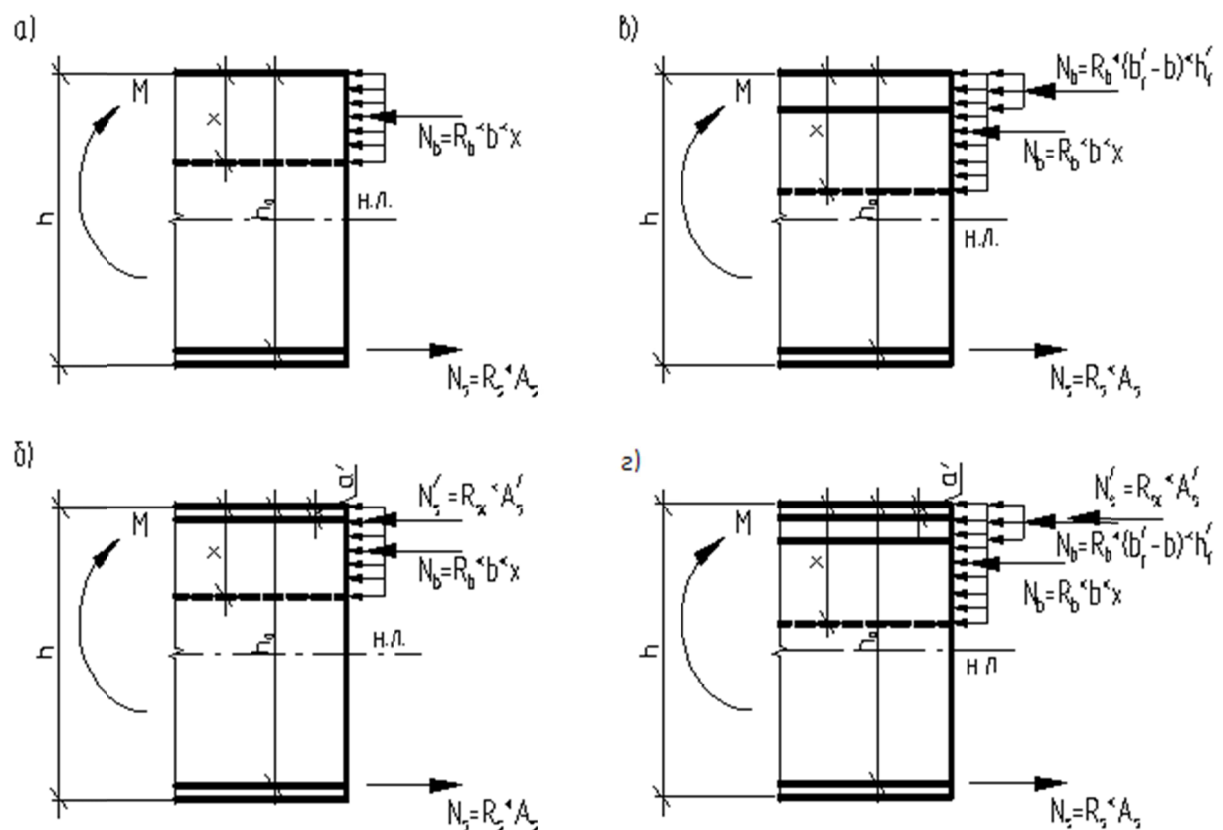


Рис. 3.2. Схемы усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению: а) прямоугольное сечение с одиночным армированием; б) прямоугольное сечение с двойным армированием; в) тавровое сечение с одиночным армированием; г) тавровое сечение с двойным армированием; $N_s = R_s A_s$ - (усилие в растянутой арматуре), $N'_s = R'_s A'_s$ - (усилие в сжатой арматуре), $N_b = R_b b x$ и $N'_b = R_b (b'_f - b) h'_f$ - (соответственно усилие в сжатом бетоне ребра и полки)

Общее условие прочности изгибаемых элементов по сечению нормальному к продольной оси: момент внешних сил не должен превосходить предельного изгибающего момента, который может быть воспринят сечением элемента, то есть прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил.

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}.$$

Условие прочности при моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s (см. рис. 3.2):

а) прямоугольное сечение с одиночным армированием

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - \frac{x}{2});$$

б) прямоугольное сечение с двойным армированием

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a');$$

в) тавровое сечение с одиночным армированием (нейтральная линия расположена в ребре)

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2});$$

г) тавровое сечение с одиночным армированием (нейтральная линия расположена в полке)

$$M_{внеш} \leq R_b b'_f x (h_0 - \frac{x}{2});$$

д) тавровое сечение с двойным армированием

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

3.2 Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

В данном пункте рассчитывается предварительно-напряженная арматура (A_{sp}), расположенная в продольных ребрах железобетонной плиты перекрытия.

Для упрощения расчета ребристой плиты ее сложное поперечное сечение сводится к эквивалентному расчетному тавровому сечению с полкой в сжатой зоне (см. рис. 3.4). В данном случае расчетная ширина полки будет равна $b'_f = b + 2c$, причем свесы полок c принимаются согласно приложению Д данной методички, ширина ребра — $b = b_1 + b_2$, а высота тавра равна высоте плиты $h_{пл}$.

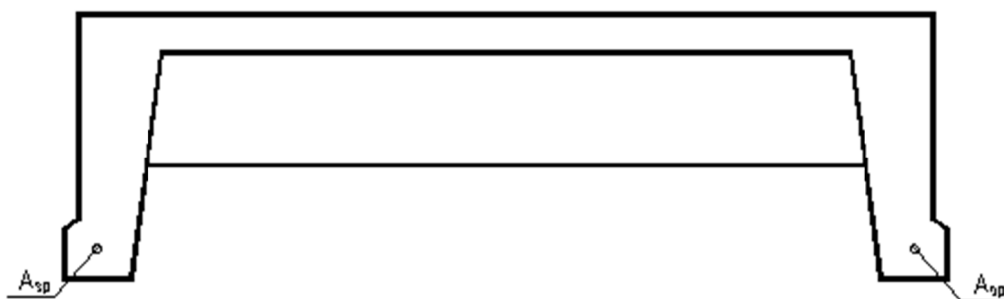


Рис. 3.3. Местоположение предварительно-напряженной арматуры (A_{sp})

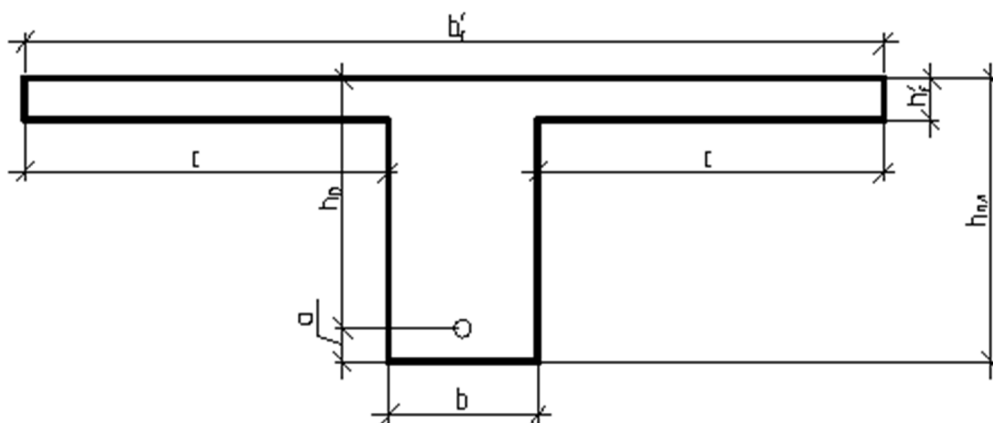


Рис. 3.4. Расчетное сечение плиты перекрытия (тавровое с полкой в сжатой зоне)

Расчет производится как для тавровых сечений с одиночным армированием. В большинстве случаев нейтральная ось проходит в пределах толщины сжатой полки, поэтому необходимо определить величину несущей способности таврового сечения на изгиб и сравнить с величиной изгибающего момента от действия внешних нагрузок (то есть, предполагаем что $x = h'_f$):

$$M_{ult} = R_b b'_f h'_f \left(h_o - \frac{h'_f}{2} \right), \quad (3.1)$$

Момент от внешней нагрузки не должен превышать изгибающего момента, создаваемого внутренними усилиями $M_{полн}^p \leq M_{ult}$.

Следовательно, если условие выполняется, то граница сжатой зоны находится в полке и наоборот, если условие не выполняется, то граница сжатой зоны находится в ребре.

В зависимости от расположения нейтральной оси расчет ведется по двум видам расчетных сечений:

- по большому прямоугольному сечению с размерами $b'_f \times h_{nl}$ (в случае $x \leq h'_f$);

– по тавровому сечению с размерами, указанными на рис. 3.4 (в случае $x > h'_f$).

Значение b'_f , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ - $1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_f \geq 0,1h$ свесы принимать $6h'_f$;

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ свесы принимать $3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ свесы не учитывают.

Чаще всего расчет ведется по первому расчетному случаю. Именно поэтому дальнейший расчет приведен для прямоугольного расчетного сечения размером $b'_f \times h_{nl}$.

Из условия прочности по сжатой зоне вычисляется коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M^p_{полн}}{R_b b'_f h_o^2}. \quad (3.2)$$

По приложению 1 данной методички подбираются соответствующие значения коэффициентов ξ (относительная высота сжатой зоны бетона) и коэффициент ζ .

Для того чтобы выяснить, достаточно ли несущей способности сжатого бетона в верхней сжатой зоне при одиночном армировании, необходимо проверить следующее условие:

$$\xi \leq \xi_R.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется по приложению 1 данной методички, либо по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (3.3)$$

Значения относительной деформации арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$ при вычислении значения граничной высоты сжатой зоны бетона ξ_R для арматуры с условным пределом текучести следует определять по формуле

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$$

где σ_{sp} - предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$; 400 – величина принимаемая в МПа;

ε_{b2} - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b .

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают:

- при непродолжительном действии нагрузки: для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже $\varepsilon_{b2} = 0,0035$;

- при продолжительном действии нагрузки - по таблице 6.10 [2] (относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 [СП «Строительная климатология»] как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства – г. Тюмени).

Если условие выполняется, значит, сжатая арматура по расчету не требуется, а если не выполняется, то необходимо рассчитать арматуру в сжатой зоне.

Требуемая площадь сечения предварительно напряженной арматуры вычисляется по формуле

$$A_{sp}^{mp} = \frac{M^p}{R_s h_o \zeta}. \quad (3.4)$$

По полученному расчетному значению площади арматуры A_{sp}^{mp} подбирается фактическое значение A_{sp}^{ϕ} по приложению 2 данной методички и устанавливается количество и диаметр предварительно-напряженной арматуры желательным образом, чтобы $A_{sp}^{\phi}(A_{sp}) \geq A_{sp}^{mp}$ на 5 ÷ 10%. Количество стержней принимается четным, так как предварительно-напряженная арматура устанавливается в продольные ребра.

4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Для расчета предварительно-напряженной плиты по второй группе предельных состояний, необходимо определить геометрические характеристики приведенного сечения. Сложное расчетное сечение для упрощения расчета необходимо разбить на простые фигуры (например, прямоугольники), а затем ввести вспомогательную систему координат «у - x₀» (см. рис. 4.1).

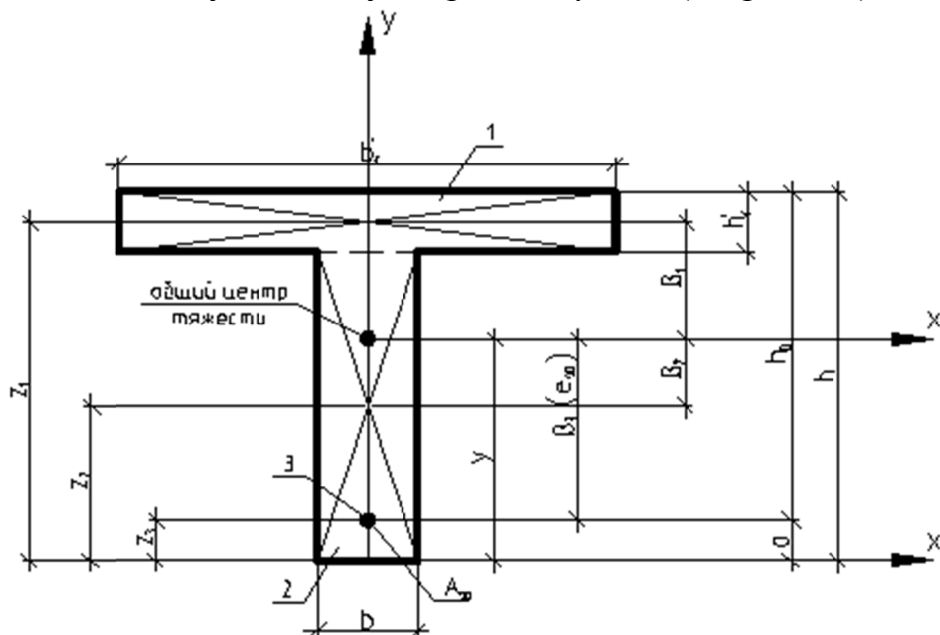


Рис. 4.1. Приведенное поперечное сечение плиты перекрытия:
1-первая фигура; 2-вторая фигура; 3-третья фигура (ПН арматура)

Бетон и арматура, хотя и работают совместно, но имеют разные модули упругости: при одинаковых деформациях в них возникают разные напряжения, поэтому сечение арматуры приводится к одному материалу (обычно к бетону) через коэффициент приведения (поэтому сечение называется приведенным), который равен

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}. \quad (4.1)$$

1. Площадь приведенного сечения определяется по формуле

$$A_{red} = A_1 + A_2 + A_3, \quad (4.2)$$

где $A_1 = b'_f h'_f$ - площадь первой фигуры; $A_2 = b(h - h'_f)$ - площадь второй фигуры; $A_3 = \alpha A_{sp}$ - приведенная площадь третьей фигуры (арматуры).

$$A_{red} = b'_f h'_f + b(h - h'_f) + \alpha A_{sp}.$$

2. Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани (вспомогательной системы координат) определяется:

$$S_{t,red} = S_1 + S_2 + S_3, \quad (4.3)$$

где $S_1 = A_1 z_1$ - статический момент первой фигуры; $S_2 = A_2 z_2$ - статический момент второй фигуры; $S_3 = A_3 z_3$ - статический момент третьей фигуры (арматуры).

$$S_{t,red} = b'_f h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b(h - h'_f) \left(\frac{h - h'_f}{2} \right) + \alpha A_{sp} a .$$

3. Расстояние от нижней грани (ось « x_0-x_0 ») приведенного сечения до центра тяжести приведенного сечения равен

$$y = \frac{S_{t,red}}{A_{red}} . \quad (4.4)$$

Тогда,

$$e_{sp} = y - a ,$$

$$y' = h - y ,$$

где e_{sp} - расстояние (эксцентриситет) от общего центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести предварительно-напряженной арматуры; y' - расстояние от общего центра тяжести приведенного сечения до верхней грани приведенного сечения.

4. Момент инерции приведенного сечения определяется по формуле

$$I_{red} = I_1 + I_2 + I_3 , \quad (4.5)$$

где $I_1 = I_{01} + A_1 \beta_1^2$ - момент инерции первой фигуры относительно общего центра тяжести приведенного сечения; $I_2 = I_{02} + A_2 \beta_2^2$ - момент инерции второй фигуры относительно общего центра тяжести приведенного сечения; $I_3 = I_{03} + A_3 \beta_3^2$ - момент инерции третьей фигуры (арматуры) относительно общего центра тяжести приведенного сечения.

Таким образом, момент инерции приведенного сечения равен:

$$I_{red} = \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - y - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b(h - h'_f)^3}{12} + (h - h'_f) b (y - z_2)^2 + \alpha A_{sp} e_{sp}^2 .$$

5. Момент сопротивления приведенного сечения определяется:

- для крайнего растянутого волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} . \quad (4.6)$$

- для крайнего сжатого волокна

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{y'} . \quad (4.7)$$

6. Упругопластический момент сопротивления приведенного сечения равен:

$$W_{pl} = 1,3 W_{red} . \quad (4.8)$$

5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

При проектировании конструкций предварительное напряжение назначают с учетом механических свойств арматурной стали. Контролируемое напряжение должно быть не более предела упругости стали, но и не слишком низким, так как слабо натянутая арматура будет малоэффективной после проявления необратимых потерь предварительного напряжения.

Предварительно-напряженная конструкция – это конструкция, в которой до приложения внешней нагрузки создают внутренние напряжения, чаще всего, противоположные по знаку тем напряжениям, которые будут возникать при действии внешней нагрузки.

Преимущество предварительного напряжения заключается в том, что повышается жесткость и трещиностойкость конструкции. Ниже приводится наглядное отличие работы конструкции без предварительного напряжения от предварительно-напряженной конструкции во время эксплуатации (см. рис. 5.1).

В предварительно-напряженных конструкциях в основном используют в качестве «напрягаемой» арматуры высокопрочную сталь, так как ее расчетное сопротивление достигает 1000 МПа.

Натяжение арматуры принимается на упоры при электротермическом способе.

Расчет потерь предварительного напряжения ведется согласно СП 63.13330.2012 п.9.1.

Полные потери предварительного напряжения арматуры составляют:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_i \sigma_{spi} \text{ ,} \quad (5.1)$$

где $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$ – первые потери (до передачи усилий натяжения на бетон; возникают в стадии изготовления изделия); $\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$ – полные значения первых и вторых потерь (вторые потери возникают после передачи усилия натяжения на бетон, в стадии эксплуатации изделия).

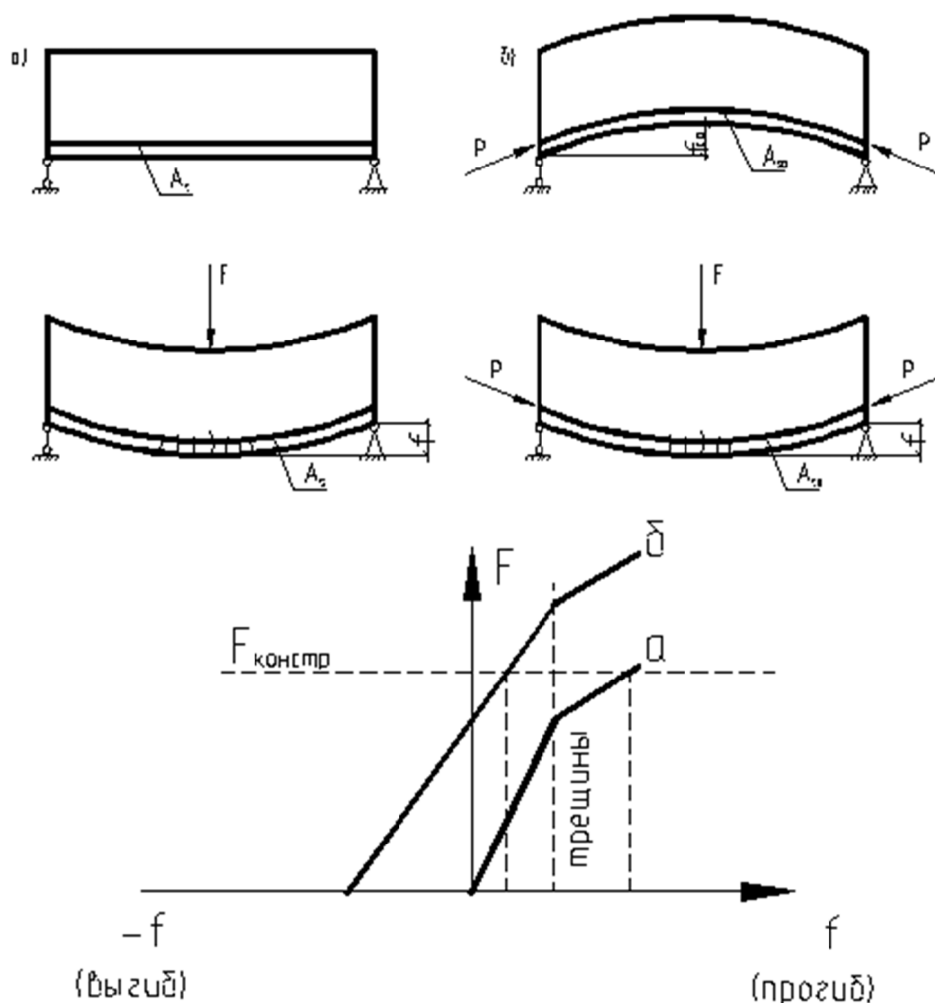


Рис. 5.1. Схема деформации элемента: а) конструкция с обычной арматурой; б) конструкция с предварительно-напряженной арматурой

Определение первых потерь.

$\Delta\sigma_{sp1}$ – потери от релаксации напряжений арматуры;

для арматуры классов А600 - А1000 при электротермическом способе натяжения равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}, \quad (5.2)$$

для арматуры классов В_p1200 - В_p1500, К1400, К1500, К1600 при электротермическом способе натяжения равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,05\sigma_{sp}. \quad (5.3)$$

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в единицах измерения МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

$\Delta\sigma_{sp2}$ – потери от температурного перепада Δt °С, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, принимают равными:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t. \quad (5.4)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

$\Delta\sigma_{sp3}$ – потери от деформации стальной формы (упоров), при электротермическом способе натяжения арматуры $\Delta\sigma_{sp3} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp4}$ – потери от деформации анкеров натяжных устройств. При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают.

Вторые потери

$\Delta\sigma_{sp5}$ – потери от усадки бетона при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s, \quad (5.5)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ вычисляют по формуле (5.5) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

$\Delta\sigma_{sp6}$ – потери от ползучести бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_s^2 A_{red}}{J_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (5.6)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициентов ползучести тяжелого бетона приведены в таблице 6.12 [2]. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 [СП «Строительная климатология»] как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства (г. Тюмень); σ_{bp} – предварительные напряжения в бетоне при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь; σ_{bp} не должны превышать $0,9 R_{bp}$; $y_s = e_{sp}$ – расстояние между центрами тяжести сечения напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента; A_{red} , J_{red} – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения; μ_{sp} – коэффициент армирования, равный A_{sp} / A , где A и A_{sp} – площади поперечного сечения элемента и напрягаемой арматуры соответственно.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, потери вычисляют по формуле (5.6) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Таким образом, передаточная прочность устанавливается из условия:

$$R_{bp} = 0,5R_b, \quad (5.7)$$

Напряжения в бетоне σ_{bp} определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)}e_{op}y}{J_{red}} \pm \frac{My}{J_{red}}, \quad (5.8)$$

где $P_{(1)}$ - усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь; M - изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента); $y=e_{sp}$ - расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна; $e_{op}=e_{sp}$ - эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = A_{sp}\sigma_{sp(1)}, \quad (5.9)$$

$$\sigma_{sp(1)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}. \quad (5.10)$$

При $\sigma_{bp} < 0$ принимается $\Delta\sigma_{sp5} = 0$ и $\Delta\sigma_{sp6} = 0$.

Таким образом, полные потери предварительного напряжения будут составлять величину равную:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}.$$

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа.

В случае если условие не выполняется, то принимается величина полных потерь равная 100 МПа.

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно:

$$P_{(2)} = A_{sp}\sigma_{sp(2)}, \quad (5.11)$$

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}. \quad (5.12)$$

6 РАСЧЕТ ПОЛКИ ПЛИТЫ НА МЕСТНЫЙ ИЗГИБ

В данном пункте рассчитывается подбор арматуры полки ребристой железобетонной плиты – сетки С-1, С-2 (см. рис. 6.1).

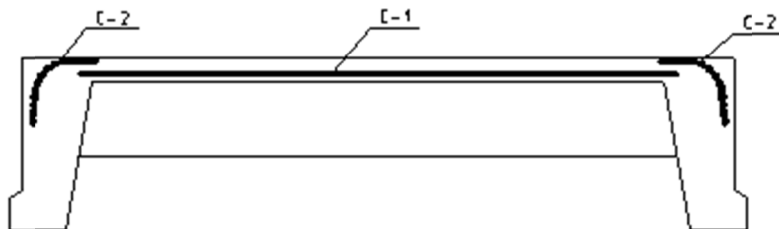


Рис. 6.1. Армирование полки плиты

В зависимости от расположения поперечного ребра существует две расчетные схемы для полки плиты. Если отношение большего размера в «чистоте» к меньшему размеру в «чистоте» будет более двух, то есть $\frac{l_2}{l_1} \geq 2$, то полка плиты рассчитывается по балочной схеме. А если отношение $\frac{l_2}{l_1} < 2$, то полка плиты считается как опертая по контуру (или четырем сторонам) (см. рис. 6.2).

В курсовом проекте необходимо самостоятельно расставить поперечные ребра и соответственно задаться расчетной схемой полки.

Первый случай (расчет полки плиты, работающей по балочной схеме).

Если разделить плиту на две части и установить три поперечных ребра, как показано на рис. 6.2 а, то полку плиты можно рассчитать по балочной схеме ($\frac{l_2}{l_1} \geq 2$). Причем, $l_1 = l_{\text{расч.полки}} = b'_{f(\text{geom})} - 2b_2$ и l_2 – высчитывается

из геометрических размеров плиты. Крайние поперечные ребра имеют следующие размеры (для примера): $b_{\text{н.р.н}} = 60 \text{ мм}$, $b_{\text{н.р.с}} = 100 \text{ мм}$ и $h_{\text{н.р}} = 200 \text{ мм}$.

Для расчета арматуры полки плиты необходимо вырезать полосу шириной 1 метр в поперечном направлении ($b_{\text{полки}} = 1 \text{ м}$). Расчетное сечение полки представлено на рис. 6.4. Арматура поперечного направления в сетке полки является рабочей, так как именно она рассчитывается в данном случае. Это следует из отличия деформаций полки плиты в двух направлениях – продольном и поперечном. Полка в продольном направлении прогибается больше из-за большей длины, чем в поперечном направлении, поэтому принято рассчитывать арматуру поперечного направления, так как она сдерживает прогиб по наибольшей стороне и увеличивает жесткость полки.

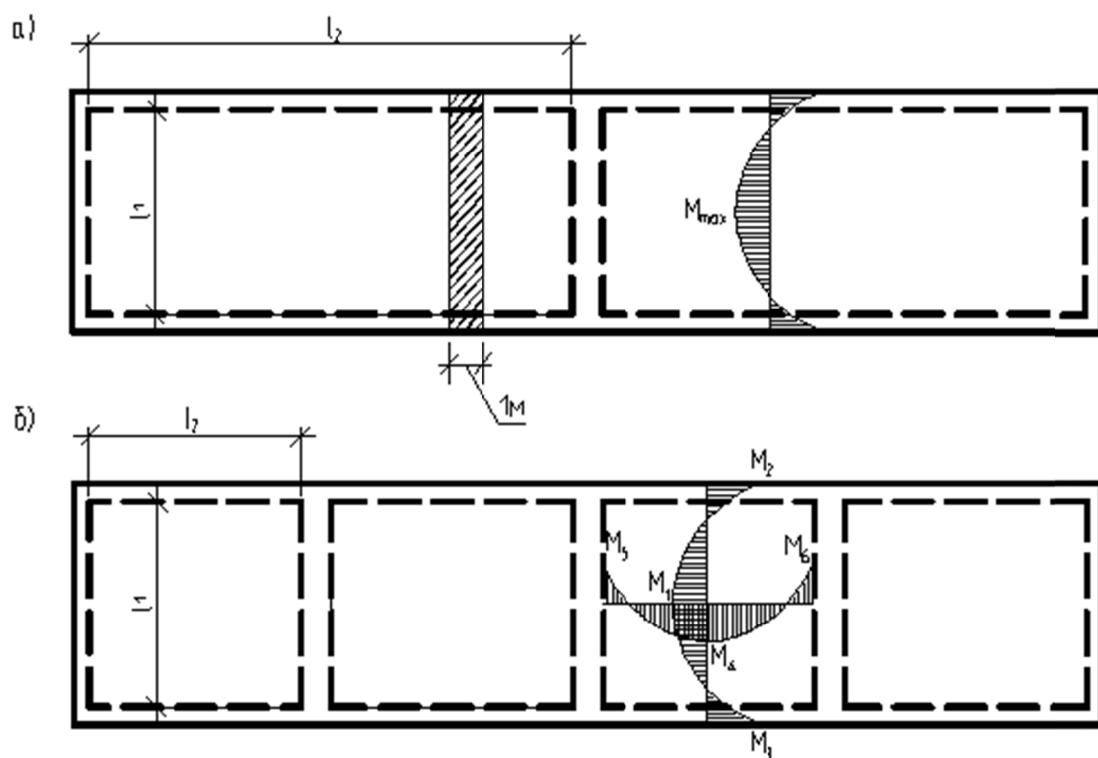


Рис. 6.2. Расчетные схемы полки плиты:
а) по балочной схеме; б) опертая по контуру

Расчетная схема принимается в виде балки с жестким закреплением с двух сторон (см. рис. 6.3).

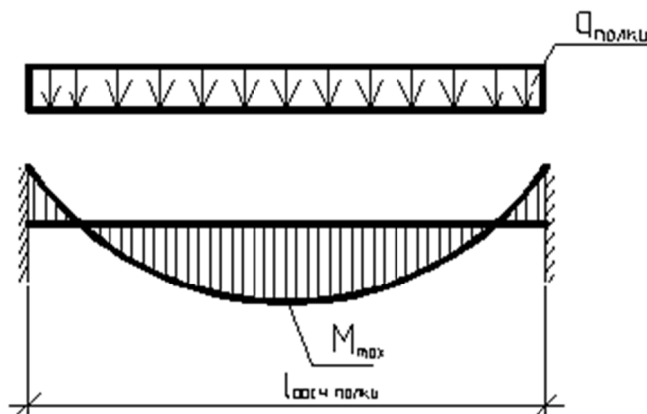


Рис. 6.3. Расчетная схема и эпюра внутренних усилий полки плиты перекрытия

Максимальный изгибающий момент возникает в середине пролета. На этот момент необходимо подобрать арматуру, которая будет воспринимать растягивающие усилия. Расчетное сечение имеет вид прямоугольника с шириной – 1 м ($b_{плиты} = 1\text{ м}$), высотой – 50 мм.

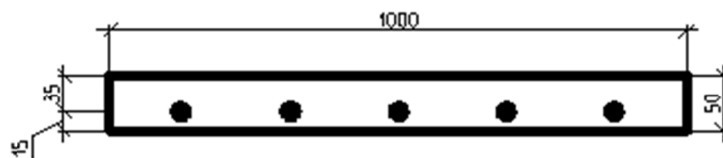


Рис. 6.4. Расчетное сечение полки плиты перекрытия

Определяются нагрузки на 1 м.п. полки:

$$q_{\text{полки}} = (\sum g^p + \sum v^p) 1_m, \quad (6.1)$$

где 1 м – ширина расчетного сечения полки.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м рассчитывается следующим образом:

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{полки}} l_{\text{расч.полки}}^2}{11}, \quad (6.2)$$

где $l_{\text{расч.полки}} = b'_{f(\text{геом})} - 2b_2$ – расчетная длина полки плиты перекрытия; b_2 – ширина продольного ребра (верхний размер).

Рабочая высота сечения полки плиты

$$h_o = h'_f - a = 5 - 1,5 = 3,5 (\text{см}). \quad (6.3)$$

Далее вычисляется коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{max}}}{R_b b_{\text{полки}} h_o^2}. \quad (6.4)$$

По приложению 1 данной методички находим ξ , ζ , ξ_R и проверяем условие прочности по сжатому бетону

$$\xi \leq \xi_R.$$

Для армирования полки ребристой плиты изначально назначается проволочная арматура класса Вр500. В случае, если несущей способности данной арматуры будет недостаточно, то тогда принимается арматура класса А240.

Вычисляется площадь сечения рабочей арматуры класса Вр500, приходящейся на 1 м полки плиты в поперечном направлении

$$A_s^{\text{полки}} = \frac{M}{R_s h_o \zeta}. \quad (6.5)$$

В итоге по приложению 2 данной методички принимается сетка С-1 из стержней определенного диаметра класса Вр500 или А240 с шагом $S = 100 \div 200 \text{ мм}$, таким образом, чтобы $A_s^{\text{полки}} \leq A_s^{\phi(\text{полки})}$.

Над продольными ребрами по всей длине устанавливаются сетки С-2, из арматуры, диаметра и шага стержней аналогичного как для сетки С-1 (см. рис. 6.6). Данная арматура воспринимает изгибающий момент, который возникает в полке на опорах. Если не установить арматуру в опорах полки, то могут возникнуть трещины, которые имеют местоположение, показанное на рис. 6.5.

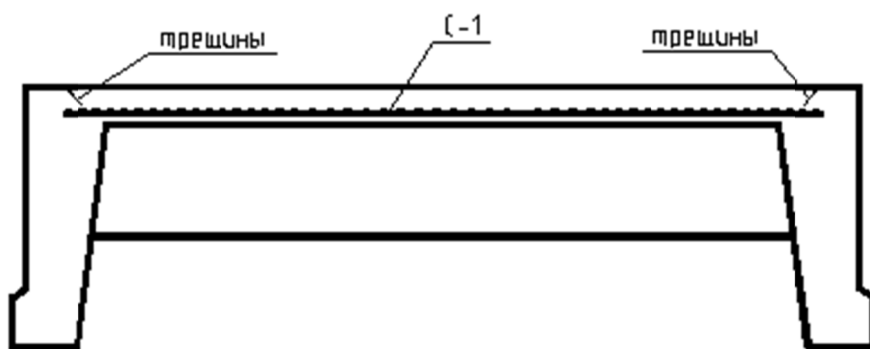


Рис. 6.5. Трещины полки плиты

Согласно рис. 6.6 длина сеток С-1 и С-2 рассчитывается следующим образом: $l_{\text{сетки}} = l_{\text{геом}} - 10 \cdot 2 (\text{мм})$, где $l_{\text{геом}} = l - 20 (\text{мм})$ – геометрическая длина плиты перекрытия с учетом швов замоноличивания, 10 мм – это регламентированное расстояние от грани элемента до конца стержня арматуры (п.10.3.2[2]). Ширина принимается равной $b_{\text{сетки}} = b'_{f(\text{геом})} - 10 \cdot 2 (\text{мм})$; $i = 15 \div 30 \text{ мм}$ с модулем кратности 5 мм.

Второй случай (Расчет полки плиты, как опертой по контуру и работающей по двум направлениям).

В данном случае отношение $\frac{l_2}{l_1} < 2$ (см. рис. 6.2 б). Полка плиты, опертая по контуру, армируется сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях.

В общем случае полка плиты перекрытия испытывает действие пролетных M_1 и M_4 и опорных моментов M_2, M_3, M_5, M_6 (рисунок 6.2 б). Так как значение пролетного момента превышает значения опорного момента, следовательно, арматуру полки плиты необходимо подбирать из условия прочности на действие M_1 и M_4 . Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами, согласно табл. 11.2. [3], уравнение равновесия сводят к одному неизвестному.

Таким образом,

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_3 + M_2) + l_1(2M_4 + M_5 + M_6). \quad (6.6)$$

Из преобразованного уравнения вычисляется пролетный момент поперечного направления M_1 . Далее, согласно табличному значению $\frac{M_4}{M_1}$, определяется пролетный момент продольного направления M_4 .

Сечение арматуры полки плиты подбирается как для прямоугольных сечений.

Рабочая высота полки плиты h_0 принимается по формуле (6.3).

Определяются коэффициенты:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} \Rightarrow \xi_1 \text{ и } \varsigma_1. \quad (6.8)$$

$$\alpha_{m4} = \frac{M_4}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} \Rightarrow \xi_4 \text{ и } \varsigma_4. \quad (6.9)$$

где M_1 и M_4 - изгибающие моменты (см. рис. 6.2); $b = l_1$ - для определения α_{m1} ; $b = l_2$ - для определения α_{m4} .

Для армирования полки ребристой плиты изначально назначается проволоочная арматура класса Вр500. В случае, если несущей способности данной арматуры будет недостаточно, то тогда принимается арматура класса А240.

Площадь сечения арматуры поперечного и продольного направления равна:

$$A_{s1}^{полки} = \frac{M_1}{R_s h_0 \varsigma}; \quad (6.10)$$

$$A_{s4}^{полки} = \frac{M_4}{R_s h_0 \varsigma}. \quad (6.11)$$

В итоге по приложению 2 данной методички принимается сетка С-1 из стержней определенного диаметра класса Вр500 или А240 с продольным и поперечным шагом $S = 100 \div 200 \text{ мм}$, таким образом, чтобы $A_{s1}^{полки} \leq A_{s1}^{\phi(полки)}$ и $A_{s4}^{полки} \leq A_{s4}^{\phi(полки)}$. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета.

7 РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА

В данном пункте рассчитывается рабочая арматура каркаса Кр-2 поперечного ребра железобетонной плиты перекрытия (то есть продольная рабочая арматура A_s и A'_s , в случае, если $\xi > \xi_R$).

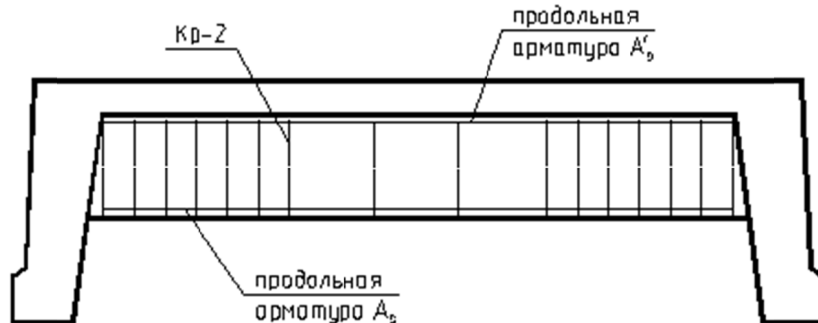


Рис. 7.1. Армирование поперечного ребра плиты

На рис. 7.2 представлена нагрузка на поперечное ребро, которая распределяется в виде треугольника под углом 45° , таким образом ширину грузовой площади $b_{груз}$ следует определять из равнобедренных треугольников (т.е. необходимо вычислить высоты треугольников).

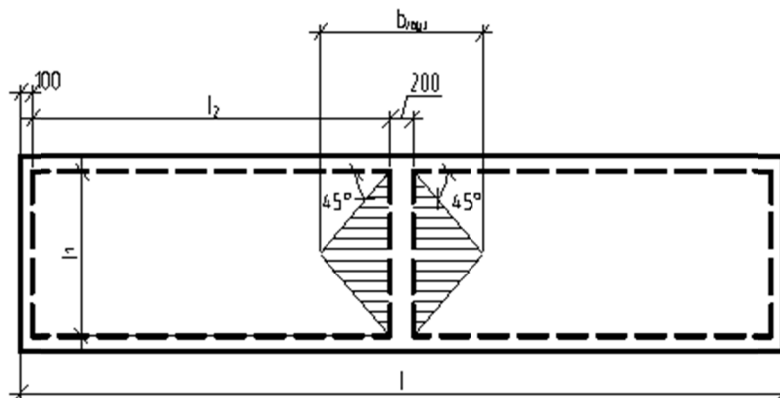


Рис. 7.2. Грузовая площадь на поперечное ребро

Для подбора рабочей арматуры поперечного ребра его сечение приводится к расчетному, в нашем случае – к тавровому расчетному сечению.

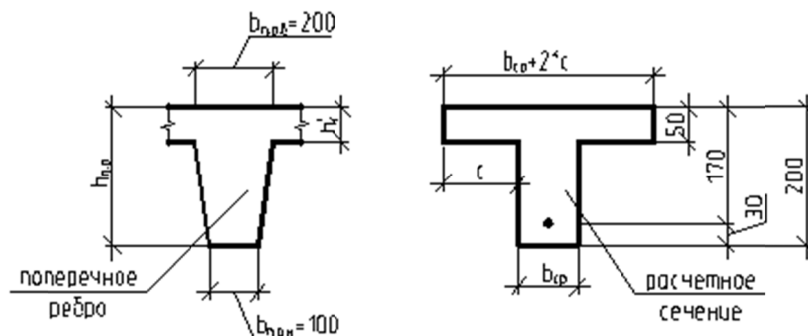


Рис. 7.3. Геометрическое и расчетное сечение поперечного ребра

Расчетная схема поперечного ребра принимается в виде шарнирно опертой балки, представленной на рис. 7.4.

Рабочая высота и ширина ребра расчетного сечения равна:

$$h_o = h_{n.p} - a, \quad b_{cp} = \frac{b_{n.p.н} + b_{n.p.в}}{2},$$

где a - расстояние от центра тяжести арматуры до крайнего нижнего растянутого волокна (принимается изначально 30 мм).

Расчетная длина поперечного ребра составляет:

$$l_{n.p}^{расч} = l_1 + 4см.$$

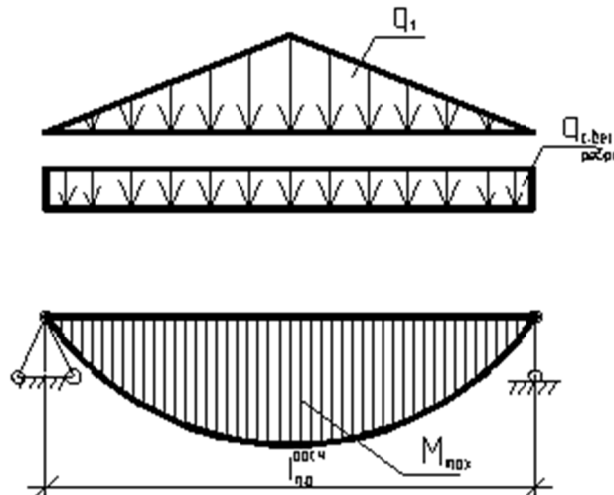


Рис. 7.4. Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов поперечного ребра

Полная ширина полки расчетного сечения равна:

$$b_{f(n.p)}^I = b_{cp} + 2c. \quad (7.1)$$

Нагрузка, действующая на поперечное ребро

$$q = q_1 + q_{с.вес.ребра}, \quad (7.2)$$

где q_1 – нагрузка от собственного веса полки, от веса конструкций пола и от расчетной временной нагрузки, равная

$$q_1 = (g_{пола}^{расч} + v^p + q_{полки}^{соб.вес}) \cdot b_{груз}; \quad (7.3)$$

где $q_{полки}^{соб.вес} = h_f^I \rho \gamma_f$ – нагрузка от собственного веса полки плиты;

$q_{с.вес.ребра}$ – нагрузка от собственного веса поперечного ребра, которая вычисляется по формуле

$$q_{с.вес.ребра} = b_{cp} (h_{ребра} - h_f^I) \rho \gamma_f, \quad (7.4)$$

где $g_{пола}^{расч}$ – расчетная нагрузка от веса конструкции пола (табл.1.1, без собственного веса плиты перекрытия); v^p – расчетная временная нагрузка (табл.1.1); $b_{груз} = l_1 + 200$ – грузовая ширина поперечного ребра плиты перекрытия; $h_{ребра}$ – высота поперечного ребра плиты перекрытия, равная

200 мм; $h'_f = 50 \text{ мм}$ (см. рис. 7.3); $\rho = 2500 \text{ кгс/см}^2$ - плотность железобетона; $\gamma_f = 1,1$ - коэффициент надежности по нагрузке.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета определяется:

$$M_{\max} = M_1 + M_{\text{с.в.ребра}}, \quad (7.5)$$

$$M_{\text{с.веса.ребра}} = \frac{q_{\text{с.веса.ребра}} (l_{\text{н.п.}}^{\text{расч}})^2}{8}, \quad (7.6)$$

$$M_1 = q_1 \frac{(l_{\text{н.п.}}^{\text{расч}})^2}{8} - q_1 \frac{(l_{\text{н.п.}}^{\text{расч}})^2}{24}. \quad (7.7)$$

В большинстве случаев нейтральная ось в тавровых сечениях проходит в пределах толщины сжатой полки, поэтому необходимо уточнить границу сжатой зоны из условия прочности по изгибающему моменту.

Момент от внешней нагрузки не должен превышать несущей способности на изгиб $M_{\max} \leq M_{\text{ult}}$,

где M_{ult} – внутренний момент.

Следовательно, если условие выполняется, то граница сжатой зоны бетона находится в полке и наоборот, если условие не выполняется, то граница сжатой зоны бетона находится в ребре.

Чаще всего получается первый расчетный случай, когда граница сжатой зоны расположена в полке. Именно поэтому дальнейший расчет приведен для прямоугольного расчетного сечения размером $b'_{f(n.p)} \times h_{\text{пл}}$.

Далее вычисляется коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{R_b b'_{f(n.p)} h_o^2}. \quad (7.8)$$

По приложению I подбирают ξ , ζ и ξ_R .

Площадь сечения рабочей арматуры равна:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{R_s h_o \zeta}. \quad (7.9)$$

По полученному значению подбирается арматура, (один стержень определенного диаметра арматуры класса А400) таким образом, чтобы $A_s \leq A_s^{\phi}$. Поперечная арматура для создания каркаса проектируется из класса Вр500 с шагом $S = 100 \text{ мм}$, а верхняя продольная арматура назначается конструктивно из арматуры класса Вр500 с учетом условия свариваемости (приложение 3 данной методички).

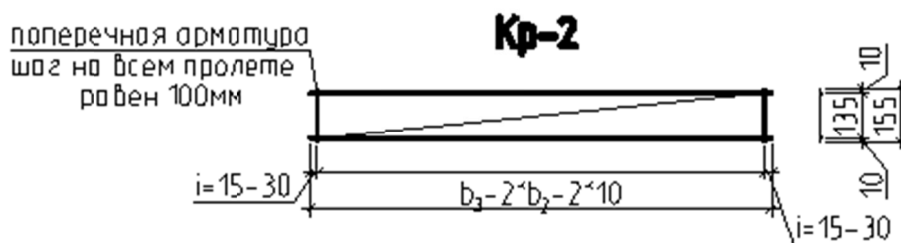


Рис. 7.5. Арматурный каркас Кр-2 поперечного ребра

8 РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ В ПРОДОЛЬНЫХ РЕБРАХ РЕБРИСТОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Рассмотрим приопорный участок, на котором возникают наклонные трещины, и выделим расчетное сечение элемента по длине (см. рис. 8.1).

От внешних нагрузок в наклонном сечении ребристой плиты возникают: поперечная сила Q , изгибающий момент M и продольная сжимающая сила (P - усилие предварительного обжатия), определяемые как соответствующие равнодействующие всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения. Эти усилия должны быть меньше или равны несущей способности в рассматриваемом сечении: поперечному и продольному усилиям в бетоне над наклонной трещиной, осевым усилиям в продольной и поперечной арматуре.

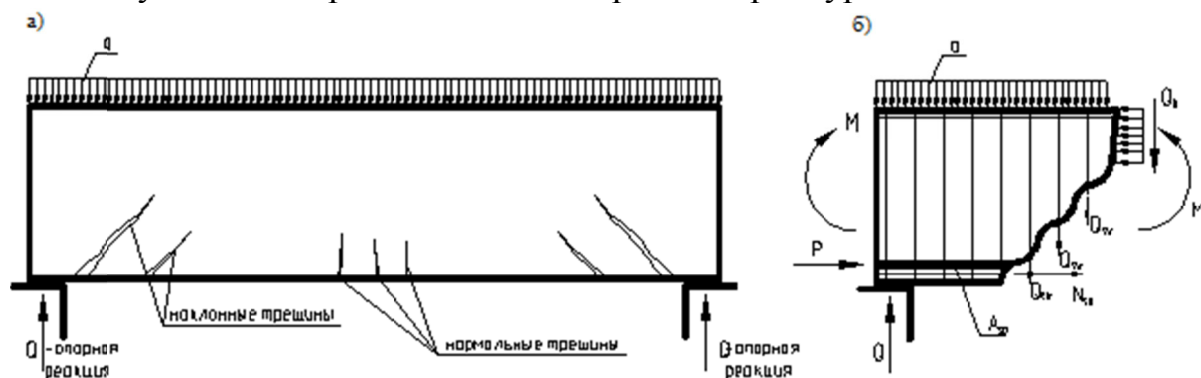


Рис. 8.1. а) Предварительно-напряженная плита перекрытия с наклонными и нормальными трещинами; б) Расчетное наклонное сечение элемента

Таким образом, расчет железобетонной плиты с поперечной арматурой на действие поперечной силы и изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условий:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

$$M \leq M_s + M_{sw}.$$

Исчерпание прочности плиты может произойти из-за разрушения бетона над наклонной трещиной, либо из-за разрушения плиты в средней части (по высоте) и исчерпания сопротивления бетона между наклонными трещинами в направлении действия наибольших главных сжимающих напряжений.

Расчет прочности наклонных сечений выполняется отдельно: на действие поперечной силы Q и на действие изгибающего момента M . Прочность на действие изгибающего момента проверяют:

- в местах обрыва продольной арматуры в пролете;

- в оппорной зоне при недостаточной анкеровке продольной арматуры;
- в местах резкого изменения сечения (опорные подрезки, узлы и др.).

Выделим опорный участок продольного ребра плиты по наклонной трещине с указанием внутренних усилий в бетоне и арматуре (см. рис. 8.2).

Изначально, для расчета поперечной арматуры принимается минимальный диаметр арматуры класса Вр500 ($\varnothing 3\text{мм}$). Затем вычисляется общая площадь сечения поперечных стержней (хомутов), расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение (A_{sw}). Так как в плите перекрытия два плоских каркаса, то в указанную плоскость попадает два поперечных стержня (см. рис. 8.2), поэтому в расчет следует подставлять площадь двух поперечных стержней. Шаг поперечной арматуры s_w устанавливаем по конструктивным условиям.

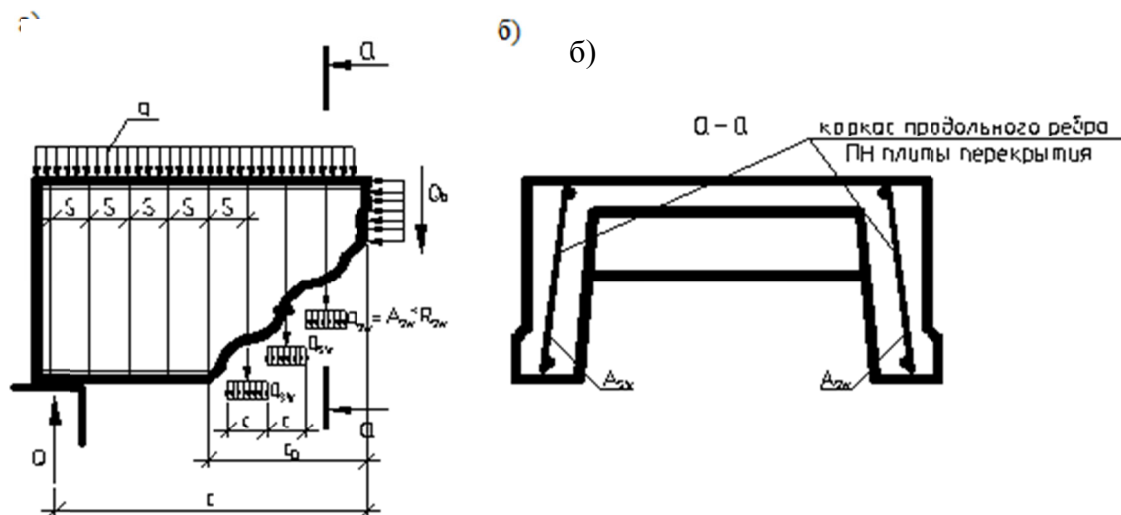


Рис. 8.2. а) Внутренние усилия в наклонном сечении;
б) Поперечное сечение плиты с указанием каркасов продольных ребер

Согласно п.10.3.13 [2] (конструктивные требования по армированию поперечными стержнями), величина s_w (шаг поперечных стержней) зависит от высоты сечения элемента и назначается следующим образом:

- в железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм;
- в сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать;

- в балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм.

Порядок расчета поперечных стержней

Расчет прочности выполняется по наклонному сечению на действие поперечной силы Q (см. рис. 8.2 а). Согласно рис. 8.2 а, расчетное сечение принято тавровое. В результате расчета подбирается поперечная арматура, которая входит в плоский каркас продольного ребра предварительно-напряженной ребристой плиты перекрытия и препятствует образованию наклонных трещин.

Исходные данные для расчета:

- $Q_{\max} = Q_{\text{полн}}^p$ (расчетная поперечная сила в опорном сечении от полной нагрузки);
- $g = q_{\text{пост}}^p$ (постоянная расчетная погонная нагрузка);
- $v = q_{\text{врем}}^p$ (временная расчетная погонная нагрузка);
- b (ширина расчетного сечения плиты);
- $h = h_{\text{пл}}$ (высота расчетного сечения плиты);
- R_b (расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие, согласно [2], табл. 6.8);
- R_{bt} (расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение, согласно [2], табл. 6.8);
- E_b (начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении, согласно [2], табл. 6.11);
- R_{sw} (расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению, согласно [2], п. 6.2.9, табл. 6.15). Значение подбираем для арматуры класса В500;
- R_{sn} (нормативное сопротивление арматуры растяжению, согласно [2], табл. 6.13). Значение нормативного сопротивления в ниже приведенном расчете принимается для рабочей арматуры ребристой плиты, то есть для ПНА.
- E_s (модуль упругости арматуры, согласно [2], п. 6.2.12). Значение для арматуры класса Вр500.
- A_{sw} (площадь поперечных стержней, равная $2A_{sw}$, т.к. в поперечном сечении расположены 2 плоских каркаса).

Расчет ведется в следующей последовательности:

Проверяется прочность ребристой плиты перекрытия по следующим условиям.

Первое условие. Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (8.1)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента; φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Второе условие. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (8.2)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, величина принимается не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} b h_0$; φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5; $Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении; φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75; $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$ – усилие в поперечной арматуре на

единицу длины элемента, при условии что $q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$; R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению; A_{sw} – площадь поперечных стержней в поперечном сечении элемента; s_w – шаг поперечных стержней; C – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения принимается не менее h_0 и не более $2h_0$; $h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения; a – расстояние от центра тяжести продольной рабочей арматуры плиты перекрытия (ПНА).

Влияние сжимающих и растягивающих напряжений (усилия от предварительного напряжения) при расчете по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям следует учитывать с помощью коэффициента φ_n . То есть в формуле (8.1) правая часть умножается на данный коэффициент φ_n и при определении поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении (Q_b) необходимо учесть этот коэффициент.

Значения коэффициента φ_n принимаются равными:

$1 + \frac{\sigma_{cp}}{R_b}$	при	$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 R_b$
1,25	при	$0,25 R_b \leq \sigma_{cp} \leq 0,75 R_b$
$5 \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{R_b} \right)$	при	$0,75 R_b \leq \sigma_{cp} \leq R_b$
$1 - \frac{\sigma_t}{2 R_{bt}}$	при	$0 \leq \sigma_t \leq R_{bt}$

где σ_{cp} - среднее сжимающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным. Величину σ_{cp} принимают как среднее напряжение в сечении элемента с учетом арматуры; σ_t - среднее растягивающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным.

Третье условие. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (8.3)$$

где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения (см. рис. 8.3); $M_s = N_s z_s$ - момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0); $N_s = R_s A_s$ - усилие в продольной растянутой арматуре; $z_s = 0,9h_0$ - плечо внутренней пары сил; $M_{sw} = 0,5Q_{sw}C$ - момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0); $Q_{sw} = q_{sw}C$ - усилие в поперечной арматуре; $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}$ - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, при условии что $q_{sw} \geq 0,25R_{bt}b$; C - длина проекции наиболее опасного наклонного сечения принимается не менее h_0 и не более $2h_0$.

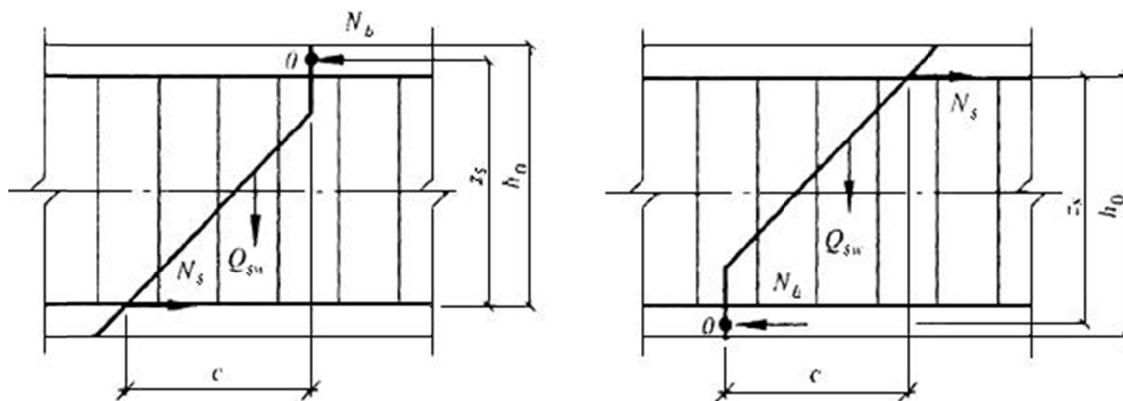


Рис. 8.3. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

Если условия не выполняются, то следует уменьшить шаг поперечной арматуры s_w , либо увеличить диаметр поперечной арматуры (следовательно, увеличится A_{sw}) и заново проверить условия.

9 РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин в растянутой зоне;
- расчет по раскрытию трещин (выполняется в случае если образуются трещины);
- расчет по деформациям.

9.1 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

К ребристой предварительно напряженной плите предъявляются требования III категории трещиностойкости.

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин производят согласно [2]:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (9.1)$$

где $M_r = M_{полн}^n$ – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.121) [2]:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm N e_x, (кгс \cdot м), \quad (9.2)$$

где $R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение для предельных состояний второй группы, табл.6.7 [2]; W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона; N – продольная сила. В формуле (9.2) знак "плюс" принимают при сжимающей продольной силе, "минус" – при растягивающей силе; $e_x = e_{sp} + r$ – расстояние от точки приложения продольной силы N (расположенной в центре тяжести приведенного сечения элемента) до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны; $r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки (радиус ядра сечения); $0,7 \leq \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} \leq 1,0$ – поправочный коэффициент, учитывающий неупругих свойств бетона; σ_b – максимальное напряжение в сжатом бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного напряжения, вычисляемое как для упругого тела по приведенному сечению

$$\sigma_b = \frac{M_{полн}^n}{W_{red}} + \frac{P}{A_{red}} + \frac{P e_{sp}^2}{J_{red}}. \quad (9.3)$$

Суть процесса образования трещин в растянутой зоне можно описать следующим образом: чтобы вызвать образование трещин в сечении предварительно-напряженного изгибаемого элемента, нужно загрузить его моментом M_{crc} , состоящим из двух слагаемых:

1. $R_{bt,ser} \cdot W_{pl}$ – момента, который вызывает в этом же волокне растягивающие напряжения до $R_{bt,n}$;
2. $N \cdot e_x$ – момента, который погашает предварительное обжатие крайнего волокна бетона (т.е. снижает в нем сжимающие напряжения до нуля);

Если данное условие по формуле (9.1) выполняется, то трещины в растянутой зоне не образуются. А если не выполняется, то трещины образуются, и требуется выполнить расчет по раскрытию и закрытию трещин в растянутой зоне.

9.2 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по раскрытию трещин производят по второй стадии напряженно-деформированного состояния элементов на действие нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Цель расчета сводится к определению теоретической величины раскрытия трещины a_{crc} и сравнению ее с допускаемой величиной $a_{crc,ult}$, при которой обеспечивается нормальная эксплуатация здания, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции. Допускаемая ширина раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ зависит от категории требований к трещиностойкости элементов п.8.2.6 [2].

Если теоретическая величина оказывается больше допускаемой, то увеличивают усилие предварительного обжатия P , повышают класс бетона или увеличивают поперечные размеры сечения элемента.

Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных и наклонных трещин:

$a_{crc} = a_{crc1} \leq a_{crc,ult}$ - ширина продолжительного раскрытия трещин;

$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} \leq a_{crc,ult}$ - ширина непродолжительного раскрытия трещин;

где a_{crc1} - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок; a_{crc2} - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок; a_{crc3} - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле (общая формула):

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_{s,i}}{E_s} l_s, \quad (9.4)$$

где φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным: 1,0 - при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 - при продолжительном действии нагрузки; φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным: 0,5 - для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 - для гладкой арматуры; φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным: 1,0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 - для растянутых элементов; ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать равным $\psi_s=1$; l_s - базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое:

$$10\text{см} \leq l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \leq 40\text{см}, \quad (9.5)$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона; A_s - площадь сечения растянутой арматуры; d_s - номинальный диаметр арматуры; $\sigma_{s,i}$ - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки, определяемое при действии изгибающего момента и продольной силы

$$\sigma_{s,i} = \left[\frac{M_i (h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} \right] \alpha_{s1}, \quad (9.6)$$

где M_i - нормативный изгибающий момент от действия рассматриваемой нагрузки; y_c - расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения, определяемые по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно п.8.2.28 [2]; N - равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия P (в нашем случае продольная сила N отсутствует), то есть $N=P$, (P принято с учетом полных потерь); α_{s1} - коэффициента приведения арматуры к бетону определяют следующим образом

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (9.7)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}}, \quad (9.8)$$

где $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ - относительная деформация бетона.

Если хотя бы одно из условий не выполняется, то необходимо увеличить площадь предварительно-напряженной арматуры.

9.3 Расчет по деформациям изгибаемых элементов (предварительно-напряженной ребристой плиты перекрытия)

Расчет по деформациям железобетонных конструкций необходим, как и расчет по прочности или трещиностойкости. Сущность расчета по деформациям сводится к определению величин деформаций, которые могут иметь место в элементах проектируемых конструкций в процессе их длительной эксплуатации (см. рис. 9.1) и сравнению полученных данных с допустимыми предельными величинами.

Соблюдение предельных прогибов гарантирует от появления в элементах конструкций чрезмерных деформаций, при которых эксплуатация конструкций будет невозможна даже при достаточной ее прочности и трещиностойкости.

Жесткости железобетонных элементов в одном и том же сечении до и после появления в растянутой зоне трещин различны. Поэтому методика расчета по деформациям элементов, не имеющих трещин, отличается от методики расчета элементов, имеющих трещины в растянутой зоне. В частности, определение кривизны на участках с трещинами в растянутой зоне осуществляется с учетом пластических деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры, в то время как определение кривизны на участках без трещин в растянутой зоне осуществляется только с учетом упругих деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры.

Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне

К элементам, не имеющим трещин в растянутой зоне, относятся предварительно-напряженные конструкции 1-й и 2-й категорий трещиностойкости и конструкции со слабым армированием, прочность которых исчерпывается с образованием трещин в растянутой зоне. Следовательно, в растянутой зоне таких конструкций в стадии эксплуатации нормальные трещины не образуются либо они закрыты.

На продольных участках, где не образуются нормальные трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2, \quad (9.9)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок; $\left(\frac{1}{r} \right)_2$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

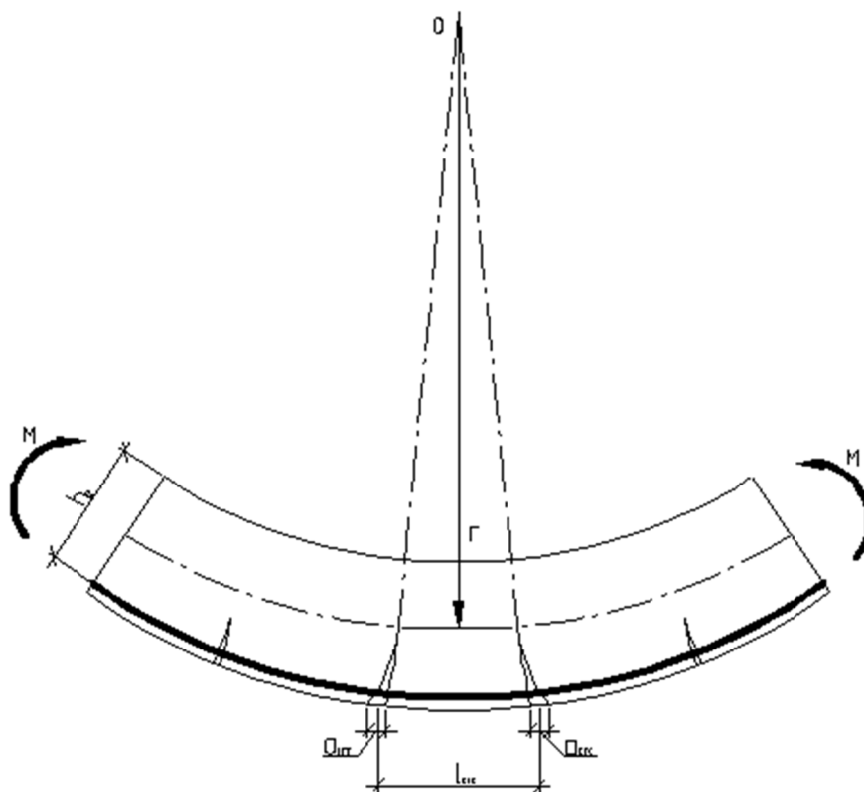


Рис. 9.1. Деформации изгибаемых элементов

Кривизна элемента от непродолжительного действия кратковременных нагрузок

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M - N_p e_{op}}{D}, \quad (9.10)$$

где M – нормативный момент от соответствующей кратковременной нагрузки; $N_p = P$ – усилие предварительного обжатия; e_{op} – эксцентриситет, относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента до точки приложения усилия обжатия; D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая как для внецентренно сжатого усилием предварительного обжатия элемента с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки

$$D = E_{b1} I_{red} \quad (9.11)$$

где E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин, при непродолжительном действии нагрузки – $E_{b1} = 0,85E_b$,

при продолжительном действии нагрузки $E_{b1} = E_{br} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$

$\varphi_{b,cr}$ – принимают по таблице 6.12 [2]; I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

**Кривизна элемента от продолжительного действия постоянных
и временных длительных нагрузок**

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M - N_p e_{op}}{D}, \quad (9.12)$$

где M – нормативный момент от соответствующей величины постоянных и временных длительных нагрузок.

**Определение кривизны железобетонных элементов на участках с
трещинами в растянутой зоне**

К элементам, работающим с трещинами в растянутой зоне, относят железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой и предварительно-напряженные конструкции 3-й категории трещиностойкости (изгибаемые, внецентренно растянутые, внецентренно сжатые).

Полная кривизна для участка с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \quad (9.13)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

Каждое значение кривизны $\left(\left(\frac{1}{r}\right)_1; \left(\frac{1}{r}\right)_2; \left(\frac{1}{r}\right)_3\right)$ определяется по формуле (9.10) с использованием соответствующих величин моментов от рассматриваемой нагрузки.

Определение прогиба

Для изгибаемых элементов при отношении $\frac{l}{h} \geq 10$, а также для элементов постоянного сечения, работающие как свободно опертые или консольные балки, полный прогиб, обусловленный деформацией изгиба, рассчитывается по формуле

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) s l_{расч}^2, \quad (9.14)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом (принимается из расчета кривизны при отсутствии трещин в растяну-

той зоне или при их наличии); s – коэффициент, зависящий от расчетной схемы конструкции (для свободно опертой балки с равномерно-распределенной нагрузкой принимается равным $\left(\frac{5}{48}\right)$); $l_{расч}$ – расчетная длина конструкции.

Таким образом,

$$f = \frac{5}{48} \left(\frac{1}{r} \right) l_{расч}^2.$$

Для того, чтобы условие жесткости выполнялось, необходимо сравнить полученный полный прогиб с предельно допустимым значением, то есть

$$f \leq f_{ult}$$

Предельный прогиб для перекрытия с ребристым потолком

$$\text{при } 5\text{ м} \leq l \leq 10\text{ м} \quad f_{ult} = \frac{l}{250} (\text{см});$$

$$\text{при } l > 10\text{ м} \quad f_{ult} = \frac{l}{400} (\text{см}),$$

где l – геометрическая длина конструкции (плиты перекрытия).

10 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ КАРКАСА

10.1 Расчет многопролетного неразрезного ригеля без учета жесткого соединения с колоннами

Принимаются размеры ригеля прямоугольного сечения из конструктивных соображений: высота ригеля $h_{риг} = (0,1...0,06)m$; ширина ригеля $b_{риг} = (0,3...0,5)h_{риг}$.

Высота $h_{риг}$ принимается кратно 50 мм, если $h_{риг} < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h_{риг} > 600$ мм.

Ширина $b_{риг}$ принимается 100 мм, 120 мм, 150 мм, 200 мм, 220 мм, 250 мм и далее кратно 50 мм.

10.2 Сбор нагрузок на железобетонный ригель

Краткое описание нагрузок

При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации зданий, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций.

В зависимости от продолжительности действия нагрузок различают постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые) нагрузки.

Постоянные нагрузки:

- вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций;
- усилия от предварительного напряжения следует учитывать, как усилие от постоянных нагрузок (железобетонный ригель изготавливается без преднапряженной арматуры).

Временные длительные нагрузки:

- вес временных перегородок, подливов и подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования;
- пониженные нормативные значения нагрузок от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, снеговых, температурных климатических воздействий.

Кратковременные нагрузки:

- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями, кроме нагрузок, указанных в длительных;
- климатические (снеговые, ветровые, температурные и гололедные).

Подробнее все виды нагрузок рассмотрены в СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия [1].

При проектировании ригеля в рамках курсового проектирования на железобетонный ригель действуют постоянные и временные нагрузки. Значение временных нагрузок приводится в задании на курсовой проект (работу). Постоянные нагрузки принимаются по таблице 10.1 (примерный состав конструкции пола).

Таблица 10.1

Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, (кгс/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка, (кгс/м ²)
Постоянная (g)	g''		g^p
Собственный вес ребристой плиты перекрытия	180	1,1	198
Шлакобетонная подготовка ($\delta = 0,07\text{м}$, $\rho = 1600\text{кгс} / \text{м}^3$) $0,07 \cdot 1600 = 112\text{кгс} / \text{м}^2$	112	1,3	146
Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 0,02\text{м}$, $\rho = 1800\text{кгс} / \text{м}^3$) $0,02 \cdot 2200 = 44\text{кгс} / \text{м}^2$	36	1,3	47
Керамическая плитка ($\delta = 0,015\text{м}$, $\rho = 1800\text{кгс} / \text{м}^3$) $0,015 \cdot 1800 = 27\text{кгс} / \text{м}^2$	27	1,2	32
<i>Итого постоянная:</i>	$\sum g''$		$\sum g^p$
Временная (v)	v''		v^p
Длительная	65% от полезной временной нагрузки (величина дана в задании)	1,2(1,3)	
<i>Итого полная длительная:</i>	$\sum g'' + 65\% \text{ от полезн. временной нагрузки}$		$\sum g^p + 65\% \text{ от полезн. временной нагрузки}$
Кратковременная	35% от полезной временной нагрузки (величина дана в задании)	1,2(1,3)	
<i>Итого временная:</i>	$\sum v''$		$\sum v^p$
Итого полная:	$\sum g'' + \sum v''$		$\sum g^p + \sum v^p$

где δ – толщина конструкции;

ρ – удельный вес конструкции;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаем согласно [1].

Нагрузка от собственного веса ригеля составит:

- нормативное значение $q_{\text{ригеля}}^{\text{норм}} = b_{\text{риг}} \cdot h_{\text{риг}} \cdot \rho$;

- расчетное значение $q_{\text{ригеля}}^{\text{расч}} = q_{\text{ригеля}}^{\text{норм}} \gamma_f \gamma_n$,

где $b_{\text{риг}}$ - ширина ригеля;

$h_{\text{риг}}$ - высота ригеля;

$\rho = 2500 \text{ кг} / \text{м}^3$ - плотность тяжелого бетона;

γ_n - коэффициент надежности по ответственности, принимаем согласно [5].

Нормативная погонная постоянная нагрузка на ригель составит:

$$q_{\text{пост}}^{\text{н}} = q_{\text{ригеля}}^{\text{норм}} + (l \sum g^{\text{н}})$$

где l - шаг колонн в продольном направлении здания.

Расчетная погонная постоянная нагрузка на ригель составит:

$$q_{\text{пост}}^{\text{р}} = q_{\text{ригеля}}^{\text{расч}} + (l \sum g^{\text{р}}) \gamma_n.$$

Нормативная погонная временная (полезная) нагрузка на ригель составит:

$$q_{\text{пол}}^{\text{н}} = l \sum v^{\text{н}}.$$

Расчетная погонная временная (полезная) нагрузка на ригель составит:

$$q_{\text{пол}}^{\text{р}} = l \sum v^{\text{р}}.$$

10.3 Расчетная схема, варианты загрузки и определение усилий в ригеле

Для дальнейшего рассмотрения в качестве примера нужно задаться численными значениями нагрузок и необходимых размеров.

Шаг колонн в поперечном направлении – 5,5 м;

Шаг колонн в продольном направлении – 7,1 м;

Размеры сечения ригеля 500(h)x250 мм;

Расчетная погонная постоянная нагрузка

на ригель - $q_{\text{пост}}^{\text{р}} = 2866,5 \text{ кг} / \text{м}$;

Расчетная погонная временная (полезная) нагрузка

на ригель - $q_{\text{пол}}^{\text{р}} = 4260 \text{ кг} / \text{м}$;

Класс бетона В20;

Класс рабочей арматуры А300(А-II);

Количество пролетов в поперечном направлении – 3.

При определении усилий в многопролетном неразрезном ригеле рассматриваются различные варианты загрузок (постоянная + временная нагрузки) для определения наиболее невыгодного сочетания нагрузок.

С использованием данных в таблице 8.1.7 [6] для трехпролетной неразрезной балки определяются значения моментов, поперечных сил и опорных реакций:

Первый вариант загрузки – постоянная нагрузка + временная нагрузка в крайних пролетах представлен на рис. 10.1.

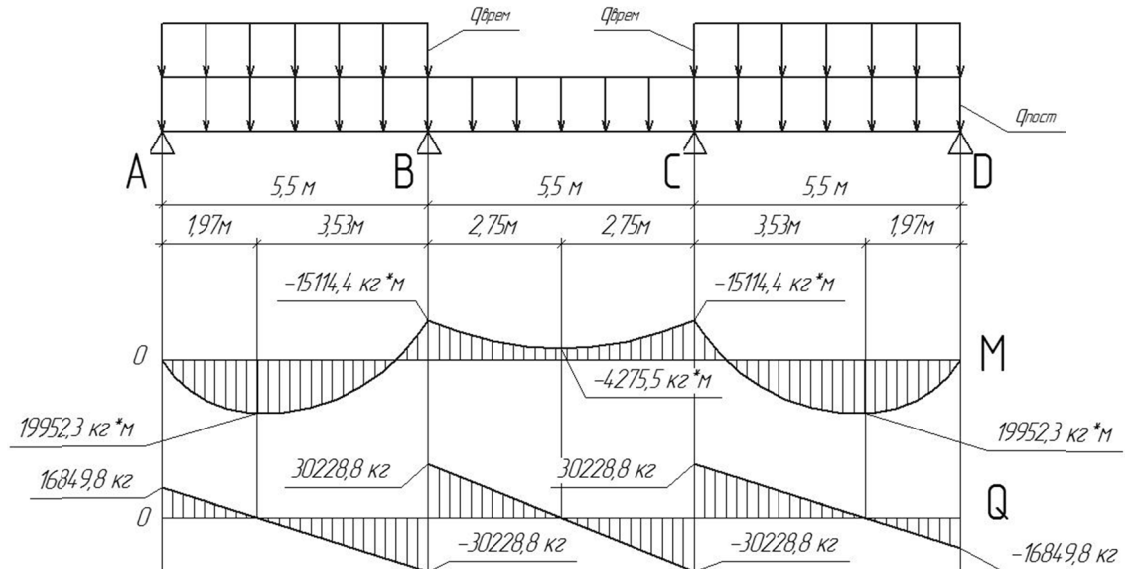


Рис. 10.1. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий для первого варианта загрузки

$$M_{11} = M_{31} = (0,08q_{\text{пост}}^p + 0,101q_{\text{пол}}^p)l^2 = (0,08 * 2866,5 + 0,101 * 4260) * 5,5^2 = 19952,3 \text{ кг} * \text{м}$$

$$M_{21} = (0,025q_{\text{пост}}^p - 0,05q_{\text{пол}}^p)l^2 = (0,025 * 2866,5 - 0,05 * 4260) * 5,5^2 = -4275,5 \text{ кг} * \text{м}$$

$$M_b = M_c = (-0,1q_{\text{пост}}^p - 0,05q_{\text{пол}}^p)l^2 = (-0,1 * 2866,5 - 0,05 * 4260) * 5,5^2 = -15114,4 \text{ кг} * \text{м}$$

$$A = Q_{1a} = D = Q_{1d} = (0,4q_{\text{пост}}^p + 0,45q_{\text{пол}}^p)l = (0,4 * 2866,5 + 0,45 * 4260) * 5,5 = 16849,8 \text{ кг}$$

$$B = C = (1,1q_{\text{пост}}^p + 0,55q_{\text{пол}}^p)l = (1,1 * 2866,5 + 0,55 * 4260) * 5,5 = 30228,8 \text{ кг}$$

$$Q_{1b} = -0,6q_{\text{пост}}l = -0,6 * 2866,5 * 5,5 = -9459,45 \text{ кг.}$$

$$Q_{2b} = -Q_{2c} = 0,5q_{\text{пост}}l = 0,5 * 2866,5 * 5,5 = 7882,9 \text{ кг.}$$

В таком варианте загрузки получаются максимальные растягивающие напряжения снизу в крайних пролетах, а также возникают растягивающие напряжения сверху в среднем пролете.

Проверка:

$$\Sigma Y = A + B + C + D = q_{\text{пост}}^p * 3l + q_{\text{пол}}^p * 2l$$

$$2 * 16849,8 + 2 * 30228,8 = 2866,5 * 16,5 + 4260 * 11$$

$$94157,2 = 94157,2 - \text{условие выполняется.}$$

Второй вариант загрузки – постоянная нагрузка + временная нагрузка в среднем пролете представлен на рис. 10.2.

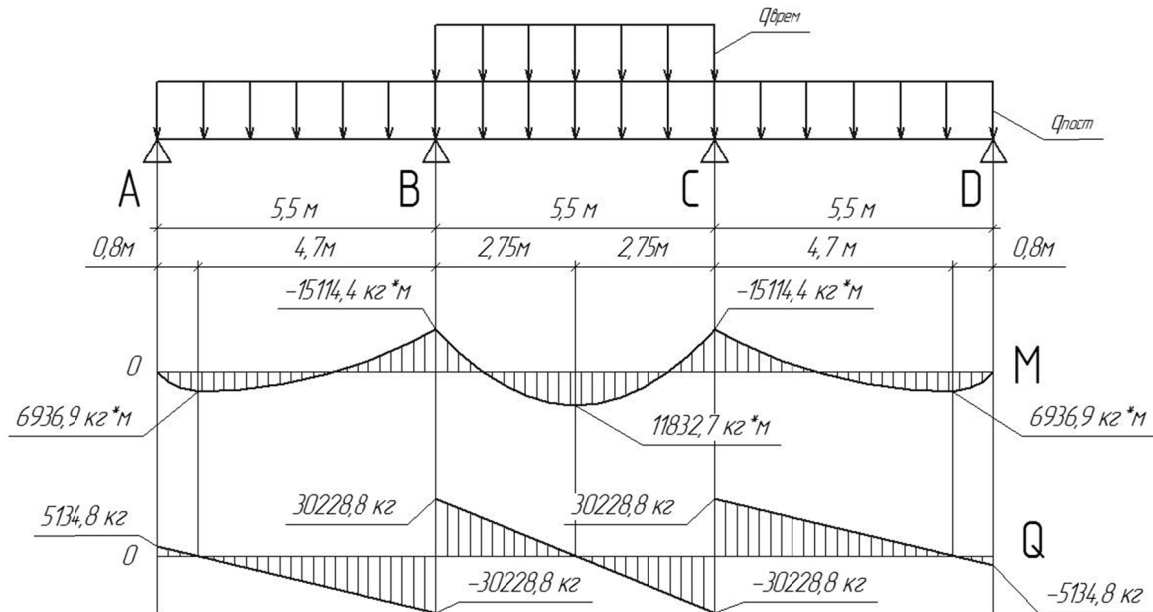


Рис. 10.2. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий для второго варианта загрузки

$$\begin{aligned}
 M_{11} &= M_{31} = 0,08q_{\text{пост}}^p l^2 = 0,08 * 2866,5 * 5,5^2 = 6936,9 \text{ кг} \cdot \text{м} \\
 M_{21} &= (0,025q_{\text{пост}}^p + 0,075q_{\text{пол}}^p) l^2 = (0,025 * 2866,5 + 0,075 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= 11832,7 \text{ кг} \cdot \text{м} \\
 M_b &= M_c = (-0,1q_{\text{пост}}^p - 0,05q_{\text{пол}}^p) l^2 = (-0,1 * 2866,5 - 0,05 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= -15114,4 \text{ кг} \cdot \text{м} \\
 A = Q_{1a} &= D = (0,4q_{\text{пост}}^p - 0,05q_{\text{пол}}^p) l = (0,4 * 2866,5 - 0,05 * 4260) * 5,5 = 5134,8 \text{ кг} \\
 B = C &= (1,1q_{\text{пост}}^p + 0,55q_{\text{пол}}^p) l = (1,1 * 2866,5 + 0,55 * 4260) * 5,5 = 30228,8 \text{ кг} \\
 Q_{1b} &= -0,6q_{\text{пост}} l = -0,6 * 2866,5 * 5,5 = -9459,45 \text{ кг} \\
 Q_{2b} &= -Q_{2c} = 0,5q_{\text{пост}} l = 0,5 * 2866,5 * 5,5 = 7882,9 \text{ кг};
 \end{aligned}$$

В таком варианте загрузки получаются максимальные растягивающие напряжения снизу при изгибе среднего пролета.

Проверка:

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y &= A + B + C + D = q_{\text{пост}}^p * 3l + q_{\text{пол}}^p * l \\
 2 * 5134,8 + 2 * 30228,8 &= 2866,5 * 16,5 + 4260 * 5,5 \\
 70727,2 &= 70727,2 - \text{условие выполняется.}
 \end{aligned}$$

Третий вариант загрузки – постоянная нагрузка + временная нагрузка в крайнем и среднем пролетах представлен на рис. 10.3.

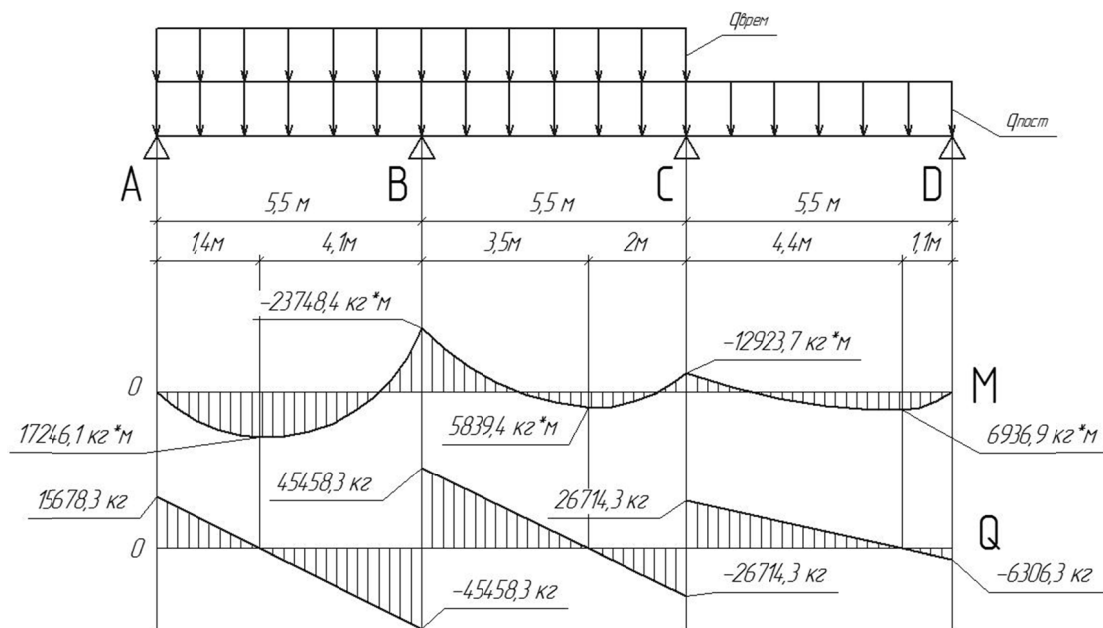


Рис. 10.3. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий для третьего варианта загрузки

$$\begin{aligned}
 M_{11} &= 0,08(q_{\text{пост}}^p + q_{\text{пост}}^p)l^2 = 0,08 * (2866,5 + 4260) * 5,5^2 = 17246,1 \text{ кГ} * \text{м} \\
 M_{21} &= 0,025(q_{\text{пост}}^p + q_{\text{пост}}^p)l^2 = 0,025 * (2866,5 + 4260) * 5,5^2 = 5839,4 \text{ кГ} * \text{м} \\
 M_b &= (-0,1q_{\text{пост}}^p - 0,117q_{\text{пол}}^p)l^2 = (-0,1 * 2866,5 - 0,117 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= -23748,4 \text{ кГ} * \text{м} \\
 M_c &= (-0,1q_{\text{пост}}^p - 0,033q_{\text{пол}}^p)l^2 = (-0,1 * 2866,5 - 0,033 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= -12923,7 \text{ кГ} * \text{м} \\
 A &= 0,4(q_{\text{пост}}^p + q_{\text{пол}}^p)l = 0,4 * (2866,5 + 4260) * 5,5 = 15678,3 \text{ кГ} \\
 B &= (1,1q_{\text{пост}}^p + 1,2q_{\text{пол}}^p)l = (1,1 * 2866,5 + 1,2 * 4260) * 5,5 = 45458,3 \text{ кГ} \\
 C &= (1,1q_{\text{пост}}^p + 0,45q_{\text{пол}}^p)l = (1,1 * 2866,5 + 0,4 * 4260) * 5,5 = 26714,3 \text{ кГ} \\
 M_{31} &= 0,08q_{\text{пост}}^p l^2 = 0,08 * 2866,5 * 5,5^2 = 6936,9 \text{ кГ} * \text{м} \\
 D &= 0,4q_{\text{пост}}^p l = 0,4 * 2866,5 * 5,5 = 6306,3 \text{ кГ} \\
 Q_{1b} &= (-0,6q_{\text{пост}}^p - 0,617q_{\text{пол}}^p)l = (-0,6 * 2866,5 - 0,617 * 4260) * 5,5 \\
 &= -23915,8 \text{ кГ} \\
 Q_{2b} &= (0,5q_{\text{пост}}^p + 0,583q_{\text{пол}}^p)l \\
 &= (0,5 * 2866,5 + 0,583 * 4260) * 5,5 = 21542,6 \text{ кГ}
 \end{aligned}$$

При таком нагружении получаются максимальные растягивающие напряжения сверху на опоре "В" и снизу в первом пролете.

Проверка:

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y &= A + B + C + D = q_{\text{пост}}^p * 3l + q_{\text{пол}}^p * 2l \\
 15678,3 + 45458,3 + 26714,3 + 6306,3 &= 2866,5 * 16,5 + 4260 * 11 \\
 94157,2 &= 94157,2 - \text{условие выполняется.}
 \end{aligned}$$

Четвертый вариант нагружения – постоянная нагрузка + временная нагрузка в одном крайнем пролете представлен на рис. 10.4.

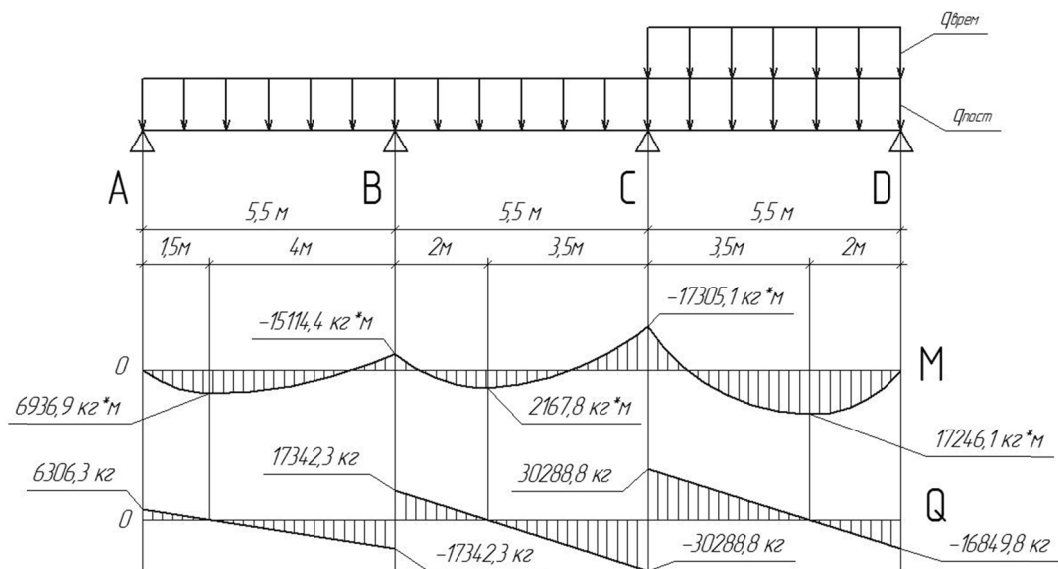


Рис. 10.4. Расчетная схема и эпюры внутренних усилий для четвертого варианта загрузки

$$\begin{aligned}
 M_{11} &= 0,08q_{\text{пост}}^p l^2 = 0,08 * 2866,5 * 5,5^2 = 6936,9 \text{ кг} * \text{м} \\
 M_{21} &= 0,025q_{\text{пост}}^p l^2 = 0,025 * 2866,5 * 5,5^2 = 2167,8 \text{ кг} * \text{м} \\
 M_b &= (-0,1q_{\text{пост}}^p + 0,017q_{\text{пол}}^p)l^2 = (-0,1 * 2866,5 + 0,017 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= -6480,5 \text{ кг} * \text{м} \\
 A &= Q_{1a} = 0,4q_{\text{пост}}^p l = 0,4 * 2866,5 * 5,5 = 6306,3 \text{ кг} \\
 B &= 1,1q_{\text{пост}}^p l = 1,1 * 2866,5 * 5,5 = 17342,3 \text{ кг} \\
 C &= (1,1q_{\text{пост}}^p + 0,55q_{\text{пол}}^p)l = (1,1 * 2866,5 + 0,55 * 4260) * 5,5 = 30288,8 \text{ кг} \\
 D &= (0,4q_{\text{пост}}^p + 0,45q_{\text{пол}}^p)l = (0,4 * 2866,5 + 0,45 * 4260) * 5,5 = 16849,8 \text{ кг} \\
 M_c &= (-0,1q_{\text{пост}}^p - 0,067q_{\text{пол}}^p)l^2 = (-0,1 * 2866,5 - 0,067 * 4260) * 5,5^2 \\
 &= -17305,1 \text{ кг} * \text{м} \\
 M_{31} &= 0,08(q_{\text{пост}}^p + q_{\text{пол}}^p)l^2 = 0,08 * (2866,5 + 4260) * 5,5^2 = 17246,1 \text{ кг} * \text{м} \\
 Q_{1b} &= (-0,6q_{\text{пост}}^p + 0,017q_{\text{пол}}^p)l = (-0,6 * 2866,5 + 0,017 * 4260) * 5,5 \\
 &= -9061,1 \text{ кг} \\
 Q_{2b} &= (0,5q_{\text{пост}}^p - 0,083q_{\text{пол}}^p)l \\
 &= (0,5 * 2866,5 - 0,083 * 4260) * 5,5 = 5938,2 \text{ кг}
 \end{aligned}$$

При таком загрузении получаются максимальные растягивающие напряжения снизу в ригеле третьего пролета.

Проверка:

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y &= A + B + C + D = q_{\text{пост}}^p * 3l + q_{\text{пол}}^p * l \\
 6306,3 + 17342,3 + 30288,8 + 16849,8 &= 2866,5 * 16,5 + 4260 * 5,5 \\
 70727,2 &= 70727,2 - \text{условие выполняется.}
 \end{aligned}$$

10.4 Расчет ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси элемента. Определение продольной рабочей арматуры

Определяются максимальные величины изгибающих моментов и максимальная поперечная сила для крайнего и среднего ригелей из различных вариантов загрузжений.

Для крайнего ригеля:

$M_{max}^1 = 19952,3 \text{ кг*м}$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля (первый вариант загрузжения);

$M_{max}^B = 23748,4 \text{ кг*м}$ – максимальный изгибающий момент у грани колонны (третий вариант загрузжения).

Для среднего ригеля:

$M_{max}^2 = 11832,7 \text{ кг*м}$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля (второй вариант загрузжения);

$M_{max}^B = 23748,4 \text{ кг*м}$ – максимальный изгибающий момент у грани колонны (третий вариант загрузжения);

$Q_{max} = Q_{lb} = 23915,8 \text{ кгс}$ – максимальная поперечная сила (третий вариант загрузжения).

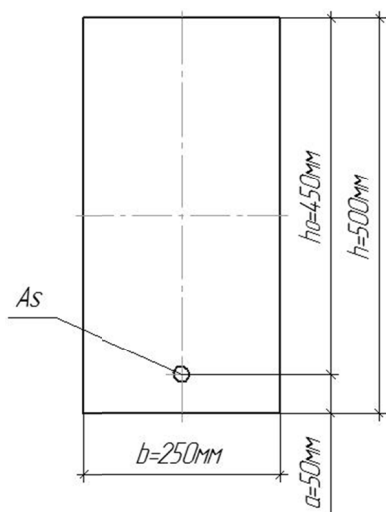
Расчет крайнего ригеля

Данным расчетом подбирается рабочая продольная арматура в ригеле.

$M_{max}^1 = 19952,3 \text{ кг*м}$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля (первый вариант загрузжения).

Расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие для класса В20 $R_b = 11,5 \text{ МПа} = 117 \text{ кгс/см}^2$, табл.6.8 [2].

Расчетное сопротивление арматуры растяжению для класса А-II $R_s = 270 \text{ МПа} = 2750 \text{ кгс/см}^2$.



Подбирается площадь рабочей арматуры в нижней растянутой зоне в середине ригеля.

Задаётся расстояние от нижней грани до центра тяжести рабочей арматуры:

$a = 50 \text{ мм}$.

$h_0 = h - a = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$.

Коэффициент α_m из условия прочности по сжатой зоне равен

$$\alpha_m = \frac{M_{max}^1}{R_b b h_0^2} = \frac{1995230 \text{ кг*см}}{117 \text{ кг/см}^2 * 25 \text{ см} * 45^2 \text{ см}} = 0,337$$

По таблице (приложение 1) в соответствии с коэффициентом α_m находятся коэффициенты $\xi_s = 0,43$ и $\zeta = 0,785$.

Расчетная площадь поперечного сечения арматуры

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1995230 \text{ кг*см}}{2750 \text{ кг/см}^2 * 0,785 * 45 \text{ см}} = 20,5 \text{ см}^2$$

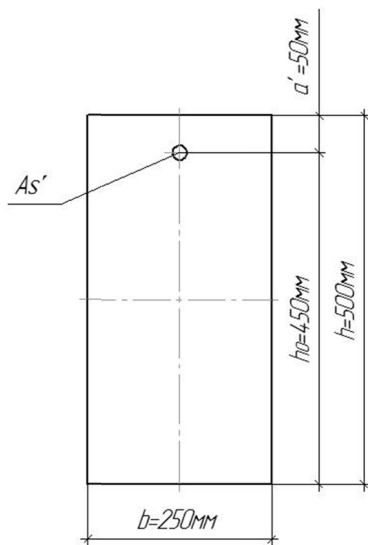
Назначается количество плоских каркасов. При $b > 250$ мм устанавливается не менее 3-х плоских каркасов.

Для данного рассматриваемого примера подбираем сечение арматуры для количества стержней не менее чем четыре (для построения эпюры материалов).

Окончательно принимаем 5 стержней диаметром 22 мм с площадью поперечного сечения $A_s = 19 \text{ см}^2$ (приложение 2).

Площадь арматуры в верхней, растянутой зоне определяется по изгибающему моменту у грани колонны.

$M_{max}^B = 23748,4 \text{ кг} \cdot \text{м}$ - максимальный изгибающий момент у грани колонны (третий вариант загрузки).



Задаётся расстояние от верхней грани ригеля до центра тяжести рабочей арматуры:

$a' = 50 \text{ мм}$.

$h_0 = h - a' = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$.

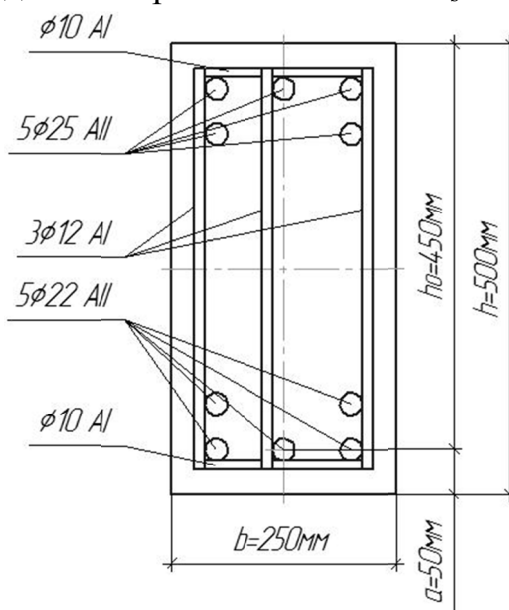
$$\alpha'_m = \frac{M_{max}^B}{R_b b h_0^2} = \frac{2374840 \text{ кг} \cdot \text{см}}{117 \text{ кг/см}^2 \cdot 25 \text{ см} \cdot 45^2 \text{ см}} = 0,4$$

По таблице (приложение 1) в соответствии с коэффициентом α'_m определяются коэффициенты $\zeta = 0,725$ и $\xi = 0,55$.

Расчетная площадь поперечного сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_{max}^B}{R_s \zeta h_0} = \frac{2374840 \text{ кг} \cdot \text{см}}{2750 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,725 \cdot 45 \text{ см}} = 25,9 \text{ см}^2$$

Окончательно принимается 5 стержней диаметром 25 мм с площадью поперечного сечения $A_s = 24,54 \text{ см}^2$.



Диаметр поперечных стержней можно назначить из условия свариваемости крестообразным соединением К1 по ГОСТ 14098-2014: $d'_h / d_h = (0,25 \div 1)$, не менее 0,25.

где d'_h - диаметр поперечных стержней;
 $d_h = 25 \text{ мм}$ - диаметр продольных рабочих стержней;

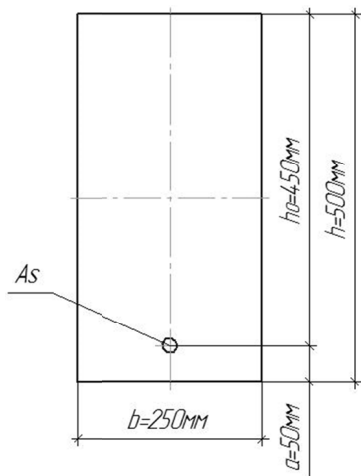
Исходя из этого принят диаметр поперечных стержней из арматуры класса А240(А-I) $d'_h = 12 \text{ мм}$.

Стержни, соединяющие плоские каркасы принимаются из арматуры А240(А-I) $\varnothing 10 \text{ мм}$.

Расчет среднего ригеля

Данным расчетом подбирается рабочая продольная арматура в ригеле.

$M_{max}^2 = 11832,7 \text{ кг} \cdot \text{м}$ – максимальный изгибающий момент в середине пролета ригеля по второму варианту загрузки.



Подбирается площадь арматуры в нижней растянутой зоне в середине ригеля.

Расстояние от нижней грани ригеля до центра тяжести рабочей арматуры:

$$a=50 \text{ мм.}$$

$$h_0=h-a=500-50=450 \text{ мм.}$$

$$\alpha_m = \frac{M_{max}^2}{R_b b h_0^2} = \frac{1183270 \text{ кг} \cdot \text{см}}{117 \text{ кг/см}^2 \cdot 25 \text{ см} \cdot 45^2 \text{ см}} = 0,2$$

По таблице (приложение 1) в соответствии с коэффициентом α_m определяются коэффициенты $\zeta=0,885$ и $\xi=0,23$.

Требуемая расчетная площадь поперечного сечения арматуры

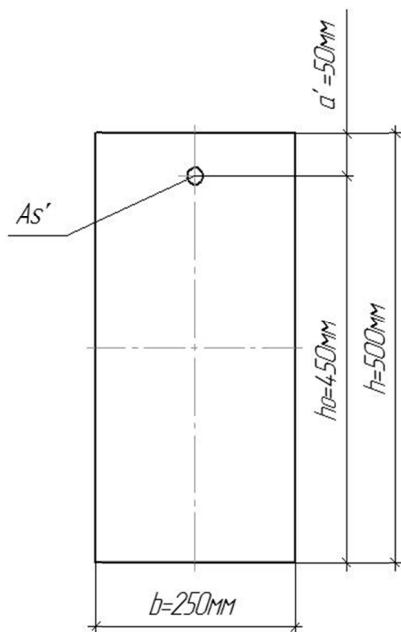
$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1183270 \text{ кг} \cdot \text{см}}{2750 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,885 \cdot 45 \text{ см}} = 10,8 \text{ см}^2$$

Количество плоских каркасов. При $b>250 \text{ мм}$ устанавливается не менее 3-х плоских каркасов.

Окончательно принимается 5 стержней диаметром 16 мм с площадью поперечного сечения $A_s=10,05 \text{ см}^2$

Площадь арматуры в верхней, растянутой зоне ригеля у грани колонны определяется на действие максимального изгибающего момента.

$M_{max}^B = 23748,4 \text{ кг} \cdot \text{м}$ - максимальный изгибающий момент у грани колонны в третьем варианте загрузки.



Расстояние от верхней грани ригеля до центра тяжести рабочей арматуры:

$$a'=50 \text{ мм.}$$

$$h_0=h-a'=500-50=450 \text{ мм.}$$

$$\alpha'_m = \frac{M_{max}^B}{R_b b h_0^2} = \frac{2374840 \text{ кг} \cdot \text{см}}{117 \text{ кг/см}^2 \cdot 25 \text{ см} \cdot 45^2 \text{ см}} = 0,4$$

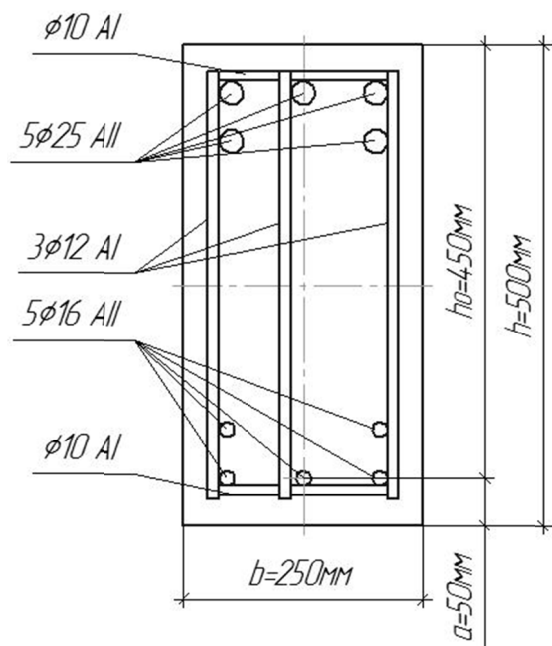
По таблице (приложение 1) в соответствии с коэффициентом α'_m определяются коэффициенты $\zeta=0,725$ и $\xi=0,55$

Расчетная площадь поперечного сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_{max}^B}{R_s \zeta h_0} = \frac{2374840 \text{ кг} \cdot \text{см}}{2750 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,725 \cdot 45 \text{ см}} = 25,9 \text{ см}^2$$

Окончательно принимается 5 стержней диаметром 25 мм с площадью поперечного сечения $A_s=24,54 \text{ см}^2$.

Диаметр поперечных стержней из условия свариваемости крестообразным соединением К1 по ГОСТ 14098-2014: $d'_h/d_h = (0,25 \div 1)$, не менее 0,25.



где d'_h - диаметр поперечных стержней;
 $d_h = 25$ мм - диаметр продольных рабочих стержней;

Диаметр поперечных стержней назначается из арматуры класса А240(А-I) $d'_h = 12$ мм.

Соединительные стержни для формирования пространственного каркаса принимаются из арматуры А240(А-I) Ø10 мм.

10.5 Расчет ригеля по сечению, наклонному к продольной оси элемента

Данным расчетом проверяется диаметр принятой поперечной арматуры на действие максимальной поперечной силы в опорных зонах ригеля.

$Q_{\max} = Q_{1b} = 23915,8 \text{ кгс}$ – максимальная поперечная сила при третьем варианте загрузки.

Согласно п.10.3.13 [2] (конструктивные требования по армированию поперечными стержнями), величина шага поперечных стержней s_w зависит от высоты сечения элемента и назначается следующим образом:

- в железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм;

- в сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать;

- в балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм.

Шаг стержней в приопорных зонах принимается $s_w=150$ мм, шаг стержней в средней части ригеля $s_w=375$ мм.

Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения, $Q = Q_{\max} = Q_{lb} = 23915,8 \text{ кГс}$;

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C} - \text{поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, величина принимается не более } 2,5 R_{bt} b h_0 \text{ и не менее } 0,5 R_{bt} b h_0;$$

где $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 9,2 \text{ кГс/см}^2$ – расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение, табл.6.8 [2]; φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5; C – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения принимается не менее h_0 и не более $2h_0$; $h_0 = 450 \text{ мм}$ – рабочая высота элемента.

$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} C$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении;

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75; $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$ – усилие в

поперечной арматуре на единицу длины проекции наклонной трещины на продольную ось ригеля, при условии что $q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$; $R_{sw} = 170 \text{ МПа} = 1734 \text{ кГс/см}^2$ – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению (класс арматуры А240(А-I)); $A_{sw} = 3,39 \text{ см}^2$ – площадь поперечных стержней в поперечном сечении ригеля, количество стержней равно количеству плоских каркаса в поперечном сечении элемента – 3 шт.; $s_w = 150 \text{ мм}$ – шаг поперечных стержней на приопорном участке в зоне максимальной поперечной силы.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении равна $Q_b = \frac{1,5 \cdot 9,2 \cdot 25 \cdot 45^2}{2 \cdot 45} = 172,5 \text{ кГс}$, при $C = 2h_0$. Полученное значение не более $2,5 \cdot 9,2 \cdot 25 \cdot 45 = 25875 \text{ кГс}$ и не менее $0,5 \cdot 9,2 \cdot 25 \cdot 45 = 5175 \text{ кГс}$.

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины горизонтальной проекции наклонной трещины равно:

$$q_{sw} = \frac{1734 \cdot 3,39}{15} = 392 \text{ кГс/см} \geq 0,25 \cdot 9,2 \cdot 25 = 57,5 \text{ кГс/см}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении равна $Q_{sw} = 0,75 \cdot 392 \cdot 2 \cdot 45 = 26460 \text{ кГс}$.

Проверяем условие прочности

$$Q = 23915,8 \text{ кгс} \leq Q_b + Q_{sw} = 172,5 \text{ кгс} + 26460 \text{ кгс} = 26632,5 \text{ кгс}.$$

Условие выполняется, соответственно поперечная арматура диаметром 12 мм с шагом 150 мм удовлетворяет требованиям.

Также производят расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями исходя из условия

$$Q = 23915,8 \text{ кгс} \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 117 \cdot 25 \cdot 45 = 39487,5 \text{ кгс},$$

где φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Условие также выполняется.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов в рамках курсового проекта не производится.

10.5 Построение эпюры материалов для ригеля

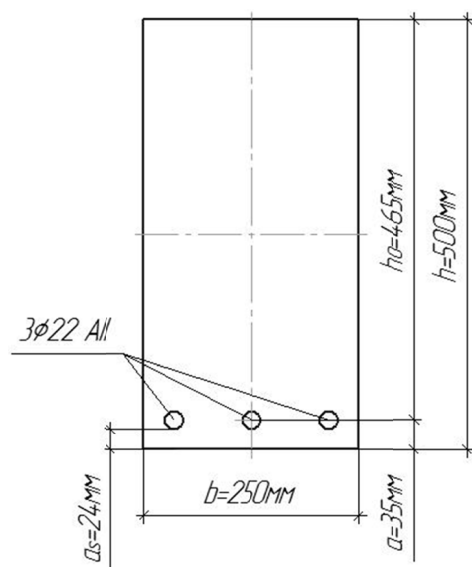
Эпюра материалов – это эпюра несущей способности элемента, строится с целью экономии арматурной стали в соответствии с количеством рабочей арматуры по длине ригеля. Построением данной эпюры определяются зоны ригеля где можно уменьшить количество арматуры, ранее подобранной на восприятие максимального изгибающего момента.

Эпюра материалов для крайнего ригеля.

Рассматривается несущая способность ригеля в тех сечениях где растягивается нижняя зона.

Сначала определяется прочность ригеля с учетом только нижнего ряда стержней - 3 $\varnothing$ 22.

$a_3 = 22$ мм – толщина защитного слоя бетона (не менее 20 мм и не менее $d_{\max}$ арматуры);



$a = a_3 + d_{\max}/2 = 22 + 22/2 = 33$ мм, с учетом округления принимается $a = 35$ мм – расстояние от нижней грани до центра тяжести растянутой арматуры.

Рабочая высота сечения равна

$$h_0 = h - a = 500 - 35 = 465 \text{ мм}.$$

Для данного случая несущая способность ригеля на изгиб с учетом трех стержней $\varnothing$ 22 определяется

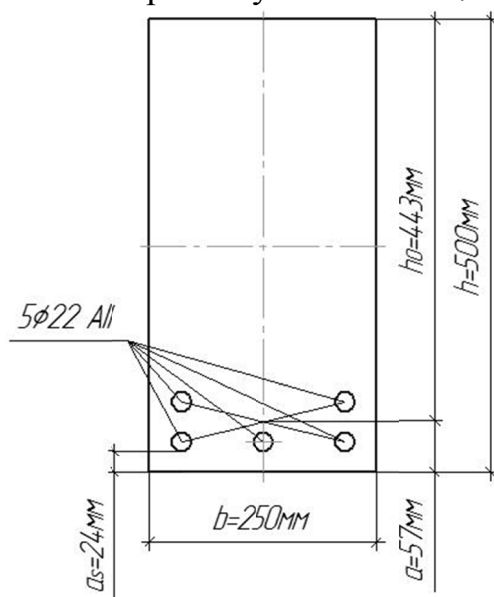
$$[M]_{3\varnothing 22} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 1319175 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

где $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{2750 \cdot 11,4}{117 \cdot 25} = 11 \text{ см}$ - высота сжатой зоны бетона;

$A_s = 11,4 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения трех стержней $\varnothing$ 22.

Полученное значение момента несущей способности отображается совместно с эпюрой моментов в нижней зоне. Это будет горизонтальная линия с ординатой равной $[M]_{3\phi 22}$.

Несущая способность на изгиб ригеля с учетом всей арматуры в нижней растянутой зоне - $5\phi 22$.



Расстояние по вертикали между стержнями принимается не менее d_{max} арматуры $a_n = 22$ мм

Тогда расстояние от нижней грани ригеля до центра тяжести растянутой арматуры приблизительно будет равно

$$a = a_z + a_n + d_{max}/2 = 24 + 22 + 22/2 = 57 \text{ мм.}$$

Для точного определения "а" необходимо учесть местоположение стержня, расположенного на вертикальной оси симметрии.

Рабочая высота сечения равна

$$h_0 = h - a = 500 - 57 = 443 \text{ мм.}$$

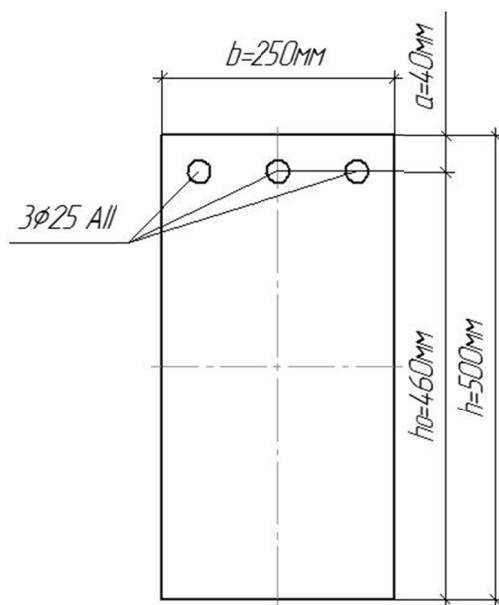
Несущая способность ригеля на изгиб с учетом пяти стержней $\phi 22$ определяется

$$[M]_{5\phi 22} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 1850838 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

где $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{2750 \cdot 19}{117 \cdot 25} = 17,9 \text{ см}$ - высота сжатой зоны бетона;

$A_s = 19 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения пяти стержней $\phi 22$.

Полученное значение момента несущей способности на изгиб отображается на эпюре моментов в нижней зоне в виде горизонтальной линии с ординатой равной $[M]_{5\phi 22}$.



Аналогично рассматривается верхняя зона крайнего ригеля.

Из всего сечения арматуры в начале рассматривается только верхний ряд стержней.

$a_z = 25$ мм – толщина защитного слоя бетона (не менее 20 мм и не менее d_{max} арматуры;

$a' = a_z + d_{max}/2 = 25 + 25/2 = 37,5$ мм принимается $a = 40$ мм – расстояние от верхней грани ригеля до центра тяжести растянутой арматуры ($3\phi 25$).

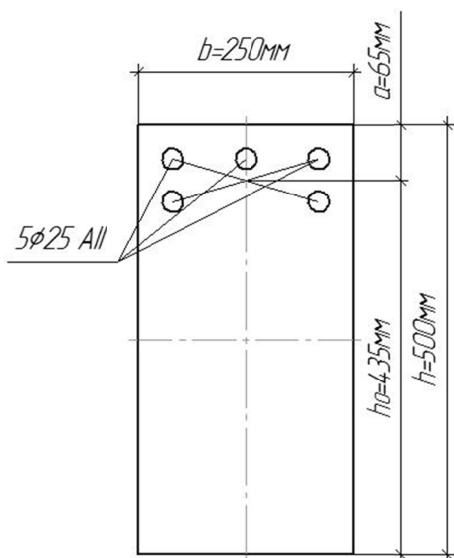
Рабочая высота сечения равна

$$h_0 = h - a = 500 - 40 = 460 \text{ мм.}$$

Для данного случая записывается выражение несущей способности на изгиб ригеля с $3\phi 25$

$$M_{3\phi 25} = 117 \cdot 25 \cdot 14,2 \cdot \left(46 - \frac{14,2}{2} \right) = 1615712 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

где $A_s = 14,73 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения трех стержней $\varnothing 25$;



$x = \frac{2750 \cdot 14,73}{117 \cdot 25} = 14,2 \text{ см}$ - высота сжатой зоны бетона.

При учете всех стержней в верхней растянутой зоне, величина "a" определяется следующим образом

- расстояние по вертикали между стержнями принимаем не менее $d_{\max}$ арматуры $a_s = 25 \text{ мм}$;

Тогда

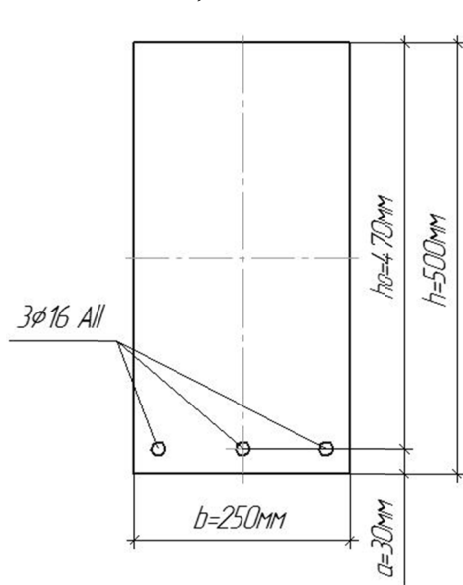
$a' = a_s + a_s + d_{\max} / 2 = 27,5 + 25 + 25 / 2 = 65 \text{ мм}$ - расстояние от верхней грани до центра тяжести растянутой арматуры.

Рабочая высота сечения определяется $h_0 = h - a = 500 - 65 = 435 \text{ мм}$.

$M_{\max} = 23748,4 \text{ кг} \cdot \text{м} \leq [M]_{5\varnothing 25}$ - максимальный изгибающий момент в середине ригеля должен быть меньше или равен несущей способности ригеля на изгиб с арматурой в виде $5\varnothing 25$.

$$[M]_{5\varnothing 25} = 117 \cdot 25 \cdot 23 \cdot \left(43,5 - \frac{23}{2} \right) = 2152800 \text{ кг} \cdot \text{см} = 21528 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

где $A_s = 24,54 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения пяти стержней $\varnothing 25$;



$x = \frac{2750 \cdot 24,54}{117 \cdot 25} = 23 \text{ см}$ - высота сжатой зоны бетона.

Полученное значение несущей способности отображаем на эпюре моментов в верхней зоне.

Ригель среднего пролета.

Сначала из всего количества арматуры рассматривается только нижний ряд стержней.

$a_s = 20 \text{ мм}$ - толщина защитного слоя бетона (не менее 20 мм и не менее $d_{\max}$ арматуры, отсюда

$a = a_s + d_{\max} / 2 = 20 + 16 / 2 = 28 \text{ мм}$.

С учетом округления принимается $a = 30 \text{ мм}$ - расстояние от нижней грани ригеля до центра тяжести растянутой арматуры.

Рабочая высота сечения равна

$h_0 = h - a = 500 - 30 = 470 \text{ мм}$.

В данном случае несущая способность для одиночного армирования определяется

$$[M]_{3\varnothing 16} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 736091 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

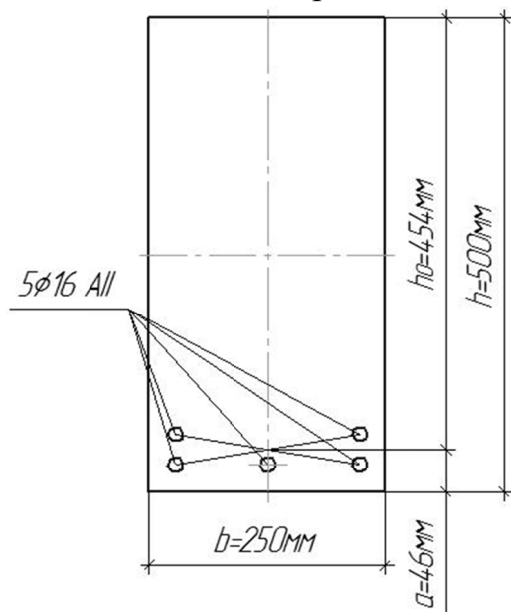
где $A_s = 6,03 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения трех стержней $\varnothing 16$;

$x = \frac{2750 \cdot 6,03}{117 \cdot 25} = 5,7 \text{ см}$ - высота сжатой зоны бетона.

Полученное значение момента несущей способности отображается на эпюре моментов в нижней зоне в виде горизонтальной линии.

Далее рассматриваются все стержни в нижней растянутой зоне (5Ø16).

Расстояние по вертикали между стержнями принимается не менее d_{max}



арматуры $a_n = 16$ мм

Тогда $a = a_n + d_{max}/2 = 22 + 16 + 16/2 = 46$ мм
расстояние от нижней грани ригеля до центра тяжести растянутой арматуры.

Рабочая высота сечения равна

$h_0 = h - a = 500 - 46 = 454$ мм.

Несущая способность ригеля на изгиб с учетом пяти стержней Ø16 определяется

$$[M]_{5\phi 16} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 1119047 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

где $A_s = 10,05 \text{ см}^2$ - площадь поперечного сечения пяти стержней Ø16;

$x = \frac{2750 \cdot 10,05}{117 \cdot 25} = 9,4$ см - высота сжатой зоны бетона.

Полученное значение момента несущей способности на изгиб отображается на эпюре моментов в нижней зоне в виде горизонтальной линии с ординатой равной $[M]_{5\phi 16}$.

Верхняя зона среднего ригеля не рассматривается, так как арматура будет аналогична верхней арматуре крайнего пролета.

Эпюра материалов для крайнего и среднего пролётов приведена на рис. 10.5.

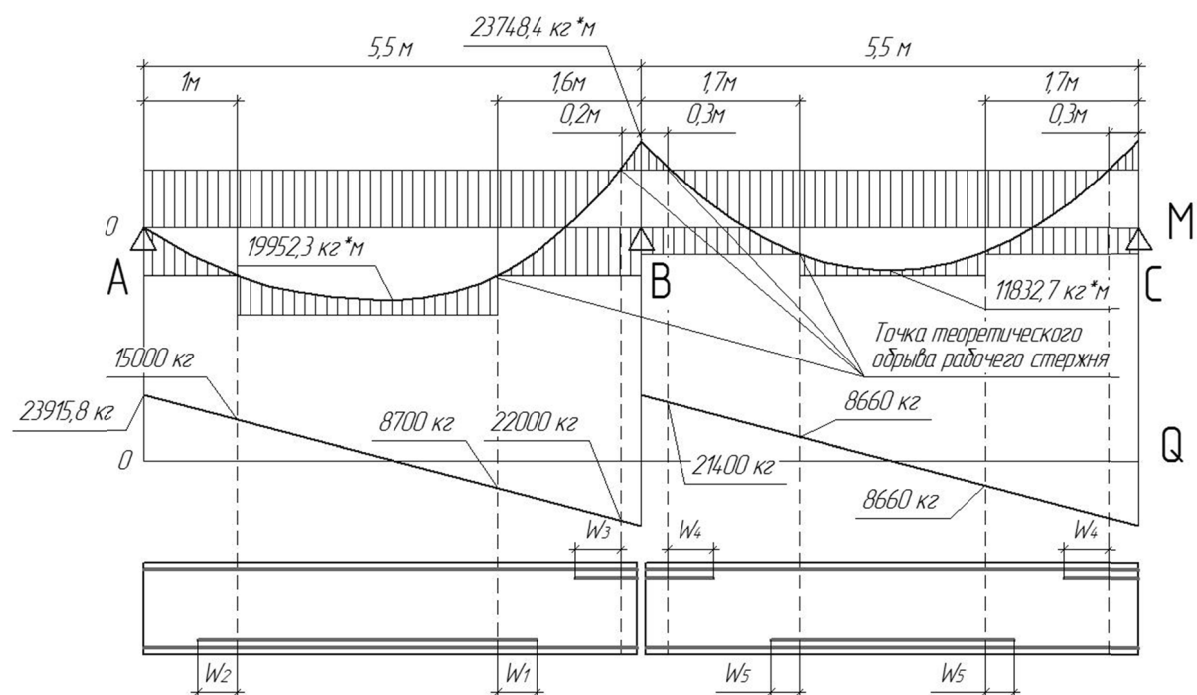


Рис. 10.5. Эпюра материалов

Обеспечение сцепления бетона с арматурой, осуществляется за счет анкеровки.

Крайние ряды нижней и верхней продольной арматуры устанавливаются по всей длине ригелей для формирования каркасов.

Вторые ряды продольных стержней арматуры в верхней и нижней зонах устанавливаются на длину, необходимую для обеспечения прочности из условий работы ригелей между точками теоретического обрыва с добавлением к ним величины анкеровки.

Величина анкировки определяется:

Для нижнего второго ряда стержней крайнего ригеля:

$$W_1 = 20d = 20 * 22 = 440 \text{ мм}$$

$$W_1 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = 301 \text{ мм}$$

где $Q=15000$ кг – вертикальная нагрузка с эпюры поперечных сил;

$q_{sw}=392$ кг/см – усилие в поперечной арматуре на единицу длины

d – Диаметр рассматриваемого стержня, для которого определяется величина анкеровки.

Принимается $W_1=440$ мм.

Оставшиеся величины анкеровки определяются аналогично.

11 РАСЧЕТ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА

11.1 Сбор нагрузок на колонну первого этажа

На колонну первого этажа передаются нагрузки от покрытия, от перекрытий каждого этажа, собственный вес плит перекрытий, ригелей и колонн.

Нагрузки, действующие на 1 м^2 покрытия, приведены в таблице 11.1 (примерный состав конструкции покрытия).

Таблица 11.1

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, (кгс/м ²)	γ_f	Расчетная нагрузка, (кгс/м ²)
Постоянная (g)	$g_{\text{пок}}^H$		$g_{\text{пок}}^P$
5. Гидроизоляция (три слоя рубероида на битумной мастике)	15	1,3	20
6. Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 0,02 \text{ м}$, $\rho = 1800 \text{ кгс/м}^3$) $0,02 \cdot 1800 = 36 \text{ кгс/м}^2$	36	1,3	47
7. Утеплитель (керамзит) ($\delta = 0,15 \text{ м}$, $\rho = 600 \text{ кгс/м}^3$) $0,15 \cdot 600 = 90 \text{ кгс/м}^2$	90	1,3	117
Пароизоляция (один слой рубероида на битумной мастике)	5	1,3	6,5
8. Собственный вес плиты покрытия	180	1,1	198
<i>Итого постоянная:</i>	$\sum g_{\text{пок}}^H$		$\sum g_{\text{пок}}^P$
Временная (v)	$v_{\text{пок}}^H$		$v_{\text{пок}}^P$
Снеговая нагрузка принимается для III района (г. Тюмень)			
длительная (70%)	рассчитывается	1,4	рассчитывается
кратковременная (30%)	рассчитывается	1,4	рассчитывается
<i>Итого временная:</i>	$\sum v_{\text{пок}}^H$		$\sum v_{\text{пок}}^P$
Итого полная:	$\sum g_{\text{пок}}^H + \sum v_{\text{пок}}^H$		$\sum g_{\text{пок}}^P + \sum v_{\text{пок}}^P$

где $v_{\text{пок}}^H = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g$ - нормативная снеговая нагрузка (для г. Тюмень);
 c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5-10.9[1];
 c_t - термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10[1];
 μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4[1];

S_g - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемый в соответствии с 10.2[1].

Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в п. 1.6 (таблица 1.1).

Величина нагрузки от собственного веса ригеля определена в п. 2.2.

Нагрузка от собственного веса колонн определяется:

- нормативное значение $N_{\text{колонны}}^{\text{норм}} = b_{\text{колонны}} h_{\text{колонны}} \rho H$;

- расчетное значение $N_{\text{колонны}}^{\text{расч}} = N_{\text{колонны}}^{\text{норм}} \gamma_f \gamma_n$,

где $b_{\text{колонны}}$ - ширина поперечного сечения колонны;

$h_{\text{колонны}}$ - высота поперечного сечения колонны;

H - длина колонны;

$\rho = 2500 \text{ кг} / \text{м}^3$ - плотность тяжелого бетона;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности зданий, принимается согласно [5].

В зависимости от размеров сетки колонн определяется грузовая площадь с которой собирается нагрузка на колонну.

Колонна первого этажа устанавливается в стакан фундамента и замоноличивается, образуя жесткий узел. На консоль колонны опирается ригель, поэтому в данном месте устраивается шарнир. Внешняя нагрузка действующая на колонну — это сосредоточенная сжимающая сила собранная со всех вышележащих этажей и учитывающая собственный вес ригелей и колонн.

11.2 Расчет прочности колонны

Для расчета колонны необходимо задаться значениями исходных данных; например:

Шаг колонн в поперечном направлении – 5,5 м;

Шаг колонн в продольном направлении – 7,1 м;

Размеры сечения ригеля 500(h)x250 мм;

Размер сечения колонны 400x400 мм;

Класс бетона В20;

Класс рабочей арматуры А400(А-III);

Длина колонны – $l_k = 4,2$ м;

Общая нагрузка на колонну первого этажа- $N = 200$ тонн.

Рабочая высота сечения колонны

$h_0 = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.

Величина случайного эксцентриситета для центрально сжатой колонны

$$\begin{cases} e_a = \frac{1}{30} \cdot h = \frac{1}{30} \cdot 40 = 1,33 \text{ см} \\ e_a = \frac{1}{600} \cdot l_k = \frac{1}{600} \cdot 420 = 0,7 \text{ см} \\ e_a = 1 \text{ см} \end{cases}$$

Из полученных значений выбирается наибольшая величина случайного эксцентриситета

$$e_a = e_{\max} = 1,33 \text{ см}.$$

Величина расчетного эксцентриситета зависит от коэффициента η , учитывающего влияние продольного изгиба, то есть $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a'$.

Коэффициент η зависит от гибкости колонны $\lambda = \frac{l_k}{r} = \frac{420}{0,289 \cdot h} = 36 > 14$.

Так как гибкость колонны больше 14, то необходимо величину коэффициента определять по формуле $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$,

где $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}$ - условная критическая сила;

l_0^2 - расчетная длина колонны;

$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s$ - жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно указаниям расчета по деформациям

E_b - модуль упругости бетона;

E_s - модуль упругости арматуры;

I - моменты инерции сечения бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения колонны;

I_s - моменты инерции поперечного сечения всей продольной арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения колонны;

$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)}$ - коэффициент;

$k_s = 0,7$ - коэффициент;

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, в данном случае принимается равным 1.

$0,15 \leq \delta_e = \frac{e_a}{h} \leq 1,5$ - относительное значение эксцентриситета продольной силы.

Изначально условная критическая сила должна быть больше величины внешней сжимающей силы, в противном случае необходимо без расчета увеличить размеры сечения колонны.

Армирование колонны принимаем симметричным, то есть $A_s = A'_s$.
Для нахождения площади арматуры определяются коэффициенты:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}, \quad \alpha_m = \frac{N e}{R_b b h_0^2}, \quad \alpha_1 = \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - a'/h_0}.$$

Площадь арматуры равна $A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \alpha_1$.

По полученной площади подбирается необходимое количество стержней. Минимальное общее количество стержней в колонне 4 шт.

Поперечная арматура в колонне принимается конструктивно диаметром 8 мм или 10 мм из арматуры класса А240. Шаг поперечных стержней должен быть не более 20d и не более 500 мм.

11.3 Расчет консоли колонны

Высота поперечного сечения консоли у грани колонны принимается ориентировочно (1/14÷1/15) от высоты колонны. Высота крайнего сечения консоли обычно равна половине высоты у грани колонны. Ширина сечения консоли равна ширине колонны.

Требуемая рабочая высота консоли у грани колонны может быть вычислена по формуле

$$h_0 \geq Q / 2,5 R_{bt} b_l,$$

где Q - усилие на консоль от ригеля; b_l - ширина консоли; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению для 1-ой группы предельных состояний.

Требуемый размер опирания на консоль определяется из выражения $\ell_1 = Q / b_l R_b$, она должна быть не более длины участка, которым ригель опирается на консоль колонны.

Расчетный изгибающий момент в консоли определяется выражением:

$$M = Q \ell_c,$$

где ℓ_c - расстояние от точки приложения силы Q до грани колонны под консолью.

Площадь сечения рабочей арматуры для обеспечения прочности верхней растянутой зоны консоли подбирают по изгибающему моменту, увеличенному на 25 %:

$$A_s = 1,25 M / R_s \zeta h_0,$$

где ζ - коэффициент принимается равным 0,9.

Рабочая арматура располагается в верхней части консоли и является единым стержнем для обеих консолей. К этой арматуре крепятся сварные наклонные отгибы и горизонтальные хомуты.

Прочность консоли по сжатой полосе (см. рис. 11.1 в) с учетом ее армирования определяется из условия

$$Q \leq 0,8 R_b b \ell_{\text{sup}} \sin^2 \theta (1 + 5 \alpha \mu_w),$$

в котором правая часть принимается не более $3,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $2,5 R_{bt} b h_0$,

где ℓ_{sup} - длина площадки опирания ригеля на консоль; θ - угол наклона

расчетной сжатой полосы к горизонтали ($\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2}$); $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b s_w}$ -

коэффициент армирования хомутами, расположенными по высоте консоли; s_w - расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним;

A_{sw} - суммарная площадь двух хомутов (если в консоли два каркаса);

$\alpha = E_s / E_b$ - отношение модулей упругости арматуры и бетона соответственно.

При этом учитываются горизонтальные и наклонные хомуты под углом не более 45° к горизонтали.

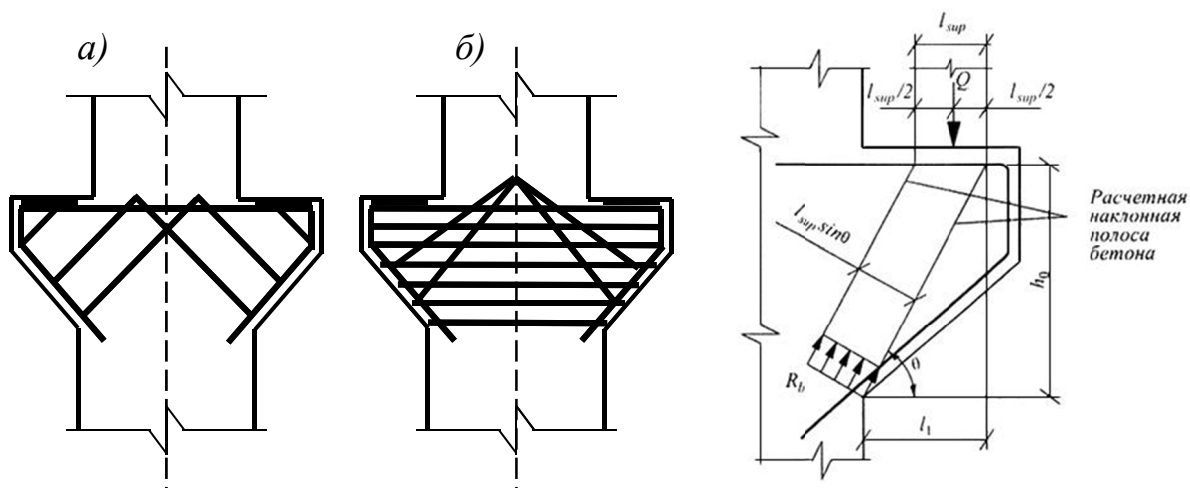


Рис. 11.1 Конструирование консолей колонн;
 а) армирование наклонными хомутами;
 б) армирование горизонтальными хомутами и отгибами;
 в) к расчету консоли по сжатой полосе

12 РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

Фундаменты под колонны выполняют из монолитного или сборного железобетона. Фундаменты из сборного железобетона целесообразны при большой их повторяемости и обосновании экономической эффективности.

Глубину заложения фундамента назначают в зависимости от гидрологических условий на площадке строительства, глубины промерзания, наличия подземных помещений и на основании технико-экономических расчетов.

Верхний обрез фундамента обычно находится на отметке "-0,15 м". Подошву фундамента при центральной нагрузке или близкой к ней принимают квадратной в плане.

Фундаменты состоят из плитной части и подколонника со стаканом для заделки сборной колонны. Количество ступеней обычно не более трех и зависит от размеров подошвы, а также от размеров подколонника. Все размеры плитной части и подколонника по наружным граням должны быть кратны 150 мм. Высоты ступеней плиты принимают равными 300 мм или 450 мм.

12.1 Конструктивные требования при проектировании фундаментов

Зазоры между гранями стакана и колонны для рихтовки при монтаже и для заполнения бетоном принимают:

50 мм - в нижней части; 70 мм - в верхней части. Высота стакана должна быть на 50 мм больше глубины заделки колонны. Глубину заделки принимают не менее $h_l = 0,5 + 0,33h_c$ (м), где h_c - расстояние между наружными гранями колонны, а толщину стенок стакана принимают не менее $0,2h_c$. Кроме того, глубину заделки колонны в фундамент определяет длина анкеровки продольной арматуры колонны в теле фундамента. Для арматуры А300(А-II), в бетоне колонны В15 длина анкеровки $\geq 25d$ (d - диаметр стержня), а для бетона В25 и выше не менее $20d$. При арматуре А400(А-III) длина соответственно увеличивается на $5d$.

Толщину стенок неармированного стакана принимают не менее $0,75h_l$ и не менее 200 мм. Толщину дна стакана назначают по расчету и не менее 200 мм.

Под монолитные фундаменты рекомендуется предусматривать бетонную подготовку толщиной 100 мм, а под сборные - слой среднезернистого песка толщиной 100 мм.

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона классов В 12,5 и В 15, сборные - В 15, В 25.

Подошвы фундаментов рекомендуется армировать типовыми унифицированными сварными сетками, также допускается армировать индивидуальными сварными или вязаными сетками. Арматуру сеток рекомендуют принимать класса А300(А-II), а также А400(А-III) при условии проверки ширины раскрытия трещин. Диаметр стержней сеток

подошвы должен быть не менее 10 мм при длине стержней до 3 м, и не менее 12 мм - при длине более 3 м. Толщина защитного слоя бетона подошвы монолитных фундаментов принимается 35 мм и 70 мм при наличии бетонной подготовки и соответственно без неё. В сборных фундаментах и стаканах монолитных фундаментов защитный слой бетона должен быть не менее 30 мм.

Подколонники при центральном сжатии армируют конструктивно в виде четырех горизонтальных сварных сеток. Стержни этих сеток располагаются у наружных и внутренних поверхностей стенок стакана. Диаметр поперечных стержней должен быть не менее 8 мм. Шаг горизонтальных сеток назначается 150 мм. При проектировании фундаментов размеры подошвы определяют по нормативным нагрузкам из расчета прочности грунтового основания. Для промышленных зданий с колоннами на отдельно стоящих фундаментах при некоторых видах грунтов и условиях их залегания расчет основания здания может производиться по нормативным давлениям без проверки осадок.

12.2 Порядок расчета центрально-нагруженного фундаментов

Определяется усилие от колонны в уровне ее заделки в фундаменте (см. расчет колонны).

Для определения размеров подошвы фундамента в плане определяется нормативная величина $N_n = \frac{N}{\gamma_f}$,

где $\gamma_f = 1,15$ – усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке.

Для центрально нагруженного фундамента площадь подошвы определяется в зависимости от условного расчетного сопротивления грунта R_0

$$A_{\phi} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mf} H_1},$$

где R_0 – условное расчетное сопротивление грунта;

γ_{mf} – объемный вес бетона фундамента и грунта на его уступах принимается равным - 2,0 т/м³;

H_1 – глубина заложения фундамента.

При центральном нагружении очертание фундамента в плане принимается квадратным, поэтому размер стороны определяется $b = \sqrt{A_{\phi}}$.

По полученной величине принимаются размеры подошвы фундамента кратно 300 мм и определяется фактическая площадь фундамента.

Давление под подошвой фундамента определяется от действия расчетной нагрузки и сравнивается с условным расчетным сопротивлением

$$P = \frac{N}{A_{\text{факт}}} \leq R_0.$$

Определяется рабочая высота фундамента из условия продавливания:

$$h_0 = \frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P}}$$

где h_k и b_k - размеры сечения колонны;

N - расчетная нагрузка на колонну;

P - давление под подошвой фундамента;

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на осевое растяжение.

Полная высота фундамента назначается из условий:

- продавливания: $H = h_0 + a_s$;
- заделки колонны в фундамент: $H = 1,5 \cdot h_k + 250 \text{ мм}$;
- анкеровки сжатой арматуры колонны в фундаменте

$$H = 24 \cdot d + 25 \text{ мм}.$$

Окончательно принимается высота фундамента из трех условий и назначается кратно 150 мм.

В зависимости от принятой высоты фундамента назначается количество ступеней: две ступени при высоте фундамента меньше 1,0 м, три ступени при высоте фундамента больше 1,0 м.

Проверка принятых размеров фундамента из условия прочности на продавливание

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_{0i},$$

где $F = PA$ - разрушающая сила возникающая при продавливании; A - площадь трапеции; P - давление в грунте от расчетного усилий; u_m - средняя линия трапеции; h_{0i} - рабочая высота.

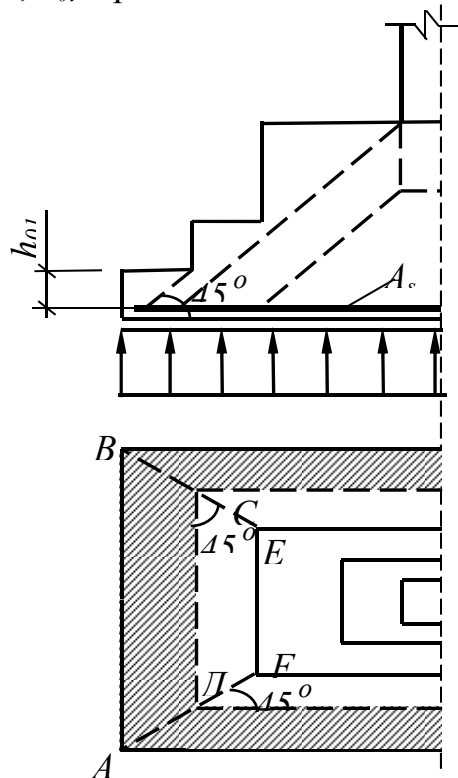


Рис. 12.1 К расчету фундамента на продавливание

На продавливание (см. рис. 12.1) проверяется вся высота, нижняя ступень, а также дно стакана на момент монтажа на действие нагрузки от собственного веса колонны.

Расчет арматуры подошвы фундамента

Подошва фундамента армируется сеткой С-1 с рабочей арматурой в двух направлениях.

Расчетные изгибающие моменты определяются в основных вертикальных сечениях, количество которых зависят от количества ступеней:

$$M_{i-i} = 0,125 \cdot P \cdot (b - h_k)^2 \cdot b;$$

Площадь сечения арматуры определяется в каждом расчетном сечении:

$$A_{sl} = \frac{M_{i-i}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_{0i}};$$

Для подбора арматуры принимаем большую величину из требуемых по расчету площадей.

По полученной площади подбираем диаметр арматуры в сетке и шаг стержней, учитывая конструктивные требования.

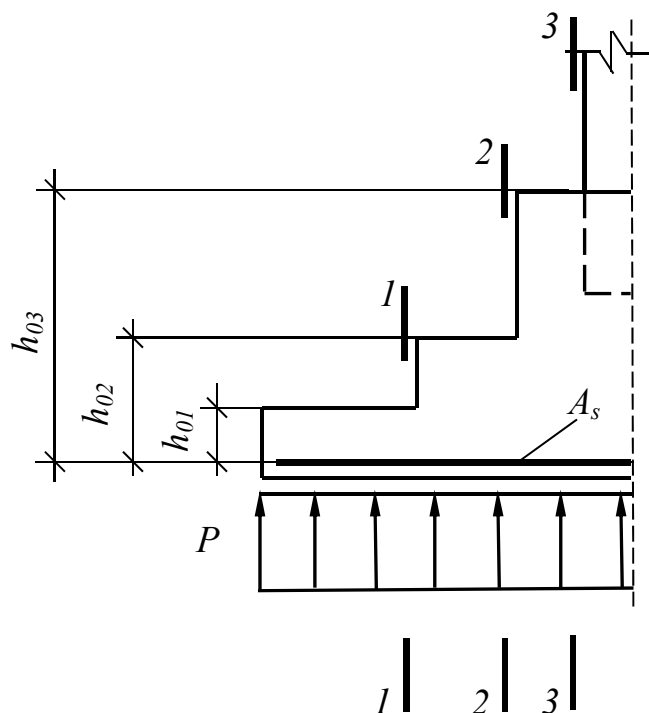


Рис. 12.2 К расчету арматуры подошвы фундамента

Армирование стакана фундамента при центрально нагруженной колонне принимается конструктивно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2011"СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : утв. приказом Министерства регионального развития РФ от 27 декабря 2010 г. N 787. – URL: <http://mobileonline.garant.ru>. – Текст : электронный.
2. СП 63.13330.2012"СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : утв. приказом Министерства регионального развития РФ от 29 декабря 2011 г. N 635/8. – URL: <http://mobileonline.garant.ru>. –Текст : электронный.
3. Железобетонные конструкции. Общий курс : учебник для студентов вузов, обучающихся по специальности "Промышленное и гражданское строительство" / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 6-е изд., репр. – Москва : БАСТЕТ, 2009. – 767 с. –Текст : непосредственный.
4. Железобетонные и каменные конструкции : учебник для студентов вузов, обучающихся по направлению "Строительство", специальности "Промышленное и гражданское строительство" / В. М. Бондаренко [и др.] ; под ред. В. М. Бондаренко. – Изд. 4-е, доп. – Москва : Высшая школа, 2007. – 887 с. – Текст : непосредственный.

Приложение 1

Перечень коэффициентов для решения задач

Таблица 1.1

Значения коэффициентов ξ , ζ , α_m

$\xi = x / h_0$	ζ	α_m	$\xi = x / h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Таблица 1.2

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500 Bp500	B500	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1600	K1400	K1500	K1600	K1700
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502	0,32	0,306	0,292	0,268	0,288	0,275	0,263	0,253

Приложение 2

Сортамент арматуры

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см ² , при числе стержней										Масса кг/м	Диаметр, мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали классов							сортамент арматурной про- волоки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A-II	A-III	A-IV	A-VIc	A-V	A-V	A-VI	Вр-I	В-II Вр-II
	мм										кг/м	мм	М								
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052	3	—	—	—	—	—	—	—	×	×
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	—	—	—	—	—	—	—	×	×
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144	5	—	—	—	—	—	—	—	×	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	—	×	—	—	—	—	—	—	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	—	—	—	—	—	—	—	—	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	—	×	—	—	—	—	—	—	×
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	—	×	×	×	—	—
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	—	×	×	×	—	—
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	—	×	×	×	—	—
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	×	×	—	—
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	×	×	—	—
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	×	×	×	×	×	—	—
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	×	×	×	×	×	—	—
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	×	×	×	×	×	—	—
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	×	×	×	×	×	—	—
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	×	×	×	×	×	—	—
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	×	×	×	×	×	×	×	—	—
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	×	×	×	×	×	×	×	—	—

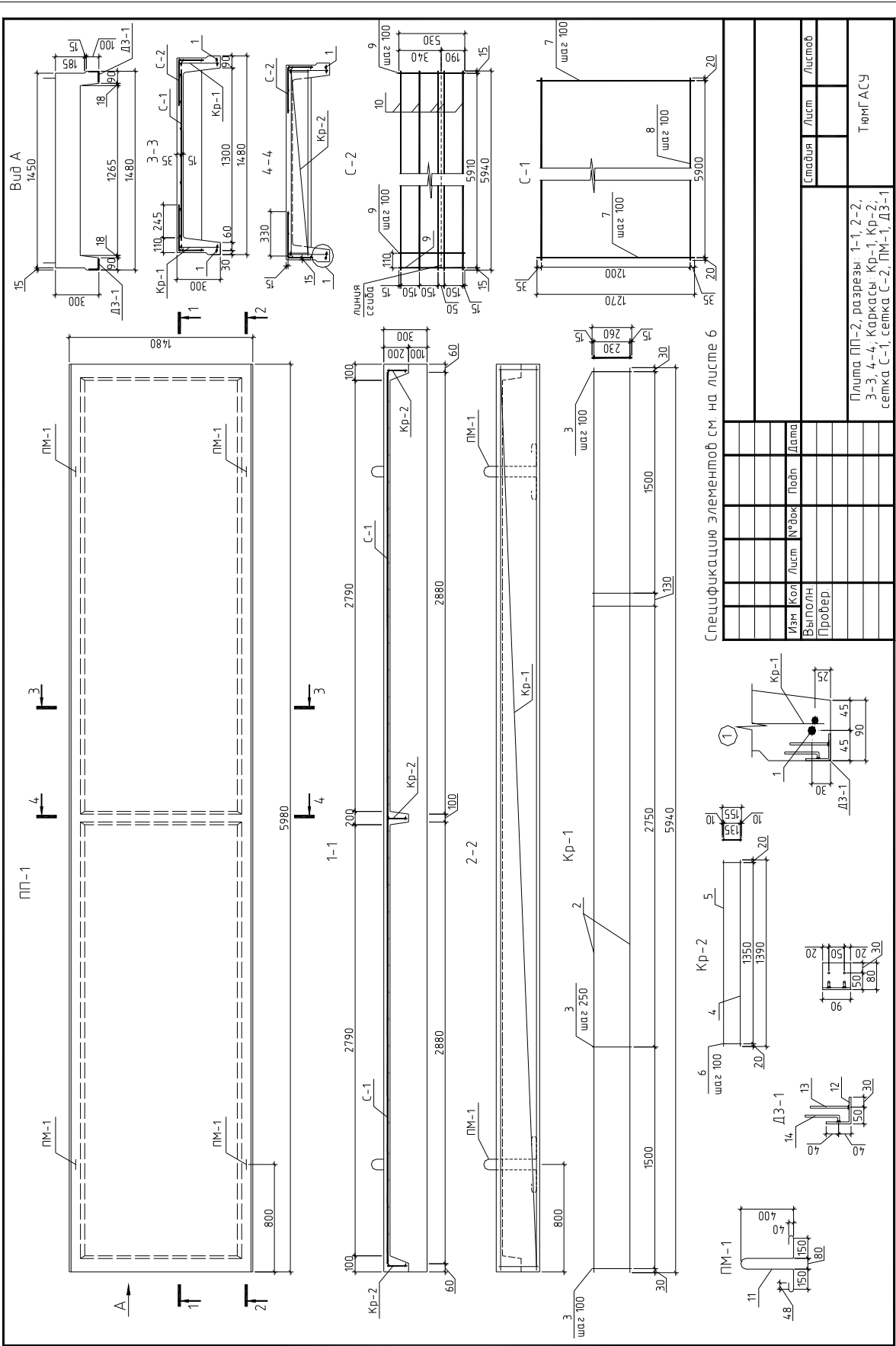
Примечание. Знаком «X» отмечены прокатываемые диаметры.

Приложение 3

Соотношения между диаметрами стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах при контактной точечной сварке

Наименование	Показатели					
Диаметр стержня одного направления, мм	3...12	14; 16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	4	5	6	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	75	100	100	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	30	40	50	50	60	70

Пример оформления графической части



Бланк задания на курсовое проектирование

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО
ОБРАЗОВАНИЯ
ТЮМЕНСКИЙ ИНДУСТРИАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
Кафедра строительных конструкций

ЗАДАНИЕ

на разработку курсового проекта
по дисциплине "Железобетонные конструкции"
для обучающихся направления 08.03.01 «Строительство»
"Проектирование многоэтажного здания с неполным каркасом"

1. Преподаватель _____
2. Группа _____
3. Обучающийся _____
4. Сроки выполнения _____

Исходные данные для проектирования

Размеры здания в плане (ширина и длина), (м): _____

Шаг колонн (поперек и вдоль), (м): _____

Кол-во этажей: _____

Высота этажа, (м): _____

Условное расчетное сопротивление грунта, "R₀", (кгс/см²): _____

Полезная нагрузка на перекрытие, (кН/м²): _____

- полная _____

- длительная _____

Характеристика материалов:

- Класс бетона по прочности на осевое сжатие:
 - а) для преднапряженных элементов: _____
 - б) для ригелей, колонны, фундамента: _____
- Класс рабочей арматуры:
 - а) предварительно напряженная: _____
 - б) ненапрягаемая: _____

Для поперечной арматуры и косвенного армирования использовать проволоку класса **Вр500** или стержневую арматуру класса **A240**.

Размеры оконных проемов в кирпичных стенах, (м): _____

Марка кирпича: _____

Марка цементно-песчаного раствора: _____

Задание выдал _____

Задание получил _____

"__" "__" 20__ г.

"__" "__" 20__ г.

Варианты задания на курсовое проектирование

№ задания (последние цифры шифра зачетной книжки)	Ширина и длина здания, м	Сетка ко- лонн, м	Чис- ло эта- жей	Вы- сота этажа, м	Условное расчетное сопротив- ление грунта R ₀ , кгс/см ²	Полезная нагрузка, кН/м ²		Класс бетона		Класс арматуры (обозначение по ГОСТ)		Размер окон, м	Марки	
						Полная величи- на	длитель- ная	Для предвари- тельно напря- женных кон- струкций	Для риге- лей, колонн, фундамент	Предвари- тельно напряженная арматура	Ненапряга- емая арма- тура		кирпич	раствор
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
01	21,3*63	7,1*6,3	3	3,6	2,5	4	2,8	B35	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M50	M50
02	15,9*54,9	5,3*6,1	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M75	M75
03	22,0*73	5,5*7,3	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M100	M50
04	20,4*67	5,1*6,7	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M50	M75
05	18,9*60,8	6,3*7,6	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1300(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M75	M50
06	20,8*63	5,2*6,3	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M100	M75
07	17,4*62,4	5,8*7,8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	At600(At-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M50	M50
08	28,4*74	7,1*7,4	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M75	M75
09	18,4*62	4,6*6,2	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M100	M50
10	17,7*70	5,9*7,0	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M50	M75
11	18,0*62	4,5*6,2	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M75	M50
12	22,0*71	5,5*7,1	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M100	M75
13	15,3*52,8	5,1*6,6	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1500(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M50	M50
14	18,9*64,8	6,3*8,1	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1400(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M75	M75
15	18,3*60,8	6,1*7,6	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1300(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M100	M50
16	21,6*65	5,4*6,5	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M50	M75
17	24,4*62,4	6,1*7,8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	At600(At-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M75	M50
18	26,8*54,4	6,7*6,8	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M100	M75
19	20,3*64	5,1*8	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M50	M50

Продолжение таблицы

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
20	24,4*65,7	6,1*7,3	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M75	M75
21	20*72	5*7,2	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M100	M50
22	17,4*66	5,8*6,6	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M50	M75
23	20,8*54,4	5,2*6,8	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M75	M50
24	22,2*78	7,4*7,8	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M100	M75
25	25,6*70	6,4*7,0	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1500(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M50	M50
26	16,2*54,9	5,4*6,1	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M75	M75
27	16,8*69	5,6*6,9	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	Ar600(A-T-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M100	M50
28	21*66	7*6,6	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M50	M75
29	26,4*72	6,6*7,2	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M75	M50
30	18*64	6*8	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M100	M75
31	24*54,4	6*6,8	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M50	M50
32	23,2*72	5,8*7,2	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M75	M75
33	16,8*62,4	5,6*7,8	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M100	M50
34	28*74	7*7,4	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1400(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M50	M75
35	24,8*72	6,2*7,2	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1300(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M75	M50
36	21,6*47,6	5,4*6,8	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M100	M75
37	25,6*70,2	6,4*7,8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	Ar600(A-T-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M50	M50
38	18,6*74	6,2*7,4	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1500(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M75	M75
39	19,8*54,6	6,6*7,8	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M100	M50
40	16,6*60,8	5,6*7,6	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M50	M75
41	16,2*76	5,4*7,6	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M75	M50
42	21,6*56	5,4*8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M100	M75
43	19,2*60,8	4,8*7,6	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M50	M50
44	26,4*60	6,6*6	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M75	M75
45	24*72	6*7,2	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1400(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M100	M50

Продолжение таблицы

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
46	23,2*54,4	5,8*6,8	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M50	M75
47	16,2*50,4	5,4*7,2	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	Ат600(Ат-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M75	M50
48	19,2*66	6,4*6,6	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1300(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M100	M75
49	20,8*74	5,2*7,4	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M50	M50
50	22,4*72	5,6*7,2	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M75	M75
51	21,6*62,4	5,4*7,8	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M100	M50
52	14,4*54,6	4,8*7,8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M50	M75
53	22,4*63	5,6*7	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M75	M50
54	22,2*64	5,6*6,5	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M100	M75
55	30*72	5*7,2	7	5,4	4,5	8	5,6	B40	B25	Bp1500(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M50	M50
56	16,2*66	5,4*6,6	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M75	M75
57	18,6*56	6,2*8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	Ат600(Ат-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M100	M50
58	26,4*68	6,6*6,8	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M50	M75
59	16,2*56	5,4*7	6	4,8	4,0	7	4,9	B35	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M75	M50
60	24,8*68	6,2*6,8	7	5,4	4,5	8	5,6	B25	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M100	M75
61	18*56	6*7	3	3,6	2,5	4	2,8	B40	B15	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M50	M50
62	20,8*56	5,2*8	4	4,0	3,0	5	3,5	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M75	M75
63	20*60	5*6	5	4,2	3,5	6	4,2	B30	B25	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M100	M50
64	24*64	8*6,4	6	4,8	4,0	7	4,9	B30	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M50	M75
65	25,6*68	6,4*6,8	7	5,4	4,5	5	3,5	B30	B20	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M75	M50
66	16,8*52,8	5,6*6,6	3	3,6	2,5	6	4,2	B35	B25	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M100	M75
67	17,4*60,8	5,8*7,6	4	4,0	3,0	7	4,9	B40	B15	Ат600(Ат-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M50	M50
68	20,8*72	6,2*7,2	5	4,2	3,5	4	2,8	B25	B20	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M75	M75
69	19,2*60,8	6,4*7,6	6	4,8	4,0	5	3,5	B30	B25	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M100	M50
70	18,6*66	6,2*6,6	7	5,4	4,5	6	4,2	B35	B15	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M50	M75
71	19,2*48	4,8*4,8	3	3,6	2,5	7	4,9	B40	B20	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M75	M50

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
72	20*50	5*5	4	4,0	3,0	4	2,8	B25	B25	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M100	M75
73	16,2*58	5,4*5,8	5	4,2	3,5	5	3,5	B30	B15	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M50	M50
74	23,2*66	5,6*6,6	6	4,8	4,0	6	4,2	B35	B20	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M75	M75
75	21,6*64	5,4*6,4	7	5,4	4,5	7	4,9	B40	B25	Bp1300(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M100	M50
76	22,4*60	5,6*6	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B15	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M50	M75
77	20,8*64	4,8*4,8	4	4,0	3,0	5	3,5	B30	B20	At600(At-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M75	M50
78	15*76	5*7,6	5	4,2	3,5	6	4,2	B35	B25	Bp1400(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M100	M75
79	22,4*48	5,6*8	6	4,8	4,0	7	4,9	B40	B15	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M50	M50
80	24,8*74	6,2*7,4	7	5,4	4,5	4	2,8	B25	B20	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M75	M75
81	19,2*48	4,8*8	3	3,6	2,5	5	3,5	B30	B25	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M100	M50
82	15,6*54	5,2*5,4	4	4,0	3,0	6	4,2	B35	B15	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M50	M75
83	20,8*63	5,2*7	5	4,2	3,5	7	4,9	B40	B20	Bp1200(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M75	M50
84	24*74	6*7,4	6	4,8	4,0	40	2,8	B25	B25	K1400(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M100	M75
85	31,2*64	7,8*8	7	5,4	4,5	5	3,5	B30	B15	Bp1500(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M50	M50
86	28*62	7*6,2	3	3,6	2,5	6	4,2	B35	B20	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M75	M75
87	24,8*60	6,2*6	4	4,0	3,0	7	4,9	B40	B25	At600(At-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M100	M50
88	15,6*76	5,2*7,6	5	4,2	3,5	4	2,8	B25	B15	Bp1200(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M50	M75
89	20,4*70,2	6,8*7,8	6	4,8	4,0	5	3,5	B30	B20	K1500(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M75	M50
90	18*60	6*6	7	5,4	4,5	6	4,2	B35	B25	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M100	M75
91	20*78	5*7,8	3	3,6	2,5	7	4,9	B40	B15	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,5	M50	M50
92	19,8*76	6,6*7,6	4	4,0	3,0	4	2,8	B25	B20	A600(A-IV)	A300(A-II)	1,8*2,4	M75	M75
93	17,4*62,4	5,8*7,8	5	4,2	3,5	5	3,5	B30	B25	Bp1300(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,8	M100	M50
94	25,6*74	6,4*7,4	6	4,8	4,0	6	4,2	B35	B15	K1500(K-7)	A300(A-II)	1,5*1,8	M50	M75
95	21*54,4	7*6,6	7	5,4	4,5	7	4,9	B40	B20	Bp1400(Bp-II)	A400(A-III)	2,1*2,7	M75	M50
96	17,4*64	5,8*8	3	3,6	2,5	4	2,8	B25	B25	A800(A-V)	A300(A-II)	1,5*1,5	M100	M75
97	23,2*74	5,8*7,4	4	4,0	3,0	5	3,5	B30	B15	At600(At-IV)	A400(A-III)	1,8*2,4	M50	M50
98	20,8*78	5,2*7,8	5	4,2	3,5	6	4,2	B35	B20	Bp1500(Bp-II)	A300(A-II)	2,1*2,8	M75	M75
99	18*72,6	6*6,6	6	4,8	4,0	7	4,9	B40	B25	K1400(K-7)	A400(A-III)	1,5*1,8	M100	M50
100	17,4*64	5,8*6,4	7	5,4	4,5	4	2,8	B25	B15	A1000(A-VI)	A300(A-II)	2,1*2,7	M50	M75

ФЗ №436-ФЗ	Издание не подлежит маркировке в соответствии с п. 1 ч. 4 ст.11
------------	--

Учебное издание

БАЙ Владимир Федорович
ДЕМИН Владимир Анатольевич
ЕФИМОВ Александр Алексеевич

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ. РЕКОМЕНДАЦИИ И ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

В авторской редакции

Подписано в печать 10.12.2019. Формат 60х90 1/16. Печ. л. 5,5.
Тираж 500 экз. Заказ № 1779.

Библиотечно-издательский комплекс
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Тюменский индустриальный университет»
625000, Тюмень, ул. Володарского, 38.

Типография библиотечно-издательского комплекса.
625039, Тюмень, ул. Киевская, 52.