



Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»

А.И. Заикин

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

*Утверждено Редакционно-издательским советом университета
в качестве учебно-методического пособия*

Магнитогорск
2017

УДК 624.012.45.04(075.8)
ББК 38.53я7

Рецензенты:

кандидат технических наук,
главный строитель
ОАО «Магнитогорскгражданпроект»
А.А. Варламов

кандидат технических наук,
доцент кафедры строительного производства
ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный
технический университет им. Г.И. Носова»
В.М. Андреев

Заикин А.И.

Проектирование монолитного ребристого перекрытия [Электронный ресурс] : учебно-методическое пособие / Анатолий Иосифович Заикин ; ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова». – Электрон. текстовые дан. (1,03 Мб). – Магнитогорск : ФГБОУ ВО «МГТУ им. Г.И. Носова», 2017. – 1 электрон. опт. диск (CD-R). – Систем. требования : IBM PC, любой, более 1 GHz ; 512 Мб RAM ; 10 Мб HDD ; MS Windows XP и выше ; Adobe Reader 8.0 и выше ; CD/DVD-ROM дисковод ; мышь. – Загл. с титул. экрана.

Пособие составлено в соответствии с типовой программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Содержит краткие сведения о характере работы и принципах проектирования железобетонных монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами. Приведен пример проектирования монолитного перекрытия в целом и его конструктивных элементов: плиты, второстепенной и главной балок. Конструктивные расчеты элементов перекрытия выполнены в соответствии с СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Пособие предназначено для студентов направления подготовки 08.03.01

«Строительство» по профилю «Промышленное и гражданское строительство» при изучении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и выполнении по ней курсового проекта.

УДК 624.012.45.04(075.8)
ББК 38.53я7

© Заикин А.И., 2017
© ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный
технический университет им. Г.И. Носова», 2017

Содержание

ВВЕДЕНИЕ	4
1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.....	5
2. ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.....	8
3. КОМПОНОВКА ПЕРЕКРЫТИЯ	8
Вариант I	8
Вариант II	9
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ.....	9
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ	19
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ	30
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	43

ВВЕДЕНИЕ

Опыт подготовки специалистов в области промышленного и гражданского строительства и их практическая деятельность показывают, что даже при наличии строгих и сложных методов расчета, реализуемых с помощью различных программных комплексов, и в настоящее время отнюдь не потеряли своей роли и значения традиционные инженерные методы расчета железобетонных монолитных перекрытий различных систем.

Во-первых, даже самые сложные методы расчета лишь приближенно отражают истинную картину усилий в элементах конструкций: многие факторы, от которых зависят усилия статистически изменчивы, а потому можно предсказать лишь воз-

можный диапазон значений усилий.

Во-вторых, на первоначальном этапе обучения и становления специалиста очень важно четко понять и уяснить роль и характер работы элементов перекрытия,

в связи с чем целесообразно освоить простейшие способы расчета, позволяющие при небольших затратах труда определить усилия с приемлемой для практики точностью, почувствовать работу элементов, технологию расчета и физический

смысл каждого его шага.

В учебном пособии излагается наиболее распространенный приближенный метод расчета монолитных ребристых перекрытий, основанный на расчленении перекрытия на отдельные элементы, ориентированный на ручной счет.

Приводится пример статического и конструктивного расчетов основных элементов перекрытия: плиты, второстепенной и главной балок.

Пособие составлено в соответствии с СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и предназначено для бакалавров и магистров, обучающихся по направлению «Строительство» при изучении дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и выполнении курсового проекта по данной дисциплине.

1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Ребристое перекрытие состоит из системы перекрестных балок (ребер) и монолитно связанной с ними плоской плиты. Основной принцип создания такой системы – максимальное удаление растянутого бетона с оставлением относительно узких ребер, служащих для связи сжатой и растянутой зон, обеспечения прочности наклонных сечений и размещения необходимой арматуры. Ребра совместно с плитой образуют выгодный тавровый профиль. Характер работы плиты в составе перекрытия определяется соотношением ее сторон: при отношении длинной и короткой сторон $l_2 / l_1 > 2$ плита называется *балочной* и работает на изгиб преимущественно в одном направлении – вдоль короткой стороны; при ином соотношении сторон плита работает в двух направлениях и обычно называется *опертой по контуру*.

Система перекрестных балок, образующих ребра, является собственно несущей конструкцией перекрытия и называется *балочной клеткой*. Различают балки *второстепенные*, которые служат опорами для плиты, и *главные*, которые являются опорами для второстепенных; главные балки опираются на несущие стены или крайние колонны и на промежуточные колонны (рис. 1). Расположение в плане главных и второстепенных балок может быть как в поперечном, так и продольном направлении плана и зависит от планировочных, конструктивных и технологических требований. При поперечном расположении главных балок повышается пространственная жесткость здания, улучшаются условия для естественного освещения, практически нет ограничений на размеры оконных проемов (перемычки не нагружены сосредоточенными нагрузками).

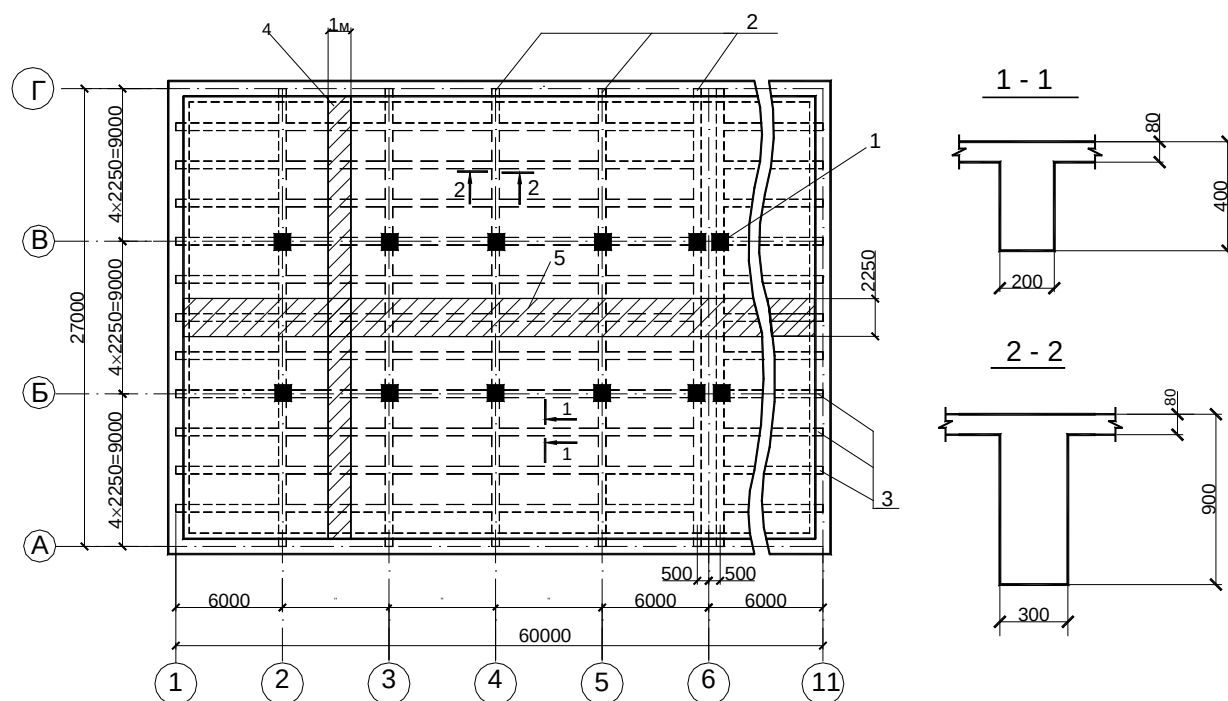


Рис. 1. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: 1 - промежуточные колонны; 2 - главные балки; 3 - второстепенные балки; 4 - расчетная полоса плиты; 5 - грузовая полоса для второстепенной балки

Пролет главных балок $l_{mb} = 6 \dots 8$ м, высота сечения $h_{mb} = (1/8 - 1/15)l_{mb}$, второстепенных - $l_{sb} = 5 \dots 7$ м; высота сечения $h_{sb} = (1/12 - 1/20)l_{sb}$; ширина сечения - в пределах $0,35 \dots 0,5$ от высоты балок. Размеры сечений принимают с учетом унификации кратно 50 мм при высоте до 600 мм и кратно 100 мм при большей высоте.

Толщина плиты в гражданских зданиях принимается $h_s = 50 \dots 70$ мм, в промышленных – $70 \dots 100$ мм в зависимости от величины нагрузки и пролета плиты. Оптимальные величины

пролетов плиты, при которых расход бетона и арматуры будет наименьшим, составляют $l_s = 1,7 \dots 2,7$ м. Учитывая, что основной объем бетона в таких перекрытиях приходится на плиту, при компоновке ребристого перекрытия следует стремиться к уменьшению пролета плиты, а следовательно, толщины плиты. Хотя при этом возрастает количество второстепенных балок, все же общий расход бетона на перекрытие уменьшается. Толщина плиты принимается кратно 10 мм при толщине вплоть до 100 мм, далее – кратно 20 мм.

Привязку крайних разбивочных осей в производственных зданиях принимают по внутренним граням стен («нулевая» привязка) либо со смещением внутрь стены на расстояние равное 200 мм, либо посередине толщины стены.

Экономичность перекрытия характеризуется расходом материала, о чем можно судить по приведенной толщине перекрытия h_{red} , т.е. по толщине слоя материала, необходимого для изготовления колонн, плиты, второстепенных и главных балок [5]:

$$h_{red} = h_{s,red} = h_{sb,red} = h_{mb,red} = h_{c,red}, \quad (1)$$

где $h_{s,red}$, $h_{sb,red}$, $h_{mb,red}$ и $h_{c,red}$ – приведенная толщина соответственно плиты, второстепенных балок, главных балок и колонн:

$$h_{s,red} = 8,2 l_s \sqrt{q_s}; \quad (2)$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \frac{l_{sb}}{l_s} \sqrt[3]{q_{sb}^2 l_{sb}} \cdot \frac{n_s \pm 1}{n_s}; \quad (3)$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \sqrt[3]{q_{mb}^2 l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}}; \quad (4)$$

$$h_{c,red} = \frac{n_{fl} H_{fl} q_{mb}}{11,5 l_s l_{sb}} \cdot \frac{(n_{mb} \pm 1)(n_{sb} \pm 1)}{n_{mb} n_{sb}}. \quad (5)$$

В формулах (2) - (5) q_s , q_{sb} и q_{mb} – полные расчетные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки:

$$q_s = \gamma_n [1,1(g_n + l_s) + \gamma_f p_n] \quad (6)$$

$$q_{sb} = q_s l_s + 0,04 \gamma_n l_{sb}^2; \quad (7)$$

$$q_{mb} = q_{sb} l_{sb} + 0,07 \gamma_n l_s l_{mb}^2; \quad (8)$$

где l_s , l_{sb} и l_{mb} – пролеты соответственно плиты, второстепенной и главной балок;

n_s , n_{sb} и n_{mb} – количество пролетов соответственно плиты, второстепенной и главной балок;

g_n – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета его собственного веса, кПа;

p_n – нормативное значение временной нагрузки на перекрытие, кПа;

H_{fl} – высота этажа, м; n_{fl} – количество этажей, имеющих колонны.

Знак «+» в формулах (3) - (5) принимают для перекрытий, имеющих по контуру окаймляющие балки (здания с полным каркасом), знак «-» - для перекрытий, опирающихся по контуру на несущие стены (здания с неполным каркасом). Меняя компоновку перекрытия, т.е. шаг колонн, направление главных балок (вдоль или поперек здания), количество второстепенных балок в пролете главной балки и т.д., можно по вышеприведенным формулам установить наиболее экономичный по расходу материалов вариант монолитного ребристого перекрытия.

Предварительные размеры поперечных сечений элементов перекрытия в мм, можно вычислить по следующим формулам, приведенных в [5]:

толщина плиты

$$h_s = 26 l_s \sqrt{q_s / R_b} ; \quad (9)$$

высота второстепенной балки

$$h_{sb} = 80 \sqrt[3]{q_{sb} l_{sb}^2 / R_b} ; \quad (10)$$

высота главной балки

$$h_{mb} = 125 \sqrt[3]{q_{mb} l_{mb} / R_b} ; \quad (11)$$

сторона квадратного сечения колонны

$$h_c = b_c = 190 \sqrt{\frac{n_{fl} q_{mb} l_{mb}}{l_s [30 (R_b + 4) - \gamma_n n_{fl} H_{fl}]} } . \quad (12)$$

Окончательные размеры поперечных сечений элементов следует принимать унифицированными.

■ Расчет монолитного ребристого перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных балок, главных балок, колонн, т.е. от вышележащего к нижележащему элементу. Обычно достаточно ограничиться расчетом по прочности, т.к. при соблюдении вышеприведенных рекомендаций по определению размеров сечений жесткость элементов, как правило, обеспечена.

При расчете равнопролетных балочных плит изгибающие моменты определяют с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры по следующим формулам:

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \pm ql^2 / 16 ; \quad (13)$$

в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами

$$M = \pm ql^2 / 11 . \quad (14)$$

Расчетный пролет l для средних пролетов плиты принимают равным расстоянию между гранями второстепенных балок, для крайних пролетов – расстоянию между боковой гранью второстепенной балки и серединой площадки опирания плиты на стену (в зданиях с неполным каркасом и несущими стенами). Длины площадок опирания плиты $l_{s,sup}$ и балок $l_{sb,sup}, l_{mb,sup}$ на стены назначаются из условий обеспечения прочности стены на местное сжатие (смятие), а также обеспечения анкеровки нижней продольной арматуры плиты и балок на крайних свободных опорах. Рекомендуется предварительно принимать $l_{s,sup} \geq 120$ мм, $l_{sb,sup} \geq 250$ мм, $l_{mb,sup} \geq 380$ мм.

Для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, значения изгибающих моментов в средних пролетах и на средних опорах уменьшаются на 20 %, чем учитывается возникновение распора в предельном состоянии (т.е. при изломе плиты возникает арочный эффект, снижающий момент).

Изгибающие моменты в равнопролетных (или с пролетами, отличающимися не более чем на 10 %) второстепенных балках, загруженных равномерно распределенной нагрузкой, определяют также с учетом перераспределения усилий:

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \pm ql^2 / 16 ; \quad (15)$$

в крайних пролетах

$$M = \pm ql^2 / 11; \quad (16)$$

на первой промежуточной опоре

$$M = \pm ql^2 / 14; \quad (17)$$

здесь $q = g + p$ – полная равномерно распределенная нагрузка на плиту с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

В формулах (15)-(17) расчетный пролет l для средних пролетов принимают равным расстоянию в свету между боковыми гранями главных балок, для крайних – расстоянию от грани главной балки до центра опоры второстепенной балки на стене.

2. ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Требуется рассчитать и законструировать монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами для четырехэтажного производственного здания с неполным железобетонным каркасом и несущими стенами. Размеры здания в плане 27×60 м (см. рис. 1), высота этажа 6 м. По степени ответственности здание относится к классу II (коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$).

Нормативная временная нагрузка на перекрытии – $11,5$ кПа, в том числе длительно действующая – $8,5$ кПа; коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

Для элементов перекрытия принят тяжелый бетон класса В20 с расчетными характеристиками при коэффициенте $\gamma_{b1} = 1$: $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $R_{b,ser} = 15$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,35$ МПа; $E_b = 27500$ МПа; рабочая арматура (продольная и поперечная) главных балок класса А500С ($R_s = 435$ МПа; $R_{sw} = 400$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); второстепенных балок - класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $R_{sw} = 285$ МПа; $R_{s,ser} = 400$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); арматура плиты - класса В500 ($R_s = 415$ МПа; $R_{sw} = 300$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); распределительная арматура плиты – Ø 3-4 В500. Армирование плиты предполагается выполнить сварными рулонными сетками, второстепенных и главных балок – плоскими сварными каркасами.

3. КОМПОНОВКА ПЕРЕКРЫТИЯ

Для сравнения рассмотрим два варианта расположения главных и второстепенных балок:

вариант I – главные балки поперек здания (пролет $l_{mb} = 9$ м), второстепенные – вдоль здания (пролет $l_{sb} = 6$ м), пролет плиты $l_s = 2,25$ м.

вариант II – главные балки вдоль здания (пролет $l_{mb} = 7,5$ м), второстепенные – поперек (пролет $l_{sb} = 6,75$ м), пролет плиты $l_s = 2,5$ м.

Приведенную толщину перекрытия h_{red} для обоих вариантов определяем по формулам (1)-(8).

Вариант I

$$q_s = 1,0 \cdot (1,1 \cdot (1,74 + 2,25) + 1,2 \cdot 11,5) = 18,2 \text{ кПа};$$

$$q_{sb} = 18,2 \cdot 2,25 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 6^2 = 42,39 \text{ кН/м};$$

$$q_{mb} = 42,39 \cdot 6 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot 9^2 = 267,1 \text{ кН/м};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,25 \sqrt{18,2} = 78,71 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{6}{2,25} \sqrt[3]{42,39^2 \cdot 6} \cdot \frac{12-1}{12} = 29,16 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{6} \cdot \sqrt[3]{267,1^2 \cdot 9^2} \cdot \frac{10-1}{10} = 33,65 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{4 \cdot 6 \cdot 267,1}{11,5 \cdot 2,25 \cdot 6} \cdot \frac{(3-1) \cdot (10-1)}{3 \cdot 10} = 24,77 \text{ мм};$$

$$h_{red,I} = 78,71 + 29,16 + 33,65 + 24,77 = 166,29 \text{ мм.}$$

Вариант II

$$q_s = 1,0(1,1 \cdot (1,74 + 2,5) + 1,2 \cdot 11,5) = 18,46 \text{ кПа};$$

$$q_{sb} = 18,46 \cdot 2,5 + 0,04 \cdot 1,0 \cdot 6,75^2 = 48,0 \text{ кН/м};$$

$$q_{mb} = 48,0 \cdot 6,75 + 0,07 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \cdot 7,5^2 = 333,84 \text{ кН/м};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,5 \sqrt{18,46} = 88,0 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \frac{6,75}{2,5} \sqrt[3]{48^2 \cdot 6,75} \cdot \frac{24-1}{24} = 34,88 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{6,75} \cdot \sqrt[3]{333,84^2 \cdot 7,5^2} \cdot \frac{4-1}{4} = 25,61 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{4 \cdot 6 \cdot 333,84}{11,5 \cdot 2,5 \cdot 6,75} \cdot \frac{(8-1) \cdot (4-1)}{8 \cdot 4} = 27,1 \text{ мм};$$

$$h_{red,II} = 88,0 + 34,88 + 25,61 + 27,1 = 175,59 \text{ мм.}$$

Принимаем к расчету I-й вариант компоновки перекрытия как более экономичный ($h_{red,I} = 166,29 \text{ мм} < h_{red,II} = 175,59 \text{ мм}$). Как видно из сравнения, наибольший расход бетона приходится на плиту перекрытия.

Определяем требуемые размеры поперечных сечений элементов перекрытия и колонны для варианта I по формулам (9) - (12):

$$\text{толщина плиты } h_s = 26 \cdot 2,25 \sqrt{18,2 / 11,5} = 73,6 \text{ мм};$$

$$\text{высота второстепенной балки } h_{sb} = \sqrt[3]{42,39 \cdot 6^2 / 11,5} = 408 \text{ мм};$$

$$\text{высота главной балки } h_{mb} = 125 \sqrt[3]{367,1 \cdot 9 / 11,5} \approx 825 \text{ мм};$$

$$\text{сторона сечения колонны } h_c = b_c = 190 \sqrt{\frac{4 \cdot 267,1 \cdot 9}{2,25 [30(11,5 + 4) - 1,0 \cdot 4 \cdot 6]}} = 591,5 \text{ мм.}$$

Назначаем унифицированные размеры сечений:

плита — $h_s = 80 \text{ мм}$;

второстепенная балка — $h_{sb} = 400 \text{ мм}$; $b_{sb} = 200 \text{ мм}$;

главная балка — $h_{mb} = 900 \text{ мм}$; $b_{mb} = 350 \text{ мм}$;

колонна — $h_c = b_c = 600 \text{ мм}$.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ

♦ **Расчетные пролеты и нагрузки.** При расчете балочной плиты, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, вырезают полосу шириной 1 м поперек второстепенных балок (см. рис. 1) и рассматривают ее (полосу) как многопролетную балку, опорами которой служат: по концам — наружные стены, в промежутках — второстепенные балки. Нагрузки на 1 м такой полосы и на 1 м² численно равны и отличаются только размерностью.

Расчетные пролеты для крайних полей плиты при глубине опирания ее на стену равной 120 мм и расстоянии до оси наружной стены, равном 250 мм, составляют:

$$\text{в коротком направлении - } l_{s1} = 2,25 - 0,2/2 - 0,25 + 0,12/2 = 1,96 \text{ м};$$

$$\text{в длинном направлении - } l_{s2} = 6 - 0,3/2 - 0,25 + 0,12/2 = 5,66 \text{ м};$$

отношение $l_{s2}/l_{s1} = 5,66/1,96 = 2,89 > 2$.

Расчетные пролеты для средних полей плиты:

в коротком направлении - $l_{s1} = 2,25 - 0,2 = 2,05$ м;

в длинном направлении - $l_{s2} = 6 - 0,3 = 5,7$ м;

отношение $l_{s2}/l_{s1} = 5,7/2,05 = 2,78 > 2$.

Так как для любого пролета отношение $l_{s2}/l_{s1} > 2$, плита рассматривается как балочная, работающая вдоль коротких сторон. В другом направлении (длинном) кривизна, а следовательно, и изгибающие моменты, незначительны и ими можно пренебречь. Эти моменты вполне могут быть восприняты конструктивной арматурой сеток плиты. Расчетная схема плиты приведена на рис. 2; при числе пролетов плиты более 5 в расчетной схеме принимается 5-пролетная балка, т.е. все средние пролеты заменяются одним, поскольку изгибающие моменты в них одинаковы.

Нагрузка на плиту принимается равномерно распределенной (размерность кПа) и складывается из постоянной части (плиточный пол + цементно-песчаная стяжка + перегородки) и временной по заданию. Подсчет нагрузок приведен в таб. 1.

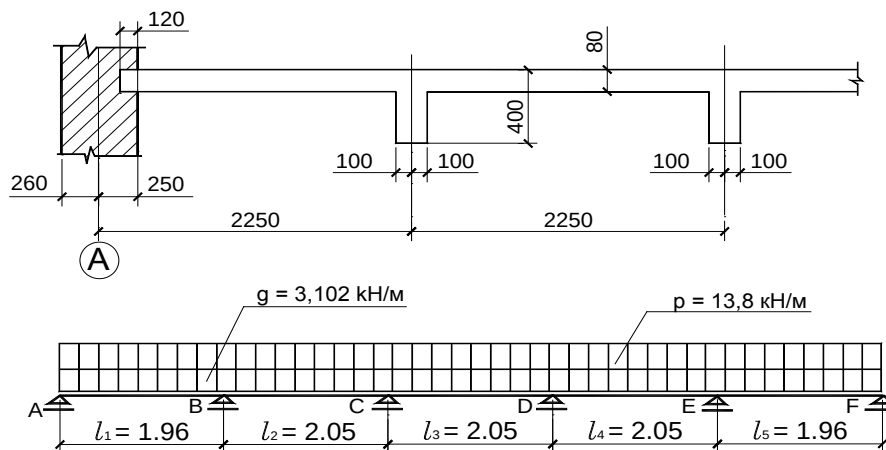


Рис. 2. К расчету балочной плиты монолитного перекрытия:

а - конструктивная схема плиты; б - расчетная схема

Таблица 1

Нагрузки на плиту перекрытия

Вид нагрузки	Нагрузка, $кПа$			Коэффициент надежности $\gamma_f > 1$
	нормативная	расчетная		
		при $\gamma_f = 1$	при $\gamma_f > 1$	
Постоянная:				
плиточный пол	0,3	0,3	0,33	1,1
цементно-песчаная стяжка ($\gamma = 22 \text{ кН/м}^3, \quad t = 20 \text{ мм}$)	0,44	0,44	0,572	1,3
вес плиты ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3, t = 80 \text{ мм}$)	2,0	2,0	2,2	1,1
И т о го...	2,74	2,74	3,102	1,1
Временная:				
полная	11,5	11,5	13,8	1,2
длительно действующая	8,5	8,5	10,2	1,2
Суммарная на перекрытии	14,24	14,24	16,9	
в т.ч. продолжительно действующая	11,24	11,24	13,3	

♦ *Определение усилий в плите.* Изгибающие моменты в пролетных и опорных сечениях определяем по формулам (13) - (14), принимая $q = g + p = 16,9 \text{ кПа}$.

в крайних пролетах: $M = 16,9 \cdot 1,96^2 / 11 = 5,9 \text{ кН}\cdot\text{м};$

на первых промежуточных опорах: $M = 16,9 \cdot 2,05^2 / 11 = 6,46 \text{ кН}\cdot\text{м};$

в средних пролетах и на средних опорах: $M = 16,9 \cdot 2,05^2 / 16 = 4,44 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

Для плит, окаймленных по всему контуру ребрами, изгибающие моменты с учетом рас-
пора уменьшаем на 20 % (см. п. 1) : $M = 0,8 \cdot 4,44 = 3,55 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяют, т.к. в плитах пере-
крытий условия прочности по поперечной силе обычно выполняются без поперечной арма-
туры.

♦ *Подбор арматуры плиты.* Арматура подбирается на действие пролетных и опорных
моментов как для изгибаемого элемента прямоугольного сечения размером $b \times h = 1000 \times 80$
мм. Расстояние от растянутой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры при за-
щитном слое 10 мм и диаметре рабочей арматуры до 10 мм

$$a = 10 + 10/2 = 15 \text{ мм},$$

$$\text{тогда } h_0 = h - a = 80 - 15 = 65 \text{ мм}.$$

Армирование плиты предполагаем выполнить из арматуры В500. Граничные значения
относительной высоты сжатой зоны ξ_R и параметра α_R принимаем по таб. 2 в зависимости
от класса арматуры.

Таблица 2

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Определяем требуемую площадь сечения арматуры на 1 м ширины плиты:
в крайних пролетах

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{5,9 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,121 < \alpha_R = 0,376 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,121} = 0,129 ;$$

$$A_s = R_b b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 1000 \cdot 0,129 \cdot 65 / 415 = 232 \text{ мм}^2/\text{м};$$

на первых промежуточных опорах

$$\alpha_m = \frac{6,46 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,133 < \alpha_R = 0,376 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,133} = 0,143 ;$$

$$A_s = R_b b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 1000 \cdot 0,143 \cdot 65 / 415 \approx 258 \text{ мм}^2/\text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах для плит, не окаймленных по всему контуру

$$\alpha_m = \frac{4,44 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,091 < \alpha_R = 0,376 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,091} = 0,096 ;$$

$$A_s = 11,5 \cdot 1000 \cdot 0,096 \cdot 65 / 415 \approx 173 \text{ мм}^2/\text{м};$$

то же для плит, окаймленных по всему контуру балками:

$$\alpha_m = \frac{3,55 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 0,073 < \alpha_R = 0,376 ;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,073} = 0,076 ;$$

$$A_s = 11,5 \cdot 1000 \cdot 0,076 \cdot 65 / 415 \approx 137 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

♦ *Конструирование плиты.* Армирование балочной плиты можно выполнить сварными рулонными сетками по двум вариантам:

вариант I – сетками с продольным расположением рабочих стержней и поперечным расположением распределительных стержней; номинальная длина сеток при этом будет равна длине температурного блока здания;

вариант II – сетками с поперечным расположением рабочих и продольным расположением распределительных стержней; номинальная длина сеток в этом случае будет равна шагу главных балок.

Сварные сетки конструируются согласно ГОСТ 8478-81 «Сетки сварные для железобетонных конструкций», п. 1.5, 1.6 и др. Условное обозначение марки сетки

$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L \frac{c_1 + c_2}{k},$$

где D и v – соответственно диаметр и шаг продольных стержней; d и u – диаметр и шаг

поперечных стержней; A и L – ширина и длина сетки; c_1 и c_2 – длина свободных концов продольных стержней; k – то же, поперечных.

После диаметров D и d указывается класс арматуры. Диаметр D продольных стержней в сетках с продольной рабочей арматурой обычно 3...6 мм класса В500 или 6...10 мм класса А400; диаметр d поперечных стержней в сетках с поперечной рабочей арматурой может быть любым. Шаг рабочих стержней в плитах толщиной до 150 мм – не более 200 мм и не менее 100 мм.

Подбор рабочей арматуры плит удобно производить с помощью таб. 3; шаг распределительных стержней принимается по табл. 4.

Таблица 3

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, мм²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм										
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
100	71	126	196	283	503	785	1131	1539	2011	2545	3142
125	57	101	157	226	402	628	905	1231	1608	2036	2513
150	47	84	131	184	335	523	754	1026	1340	1696	2094
200	35	63	98	141	251	393	565	769	1005	1272	1971
250	28	50	79	113	201	314	452	616	804	1018	1256
300	23	42	65	94	168	261	377	513	670	848	1047
350	20	36	56	81	144	224	323	444	574	727	897

Таблица 4

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
6	4/350	4/350	3/350	3/350	3/400	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350	3/400
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300	6/350	6/350
16	8/250	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350
18	10/300	10/350	10/350	8/350	8/350	8/350
20	10/200	10/250	10/300	10/350	10/350	10/350
22	12/250	12/300	10/300	10/350	10/350	10/350
25	14/300	10/200	8/150	8/200	8/250	8/300

В а р и а н т I. Для армирования плиты принимаем сварные рулонные сетки с продольными рабочими стержнями Ø6 В500 и распределительными стержнями Ø3-4 В500. Такие рулонные сетки раскладывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки так, чтобы расстояние между смежными крайними продольными стержнями стыкуемых сеток составляло не менее 50 мм. Сетки укладываются согласно эпюре изгибающих моментов, т.е. в

пролетах размещаются понизу плиты, а над опорами переводятся в верхнюю зону. Места перегиба сеток размещаются на расстоянии, равном $1/4$ пролета плиты в каждую сторону от разбивочной оси. В крайних пролетах этих же плит и над первыми промежуточными опорами укладываем дополнительную сетку C2 с такими же рабочими и распределительными стержнями, как и в сетке C1. Тогда площадь сечения рабочей арматуры в крайнем пролете и над первой промежуточной опорой плиты составит $A_s = 2 \cdot 141 = 282 \text{ мм}^2$, что больше

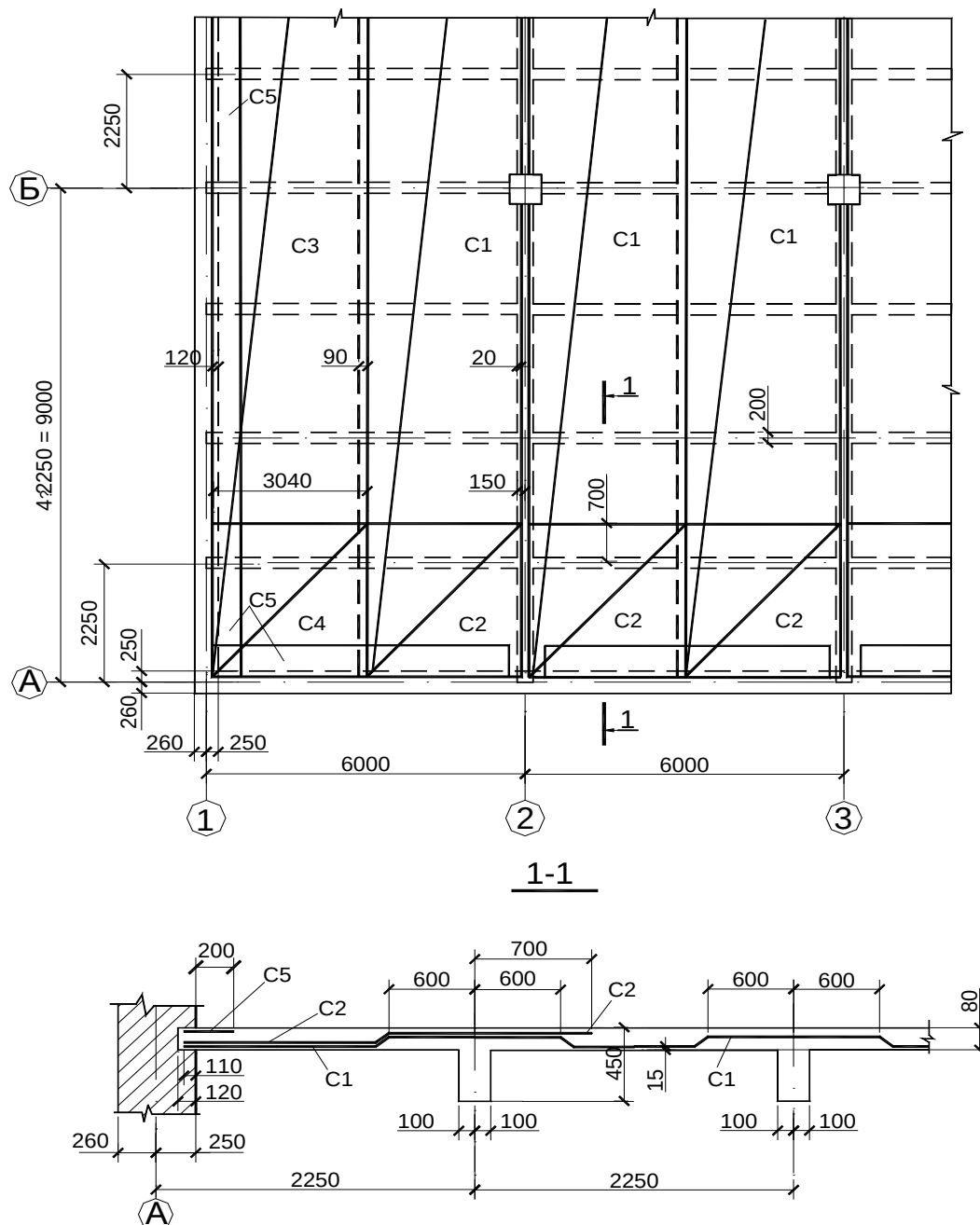


Рис. 3. Армирование плиты сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней (вариант I-й)

требуемой по расчету $A_s = 258 \text{ мм}^2$. Ширина сетки C2 принимается такой же, как и сетки C1, т.е. 3040 мм, длина равна 2840 мм; сетка C2 заводится за ось первой промежуточной опоры в сторону второго пролета на 700 мм. Маркировка сетки C2

$$C2 \frac{6B500 - 200}{3B500 - 350} 3040 \times 2840$$

Для средних пролетов плит, окаймленных по всему контуру ребрами, и над средними

опорами принимаем сетку С1 с рабочими стержнями Ø6 В500 и шагом 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2$), распределительные стержни Ø3 Вр-I с шагом 350 мм. Марка сетки

$$C1 \frac{6B500 - 200}{3B500 - 350} 3040 \times 27090$$

Между главными балками укладываем две сетки С1 шириной 3040 мм с нахлесткой в нерабочем направлении 90 мм.

Для средних пролетов плит, не окаймленных по всему контуру балками (т.е. плит у поперечных стен здания), и над средними опорами этих плит конструируем сетку С3 с рабочими стержнями Ø6 В500 с шагом 150 мм ($A_s = 184 \text{ мм}^2$) и распределительными стержнями Ø3 Вр-I с шагом 350 мм. Перегиб сетки из зоны пролетных моментов в зону опорных и наоборот – на расстоянии 600 мм от оси соответствующей опоры. Габаритные размеры сетки С3 как и сетки С1. Маркировка сетки

$$C3 \frac{6B500 - 150}{3B500 - 350} 3040 \times 27090$$

В крайних пролетах плит, не окаймленных по контуру балками (участки перекрытия у поперечных стен), и на их первых промежуточных опорах укладываем дополнительную сетку С4 с рабочими стержнями Ø6 В500 с шагом 300 мм ($A_s = 94 \text{ мм}^2$) и распределительными стержнями Ø3 Вр-I с шагом 400 мм. Тогда фактическая площадь сечения рабочей арматуры в крайнем пролете и над первой промежуточной опорой составит $A_s = 184 + 94 = 278 \text{ мм}^2$, что больше требуемой по расчету $A_s = 258 \text{ мм}^2$. Габаритные размеры сетки С4 такие же, как и сетки С2. Маркировка сетки С4

$$C4 \frac{6B500 - 300}{3B500 - 400} 3040 \times 2840$$

Армирование плиты по варианту I приведено на рис. 3.

В а р и а н т II. Для армирования плиты принимаем сварные рулонные сетки с поперечными рабочими стержнями Ø6 В500 и распределительными продольными стержнями Ø3-4 В500. В пролетах сетки раскатываются понизу плиты, ширина сеток равна расстоянию между гранями второстепенных балок, длина – расстоянию между гранями главных балок с учетом запуска свободных концов распределительных стержней за грани балок на 10...20 мм (план нижних сеток на рис. 4). Над опорами плит сетки раскатывают поверху вдоль второстепенных балок (план верхних сеток на рис. 5, ширина сеток принимается не менее половины пролета плиты, длина – как у нижних сеток. При выборе сеток используем табл. 3 и 4.

В крайних пролетах плит принимаем сетку С1 с рабочими стержнями Ø6 А – III с шагом 100 мм ($A_s = 283 \text{ мм}^2 > 232 \text{ мм}^2$) и распределительными стержнями Ø4 Вр-I с шагом 350 мм. Маркировка сетки.

$$C1 \frac{4B500 - 350}{6B500 - 100} 2080 \times 5740 .$$

На первых промежуточных опорах можно принять сетку С2 с такими же стержнями и шириной 1,1 м, что составляет примерно половину пролета плиты. Маркировка сетки

$$C2 \frac{4B500 - 350}{6B500 - 100} 1100 \times 5740 .$$

Для средних пролетов и на средних опорах плит, окаймленных по всему контуру балками, принимаем соответственно сетки С3 и С4 с рабочими стержнями Ø6 В500 с шагом 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2$) и продольными стержнями Ø3 Вр-I с шагом 350 мм. Маркировки этих сеток

$$C3 \frac{3B500 - 350}{6B500 - 200} 2080 \times 5740 ; C4 \frac{3B500 - 350}{6B500 - 200} 1100 \times 5740 .$$

Для средних пролетов и средних опор плит, не окаймленных по контуру балками,

принимая сетки С5 и С6 с поперечными рабочими стержнями Ø6 В500 с шагом 150 мм ($A_s = 184 \text{ мм}^2$) и распределительными стержнями Ø3 Вр-I с шагом 350 мм. Маркировки этих сеток

$$C5 \frac{3B500 - 350}{6B500 - 150} 2080 \times 5740; C6 \frac{3B500 - 350}{6B500 - 150} 1100 \times 5740.$$

В местах заделки плиты в стену возможны небольшие отрицательные моменты, поэтому необходимо устанавливать конструктивные верхние сетки С7 с площадью сечения продольных рабочих стержней не менее $1/3$ площади сечения пролетной арматуры плиты, т.е. $A_s = 232 / 3 = 77 \text{ мм}^2$. По табл. 3.2 принимаем рабочие стержни Ø5 В500 с шагом 200 мм ($A_s = 98 \text{ мм}^2 > 77 \text{ мм}^2$), по табл. 3.3 – распределительные стержни Ø3 В500 с шагом 350 мм. Длину рабочих стержней назначаем из условия, что расстояние от стены до края сетки в сторону пролета должно составлять не менее $1/10$ пролета плиты, т.е. $1960/10 \approx 200 \text{ мм}$.

Раскладка верхних и нижних сеток плиты по варианту II показана на рис. 4 и 5.

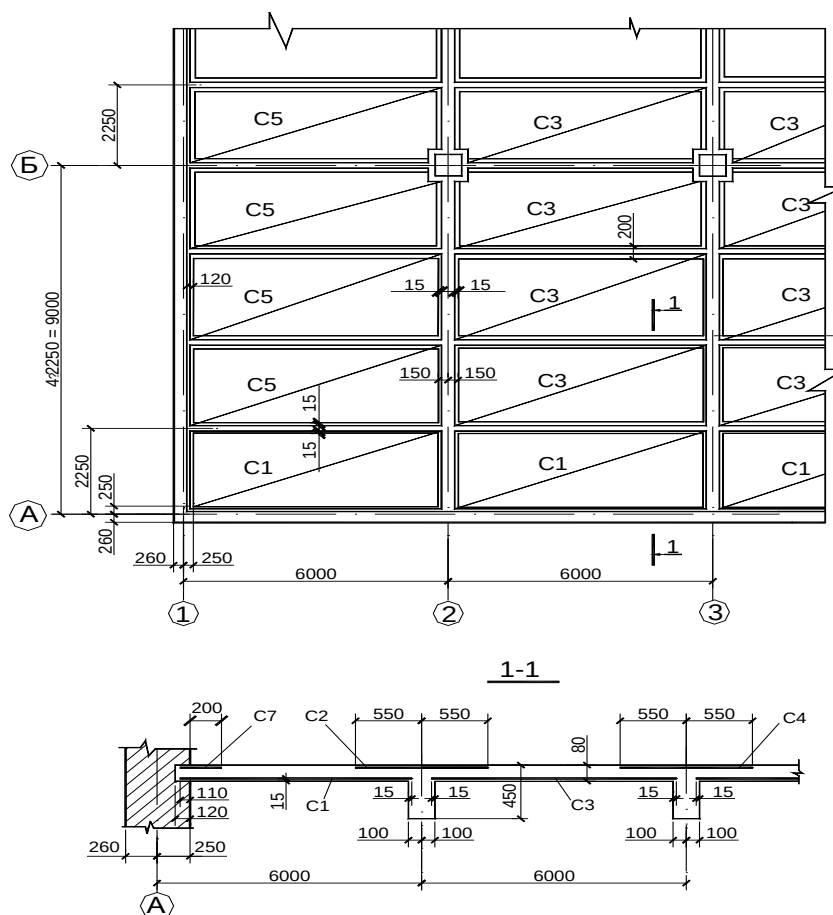
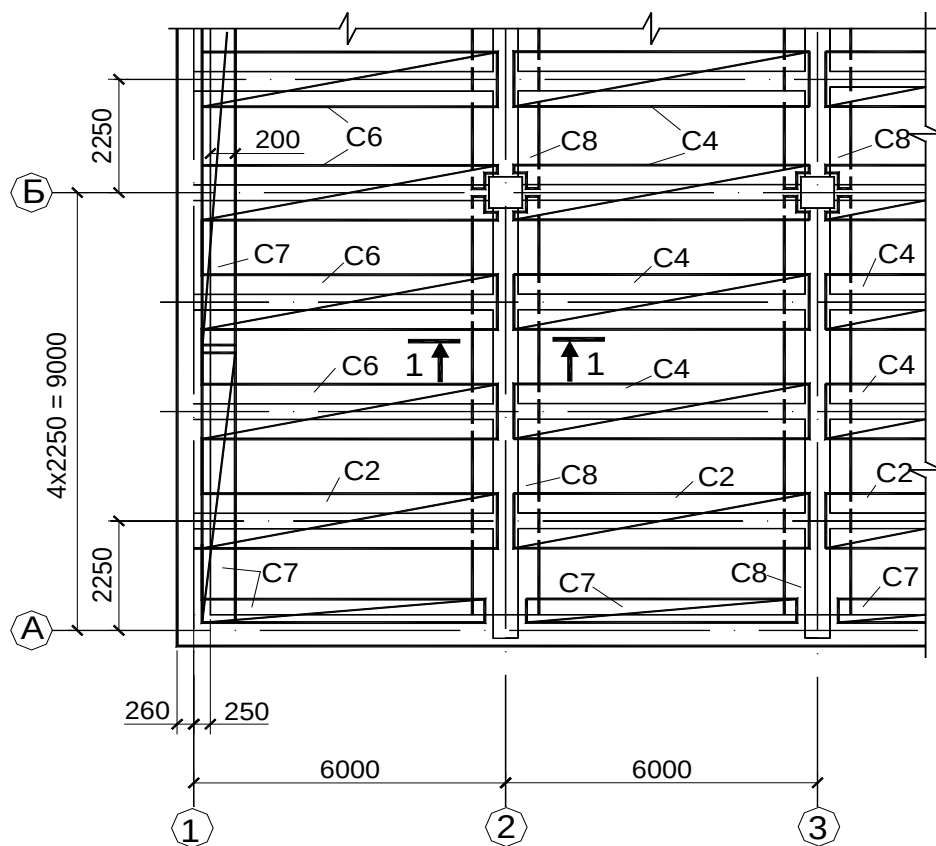


Рис. 4.. Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней (вариант II). Раскладка нижних сеток



1 - 1

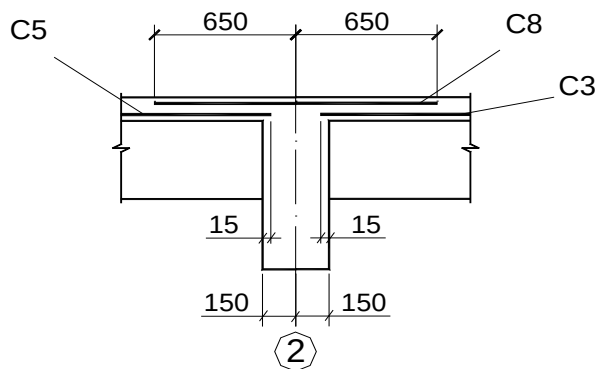


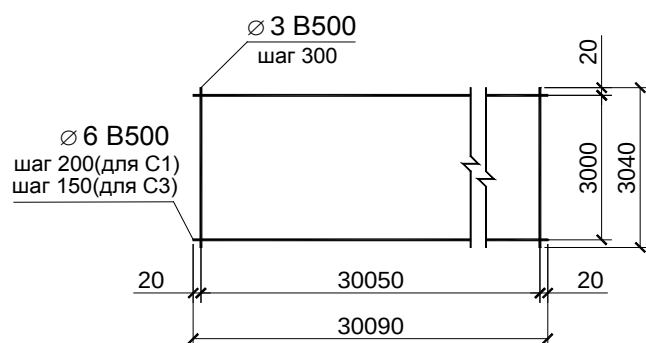
Рис. 5. Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней (вариант II)

Раскладка верхних сеток

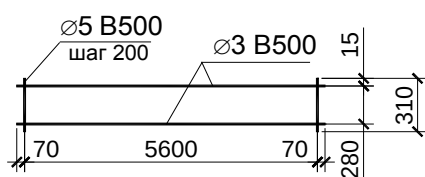
Рабочие чертежи арматурных изделий плиты монолитного перекрытия для обоих вариантов армирования приведены на рис. 6.

a

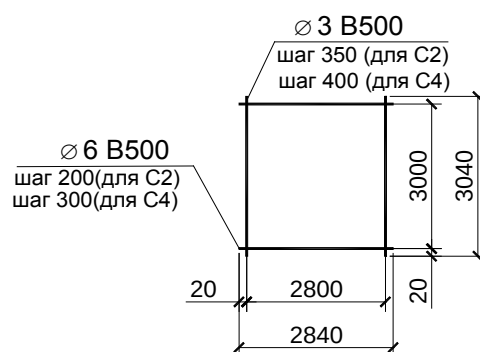
C1,C3



C5(a), C7(б)

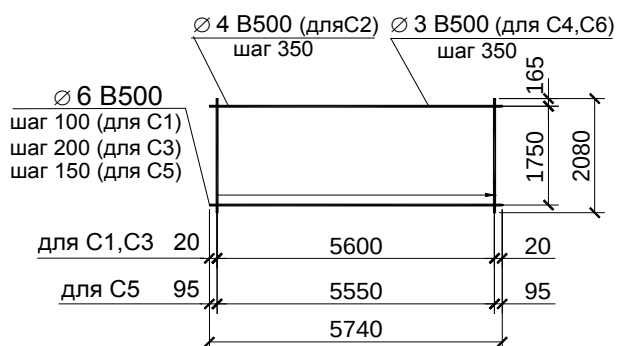


C2,C4

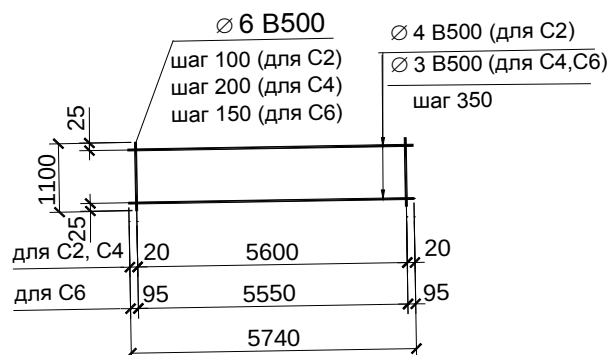


б

C1,C3,C5



C2,C4,C6



C8

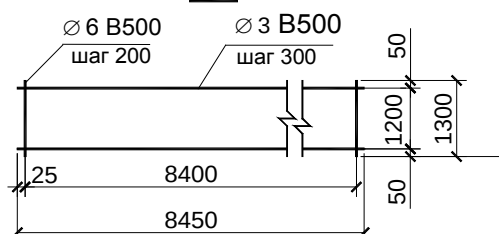


Рис. 6. Арматурные сетки для плиты монолитного перекрытия
а - для варианта I; б - для варианта II

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

Второстепенная балка рассчитывается как многопролетная неразрезная, крайними опорами которой служат несущие стены, а промежуточными - главные балки. При числе пролетов более пяти балка рассчитывается по пятипролетной схеме.

♦ **Расчетные пролеты и нагрузки.** Для средних пролетов за расчетный принимается расстояние между гранями главных балок

$$l_2 = l_{sb} - b_{mb} = 6 - 0,35 = 5,65 \text{ м.}$$

Для крайних пролетов при длине площадки опирания балки на стену $c = 250 \text{ мм}$ расчетный пролет $l_1 = l_{sb} - b_{mb} / 2 - c / 2 = 6 - 0,35/2 - 0,25/2 = 5,7 \text{ м.}$

Нагрузки на второстепенную балку собирают с грузовой полосы, равной шагу второстепенных балок $2,25 \text{ м}$ (см. рис. 1); учитывают и собственный вес ребра балки.

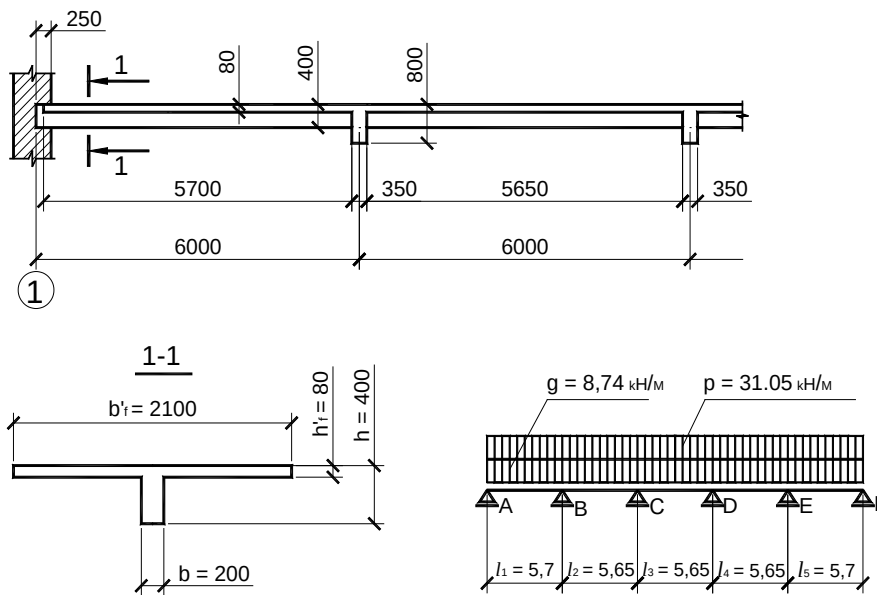


Рис. 7. Расчетные пролеты, сечение и схема второстепенной балки

Расчетные нагрузки при коэффициенте надежности $\gamma_f > 1$:

постоянная: $g = 0,2 \cdot (0,4 - 0,08) \cdot 25 \cdot 1,1 + 3,102 \cdot 2,25 = 8,74 \text{ кН/м;}$

временная: $p = 13,8 \cdot 2,25 = 31,05 \text{ кН/м;}$

полная: $q = g + p = 8,74 + 31,05 = 39,8 \text{ кН/м.}$

Размеры сечения балки, расчетные пролеты и схема даны на рис. 7.

♦ **Определение расчетных усилий.** Изгибающие моменты в расчетных сечениях второстепенной балки определяем по формулам (14) - (17):

в крайних пролетах

$$M = \frac{ql_1^2}{11} = \frac{39,8 \cdot 5,7^2}{11} = 117,55 \text{ кН·м;}$$

на первых промежуточных опорах

$$M = \frac{ql_1^2}{14} = \frac{39,8 \cdot 5,7^2}{14} = 92,36 \text{ кН·м;}$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = \frac{ql_2^2}{16} = \frac{39,8 \cdot 5,65^2}{16} = 79,4 \text{ кН·м;}$$

Но ограничиться вычислением моментов только в этих сечениях недостаточно, т.к. при различных положениях временной нагрузки во многих других сечениях балки могут возникать изгибающие моменты с разными знаками, поэтому надо вычислить положительные и отрицательные моменты для нескольких сечений по длине балки и построить огибающую эпюру. При симметричных нагрузке и схеме балки усилия достаточно определить для половины балки. При разнице размеров пролетов l_1 и l_2 менее 10% и отношении $p/g = 3,5 < 5$, используем формулы для равнопролетных балок

$$M = \beta(g + p)l^2, \quad (18)$$

где коэффициент β - по табл. 5 и рис. 8.

Вычисления ординат моментов по формуле (18) приведено в табл. 6.

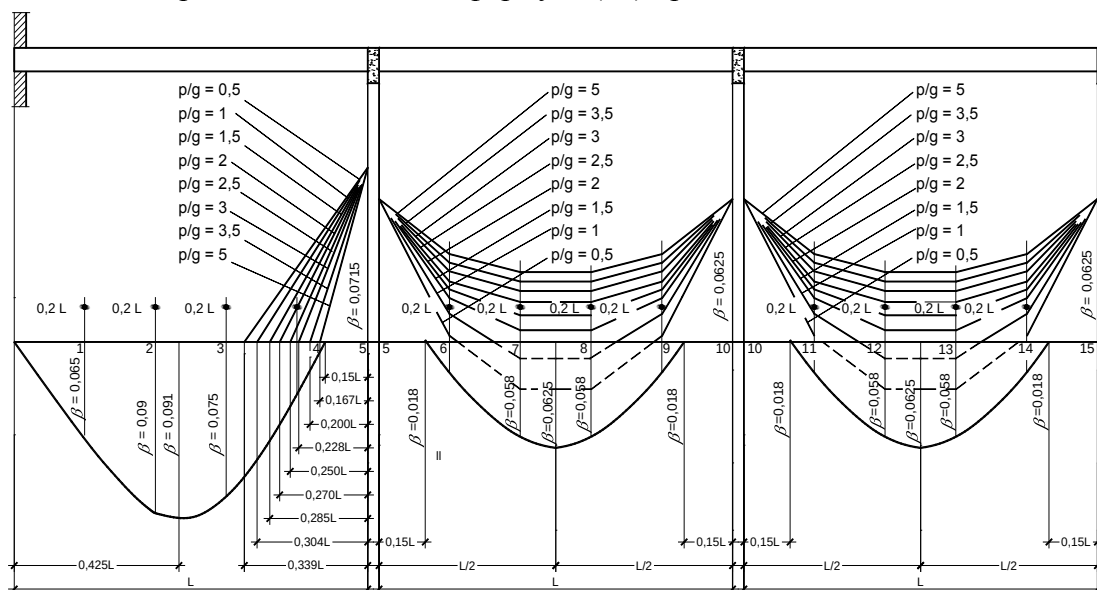


Рис. 8. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Таблица 5

Значения коэффициента β для определения ординат эпюр изгибающих моментов в равнопролетных неразрезных второстепенных балках

p/g	Но м е р а т о ч е к										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.5	-0.0715	-0.01	+0.022	+0.024	-0.004	-0.0625	-0.003	+0.028	+0.028	-0.003	-0.0625
1.0	-0.0715	-0.02	+0.016	+0.009	-0.014	-0.0625	-0.013	+0.013	+0.013	-0.013	-0.0625
1.5	-0.0715	-0.026	-0.003	+0.0	-0.02	-0.0625	-0.019	+0.004	+0.004	-0.019	-0.0625
2.0	-0.0715	-0.03	-0.009	-0.006	-0.024	-0.0625	-0.023	-0.003	-0.003	-0.023	-0.0625
2.5	-0.0715	-0.033	-0.012	-0.009	-0.027	-0.0625	-0.025	-0.006	-0.006	-0.025	-0.0625
3.0	-0.0715	-0.035	-0.016	-0.014	-0.029	-0.0625	-0.028	-0.01	-0.01	-0.028	-0.0625
3.5	-0.0715	-0.037	-0.019	-0.017	-0.031	-0.0625	-0.029	-0.013	-0.013	-0.029	-0.0625
4.0	-0.0715	-0.038	-0.021	-0.018	-0.032	-0.0625	-0.03	-0.015	-0.015	-0.03	-0.0625
4.5	-0.0715	-0.039	-0.022	-0.02	-0.033	-0.0625	-0.032	-0.016	-0.016	-0.032	-0.0625
5.0	-0.0715	-0.04	-0.024	-0.021	-0.034	-0.0625	-0.033	-0.018	-0.018	-0.033	-0.0625

Обозначения: p - временная нагрузка, кН/м; g - постоянная нагрузка, кН/м

Таблица 6

Изгибающие моменты в сечениях второстепенной балки

Номер пролета	Номер точки	Доля пролета	Коэффициент β		$(g + p)l^2$, кН/м	Моменты М, кНм	
			$+\beta$	$-\beta$		$M_{\max}$	$M_{\min}$
I	0	0			1293.1	0	0
	1	$0.2l_1$	0.065			84.05	
	2	$0.4l_1$	0.09			116.38	
	max	$0.425l_1$	0.091			117.67	
	3	$0.6l_1$	0.075			96.98	
	4	$0.8l_1$	0.020			25.86	
	5	l_1		0.0715			92.46
II	5	0		0.0715	1270,52		92.46
	6	$0.2l_2$	0.018	0.037		22.87	47.0
	7	$0.4l_2$	0.058	0.019		73.69	24.14
	max	$0.5l_2$	0.0625			79.41	
	8	$0.6l_2$	0.058	0.017		73.69	21.6
	9	$0.8l_2$	0.018	0.031		22.87	39.39
	10	l_2		0.0625			79.4
III	10	0		0.0625	1270,52		79.4
	11	$0.2l_3$	0.018	0.029		22.87	36.84
	12	$0.4l_3$	0.058	0.016		73.69	20.33
	max	$0.5l_3$	0.0625			79.41	
	13	$0.6l_3$	0.058	0.013		73.69	16.52
	14	$0.8l_3$	0.018	0.029		22.87	36.84
	15	l_3		0.0625			79.4

Огибающая эпюра моментов для второстепенной балки приведена на рис. 9. В первом пролете расстояние от правой опоры до нулевой ординаты отрицательных моментов по рис. 9: $l_x = 0,2l_1 = 0,2 \cdot 5,7 = 1,14$ м, а до нулевой ординаты положительных моментов – $l_x = 0,15l_1 = 0,15 \cdot 5,7 = 0,855$ м; это же расстояние во втором пролете – $l_x = 0,15l_2 = 0,15 \cdot 5,65 = 0,848$ м.

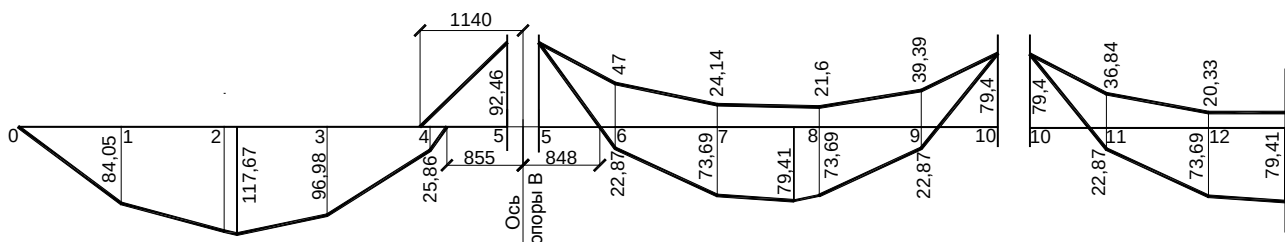


Рис. 9. Огибающая эпюра моментов второстепенной балки

Расчетные значения поперечных сил

на крайней опоре - $Q_A = 0,4ql_1 = 0,4 \cdot 39,8 \cdot 5,7 = 90,74$ кН;

на первой промежуточной опоре слева - $Q_{B,l} = 0,6ql_1 = 0,6 \cdot 39,8 \cdot 5,7 = 136,12$ кН;

то же справа и на всех остальных опорах слева и справа

$$Q_{B,r} = Q_{C,l} = Q_{C,r} = 0,5ql_2 = 0,5 \cdot 39,8 \cdot 5,65 = 112,43 \text{ кН.}$$

♦ *Подбор продольной арматуры.* Продольная арматура подбирается для 4-х расчетных сечений: в крайнем и среднем пролетах, на первой промежуточной и на средней опорах. Проверяются и те сечения в средних пролетах, в которых возникают отрицательные моменты. На действие положительных моментов сечение принимается тавровым со сжатой полкой:

толщина полки $h'_f = h_s = 80$ мм; расчетная ширина полки $b'_f = l/3 + b = 5700 / 3 + 200 = 2100$ мм; на действие отрицательных – прямоугольное размером $b \times h = 200 \times 400$ мм, т.к. полка попадает в растянутую зону.

- Сечение в крайнем пролете: $h_0 = h - a = 400 - 50 = 350$ мм.

Проверяем положение нижней границы сжатой зоны бетона. Момент, воспринимаемый полностью сжатой полкой

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \cdot 2100 \cdot 80 (350 - 80 / 2) = 598,92 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 598,92 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$M = 117,67 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_f = 598,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$ - нижняя граница сжатой зоны проходит в полке и сечение рассчитываем как прямоугольное, принимая $b = b'_f = 2100$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{117,67 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 2100 \cdot 350^2} = 0,04 < \alpha_R = 0,531 - \text{сжатая арматура не нужна.}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,04} = 0,041;$$

$$A_s = R_b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 2100 \cdot 0,041 \cdot 350 / 355 = 976 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в крайнем пролете $4\varnothing 18 \text{ A400}$ ($A_s = 1018 \text{ мм}^2$).

- Сечение в среднем пролете (действие положительного момента):

$h_0 = 400 - 30 = 370$ мм. Полагая, что нижняя граница сжатой зоны также проходит в полке, сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b = b'_f = 2100$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{79,41 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 2100 \cdot 370^2} = 0,024; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024} = 0,025;$$

$$A_s = R_b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 2100 \cdot 0,025 \cdot 370 / 355 = 629 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в средних пролетах $2\varnothing 20 \text{ A400}$ ($A_s = 628 \text{ мм}^2$).

• Сечение в среднем пролете на расстоянии $x = 0,4 l_2 = 0,4 \cdot 5,65 = 2,26$ м от оси опоры В (действие отрицательного $M_{0,4} = -24,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$). Полка таврового сечения (плита) попадает в растянутую зону, сечение рассматривается как прямоугольное размером $b \times h = 200 \times 400$ мм. Рабочая высота сечения с учетом наличия в растянутой зоне арматуры плиты составляет: $h_0 = 400 - 60 = 340$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{24,14 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 340^2} = 0,0908 < \alpha_R = 0,531;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0908} = 0,095;$$

$$A_s = R_b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 200 \cdot 0,095 \cdot 340 / 355 = 210 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в средних пролетах у верхней грани балок $2\varnothing 12 \text{ A400}$ ($A_s = 226 \text{ мм}^2$).

Отрицательный момент $M_{0,2} = -47 \text{ кН}\cdot\text{м}$ в сечении на расстоянии 1,13 м от оси опоры В будет восприниматься надопорной арматурой этой опоры.

- Сечение на первой промежуточной опоре В: $h_0 = 400 - 50 = 350$ мм.

$$\alpha_m = \frac{92,46 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 350^2} = 0,328 < \alpha_R = 0,531; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,328} = 0,414;$$

$$A_s = 11,5 \cdot 200 \cdot 0,414 \cdot 350 / 355 = 938,3 \text{ мм}^2.$$

Диаметр и требуемое количество стержней установим в процессе конструирования балки.

- Сечение на средней опоре: $h_0 = 400 - 50 = 350 \text{ мм}$;

$$\alpha_m = \frac{79,4 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 350^2} = 0,282 < \alpha_R = 0,531;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,282} = 0,340;$$

$$A_s = 11,5 \cdot 200 \cdot 0,340 \cdot 350 / 355 = 770,3 \text{ мм}^2.$$

Диаметр и количество стержней установим при конструировании.

♦ *Расчет прочности наклонных сечений балки на поперечную силу.* Расчет сводится к подбору требуемой площади сечения и конструированию поперечной арматуры (хомутов) второстепенной балки, а также к проверке балки по прочности полосы бетона между наклонными сечениями.

Подбор поперечной арматуры

- Сечение у опоры А ($Q_{max} = Q_A = 90,74 \text{ кН}$); $h_0 = 350 \text{ мм}$.

При $Q_{max} = 90,74 \text{ кН} > Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 350 = 31500 \text{ Н} = 31,5 \text{ кН}$ необходима постановка расчетной поперечной арматуры. Методика расчета соответствует п. 3.31-3.35 [4].

$$1. M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 350^2 = 33,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$2. q_1 = g + 0,5 p = 8,74 + 0,5 \cdot 31,05 = 24,27 \text{ кН/м}.$$

$$3. Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{33,1 \cdot 10^6 \cdot 24,27} = 56681 \text{ Н}.$$

$$4. \text{ Так как } Q_{b1} = 56681 \text{ Н} < \frac{2 M_b}{h_0} - Q_{max} = \frac{2 \cdot 33,1 \cdot 10^6}{350} - 90740 = 98403 \text{ Н}$$

и при этом $Q_{b1} = 56681 \text{ Н} < R_{bt} b h_0 = 0,9 \cdot 200 \cdot 350 = 63000 \text{ Н}$, требуемую интенсивность поперечных стержней вычисляем по формуле:

$$5. q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0,5 R_{bt} b h_0 - 3 h_0 q_1}{1,5 h_0} = \frac{90740 - 31500 - 3 \cdot 350 \cdot 24,27}{1,5 \cdot 350} = 64,3 \text{ кН/м}.$$

$$6. q_{sw} = 64,3 \text{ кН/м} > q_{sw,min} = 0,25 R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 200 = 45 \text{ кН/м}.$$

7. Максимально допустимый шаг поперечных стержней

$$S_{w,max} = R_{bt} b h_0^2 / Q = 0,9 \cdot 200 \cdot 350^2 / 90740 = 243 \text{ мм}.$$

8. Принимаем шаг поперечных стержней на приопорном участке у опоры А равным 150 мм, что меньше $0,5 h_0 = 0,5 \cdot 350 = 175 \text{ мм}$ и меньше $S_{w,max} = 243 \text{ мм}$.

10. Требуемая площадь сечения поперечных стержней

$$A_{sw} = q_{sw} S_w / R_{sw} = 64,3 \cdot 150 / 285 = 33,84 \text{ мм}^2.$$

Принимаем поперечные стержни 2Ø6 А400 ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$) с шагом 150 мм.

Определим длину участка l_1 с шагом хомутов $S_{w1} = 150 \text{ мм}$, после которого можно увеличить шаг до $S_{w2} = 250 \text{ мм} < 0,75 h_0 = 0,75 \cdot 350 = 262,5 \text{ мм}$. При шаге хомутов 150 мм интенсивность поперечного армирования составляет

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_{w1} = 285 \cdot 57 / 150 = 108,3 \text{ кН/м},$$

а при шаге $S_{w2} = 250$ мм составит

$$q_{sw2} = R_{sw} A_{sw} / S_{w2} = 285 \cdot 57 / 250 = 65 \text{ кН/м} > q_{sw,min} = 45 \text{ кН/м}.$$

$$\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(108,3 - 65) = 32,5 \text{ кН/м} > q_1 = 24,27 \text{ кН/м},$$

$$\begin{aligned} \text{тогда} \quad l_1 &= \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \\ &= \frac{90,74 \cdot 10^3 - (31,5 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 65 \cdot 350)}{24,27} - 2 \cdot 350 = 334,8 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Примем длину участка $l_1 = 750$ мм кратно шагу хомутов.

- Сечение у опоры В слева ($Q_{max} = Q_{B,l} = 136,12 \text{ кН}$); $h_0 = 350 \text{ мм}$.

Примем хомуты 2Ø6 А400 ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$) с шагом 100 мм и проверим прочность наклонного сечения на действие поперечной силы согласно п. 3.31-2.32 [4].

1. $M_b = 33,1 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}$, $q_1 = 24,27 \text{ кН/м}$ и $q_{sw2} = 65 \text{ кН/м}$ – определены выше.

2. Интенсивность поперечного армирования при шаге хомутов 100 мм

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_{w1} = 285 \cdot 57 / 100 = 162,45 \text{ кН/м}.$$

3. Горизонтальная проекция расчетного наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{33,1 \cdot 10^6}{24,27}} = 1168 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 350 = 700 \text{ мм},$$

следовательно, принимаем $c = 700$ мм и $c_0 = c = 700$ мм.

4. Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в расчетном наклонном сечении

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{33,1 \cdot 10^6}{700} = 47286 \text{ Н} < 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 350 = 157500 \text{ Н}$$

и $Q_b = 47286 \text{ Н} > Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 350 = 31500 \text{ Н}$ – ограничения на значение усилия Q_b по п.3.31 [3] выполняются.

5. Поперечная сила, воспринимаемая хомутами на длине $c_0 = 700$ мм

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw1}c_0 = 0,75 \cdot 162,45 \cdot 700 = 85286 \text{ Н} = 85,28 \text{ кН}.$$

6. Поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в нормальном сечении на расстоянии $c = 700$ мм от опоры В слева

$$Q = Q_{max} - q_1c = 136,12 - 24,27 \cdot 0,7 = 119,13 \text{ кН}.$$

7. Поперечная сила, воспринимаемая совместно сжатым бетоном и хомутами

$$Q_{sb} = Q_b + Q_{sw} = 47,28 + 85,28 = 132,56 > Q = 119,13 \text{ кН} - \text{прочность наклонного сечения обеспечена.}$$

Определим длину участка l_1 с шагом поперечных стержней 100 мм, после которого можно увеличить шаг до 250 мм.

$$\text{При } \Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(162,45 - 65) = 73,09 \text{ кН/м} > q_1 = 24,27 \text{ кН/м}$$

длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} составит

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 =$$

$$= \frac{136,12 \cdot 10^3 - (31,5 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 65 \cdot 350)}{24,27} - 2 \cdot 350 \approx 2205 \text{ мм.}$$

Принимаем $l_1 = 2300$ мм кратно шагу хомутов.

- Сечение у опоры В справа ($Q_{max} = Q_{B,l} = 112,43 \text{ кН}$); $h_0 = 370 \text{ мм}$.

Примем хомуты $2\varnothing 6 \text{ А400}$ ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$) с шагом 150 мм и проверим прочность наклонного сечения на поперечную силу в соответствии с п. 3.31-2.32 [4].

1. $q_1 = 24,27 \text{ кН/м}$ и $q_{sw2} = 65 \text{ кН/м}$ – определены ранее.
2. $M_b = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 370^2 = 36,96 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}$,
3. Интенсивность поперечного армирования при шаге хомутов 150 мм

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_{w1} = 285 \cdot 57 / 150 = 108,3 \text{ кН/м};$$

4. Горизонтальная проекция расчетного наклонного сечения (т.е. сечения с наименьшей несущей способностью)

$$c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{36,96 \cdot 10^6 / 24,27} = 1234 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 370 = 740 \text{ мм},$$

следовательно, принимаем $c = 740 \text{ мм}$ и $c_0 = c = 740 \text{ мм}$.

5. Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в расчетном наклонном сечении

$$Q_b = M_b / c = 36,96 \cdot 10^6 / 740 = 49946 \text{ Н} < 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 370 = 166500 \text{ Н}$$

и $Q_b = 49946 \text{ Н} > Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 370 = 33300 \text{ Н}$ – условие п.3.31 [4] выполняется.

6. Поперечная сила, воспринимаемая хомутами на длине $c_0 = 740 \text{ мм}$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw1}c_0 = 0,75 \cdot 108,3 \cdot 740 = 60106 \text{ Н} = 60,1 \text{ кН.}$$

7. Поперечная сила в сечении на расстоянии $c = 740 \text{ мм}$ от опоры В

$$Q = Q_{max} - q_1c = 112,43 - 24,27 \cdot 0,74 = 94,47 \text{ кН.}$$

8. Поперечная сила, воспринимаемая совместно сжатым бетоном и хомутами

$$Q_{sb} = Q_b + Q_{sw} = 49,94 + 60,1 \approx 110 \text{ кН} > Q = 94,47 \text{ кН} – \text{прочность обеспечена.}$$

Определим длину участка l_1 с шагом поперечных стержней 150 мм , после которого можно увеличить шаг до 250 мм .

$$\text{При } \Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(108,3 - 65) \approx 32,5 \text{ кН/м} > q_1 = 24,27 \text{ кН/м}$$

длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} составит

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 =$$

$$= \frac{112,43 \cdot 10^3 - (33,3 \cdot 10^3 + 1,5 \cdot 65 \cdot 370)}{24,27} - 2 \cdot 370 = 1034 \text{ мм.}$$

Принимаем длину участка с расчетным шагом равной $l_1 = 1200 \text{ мм}$ кратно шагу хомутов.

- Проверим прочность сжатой полосы бетона между наклонными трещинами на дейст-

вие наибольшей поперечной силы $Q_{B,l}=136,84 \text{ кН}$ по п. 3.30 [4]

$$Q = 136,12 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 350 = 241500 = 241,5 \text{ кН} -$$

условие прочности выполняется, т.е. принятые размеры бетонного сечения достаточны.

♦ *Конструирование арматуры балки.* Пролетную арматуру конструируем из плоских вертикальных каркасов, надпорную - из сварных рулонных сеток с поперечными рабочими стержнями; эти сетки раскатываются над главными балками.

И-й п р о л е т. Принимаем два плоских каркаса КР1, в каждом по два нижних рабочих стержня $\varnothing 18 \text{ А400}$ и один верхний $\varnothing 12 \text{ А400}$; хомуты $\varnothing 6 \text{ А400}$ с шагом 150 мм у опоры А на длине 0,75 м и шагом 100 мм у опоры В на длине 2,3 м; в остальной части пролета шаг хомутов 250 мм.

Для экономии арматуры 50% продольных рабочих стержней обрываем в пролете (по одному стержню в каркасе), оставшиеся стержни $2\varnothing 18 \text{ А400}$ доводим до опор. Места теоретического обрыва (м.т.о) продольных стержней при действии равномерно распределенной нагрузки можно найти аналитически из уравнения (19), в котором отсчет расстояния x производится от оси левой опоры рассматриваемого пролета:

$$M_B(x/l) + (g+p) \cdot x \cdot (l-x) / 2 = M_{int}, \quad (19)$$

где M_B – момент на опоре В (принимается со своим знаком);

x – расстояние от оси опоры А до м.т.о. стержней;

M_{int} – несущая способность сечения в м.т.о с оставшимися стержнями.

1. Несущая способность сечения балки после обрыва $2 \varnothing 18 \text{ А400}$

$$M_{int} = R_s A_s \zeta h_0 = 355 \cdot 509 \cdot 0,892 \cdot 365 = 58,85 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм},$$

где $A_s = 509 \text{ мм}^2$ - площадь сечения оставшихся 2-х стержней;

$h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ мм}$ - для нижнего ряда стержней;

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = 1 - 0,5 \frac{355 \cdot 509}{11,5 \cdot 200 \cdot 365} = 0,892.$$

Расстояние от оси опоры А до места теоретического обрыва:

$$-92,46 \cdot x / 5,7 + 39,8 \cdot x \cdot (5,7 - x) / 2 = 58,85,$$

откуда $x_1 = 0,708 \text{ м}$; $x_2 = 4,176 \text{ м}$.

Поперечные силы в местах теоретического обрыва:

при $x = x_1 = 0,708 \text{ м}$:

$$Q_1 = Q_A \frac{(l-x_1)}{l} - Q_{B,l} \frac{x_1}{l} = 90,74 \frac{5,7-0,708}{5,7} - 136,12 \frac{0,708}{5,7} = 62,56 \text{ кН};$$

$$\text{при } x = x_2 = 4,176 \text{ м: } Q_2 = 90,74 \cdot \frac{(5,7-4,176)}{5,7} - 136,12 \cdot \frac{4,176}{5,7} = -75,46 \text{ кН}.$$

Интенсивность поперечного армирования в местах обрыва:

при $x = 0,708 \text{ м}$:

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_{w1} = 285 \cdot 57 / 150 = 108,3 \text{ Н/мм};$$

при $x = 4,176 \text{ м}$:

$$q_{sw2} = 285 \cdot 57 / 100 = 162,45 \text{ Н/мм}.$$

Длина анкерки обрываемых стержней:

$$w_1 = \frac{Q_1}{2q_{sw1}} + 5d = \frac{62,56 \cdot 10^3}{2 \cdot 108,3} + 5 \cdot 18 \square 380 \text{ мм} > 20d = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм};$$

$$w_2 = \frac{75,46 \cdot 10^3}{2 \cdot 162,45} + 5 \cdot 18 \leq 322 \text{ мм} < 20d = 360 \text{ мм}, \text{ принимаем } w_2 = 360 \text{ мм}.$$

Расстояния от оси опоры А до мест фактического обрыва стержней:

$$a_1 = x_1 - w_1 = 708 - 380 = 328 \text{ мм}; \quad a_2 = x_2 + w_2 = 4176 + 360 = 4536 \text{ мм}.$$

П-й п р о л е т. Принимаем два плоских каркаса КР2 с продольными рабочими стержнями: внизу 1Ø20 А400,верху 1Ø12 А400 в каждом каркасе; обрыв продольных стержней, естественно, не производится. Хомуты Ø6 А400 с шагом 150 мм на приопорных участках длиной по 1,2 м и шагом 250 мм на пролетном участке. Плоские каркасы объединяются в пространственный соединительными стержнями Ø8 А240 (рис. 10, поз. 1). Каркасы смежных пролетов на опорах соединяются понизу отрезками стержней Ø10А240, пропускаемых через главную балку (рис. 10, узел А).

О п о р а В. Принимаем две сетки С1, сдвинутые относительно друг друга на 1/3 и 1/4 пролета в каждую сторону от оси опоры. Требуемая площадь сечения рабочей арматуры в одной сетке, приходящаяся на 1 м ширины полки балки

$$A_{s,1} = \frac{1}{2} \frac{A_s}{b_f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{938,3}{2,1} = 223,4 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

По таб. 3 и 4 конструируем рулонную сетку С1 с поперечными рабочими стержнями Ø6 А400 с шагом 125 мм ($A_{s, \text{fact}} = 226 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,1} = 223,4 \text{ мм}^2/\text{м}$); продольные стержни сетки Ø4 В500 с шагом 350 мм.

Требуемая ширина сетки С1: $l/3 + l/4 = 6/3 + 6/4 = 3,5 \text{ м}$. При шаге продольных стержней 350 мм и длине свободных концов поперечных стержней по 25 мм фактическая ширина сетки С1 составит $350 \cdot 10 + 25 \cdot 2 = 3550 \text{ мм}$. Маркировка сетки С1

$$C1 \frac{4B500 - 350}{6A400 - 125} 3550 \times 26500.$$

О п о р ы С, D, E. По аналогии с арированием на опоре В принимаем две сетки С2, сдвинутые относительно оси главной балки в ту и другую сторону на 1/3 и на 1/4 пролета. Требуемая площадь сечения рабочей арматуры в одной сетке

$$A_{s,1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{770,3}{2,1} = 183,4 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Для уменьшения количества типоразмеров сеток и удобства армирования принимаем на опорах С, D и E те же сетки С1, что и на опоре В ($A_{s, \text{fact}} = 226 \text{ мм}^2/\text{м}$).

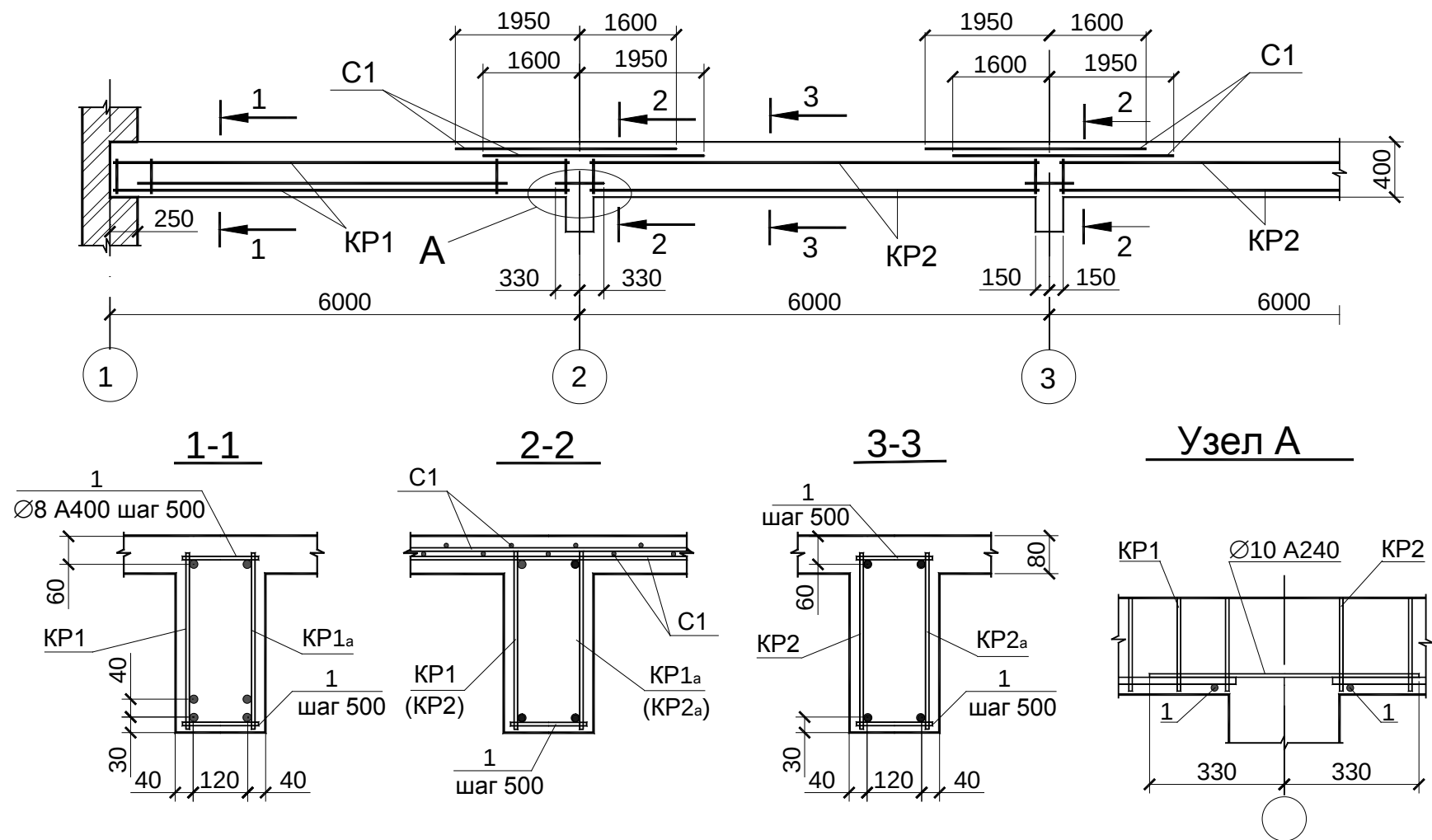
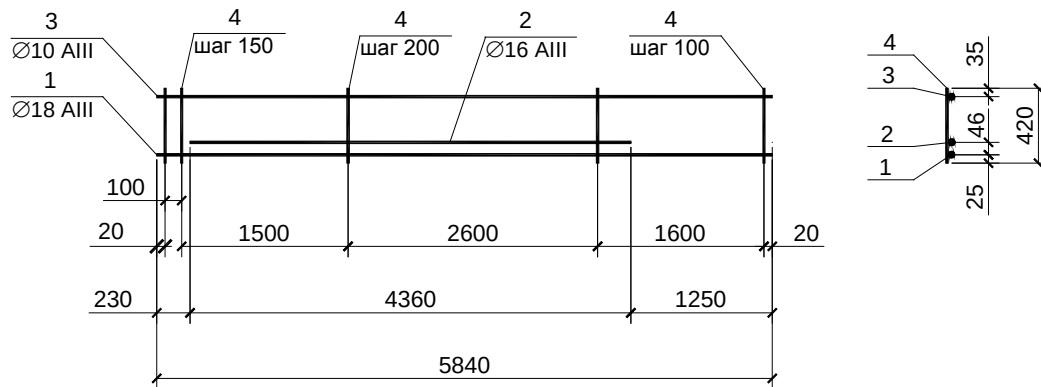
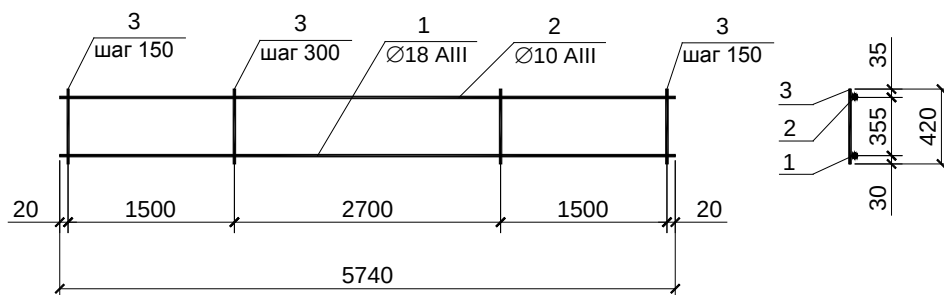


Рис. 10. Армирование второстепенной балки

КР1, КР1а



КР2, КР2а



С1, С2

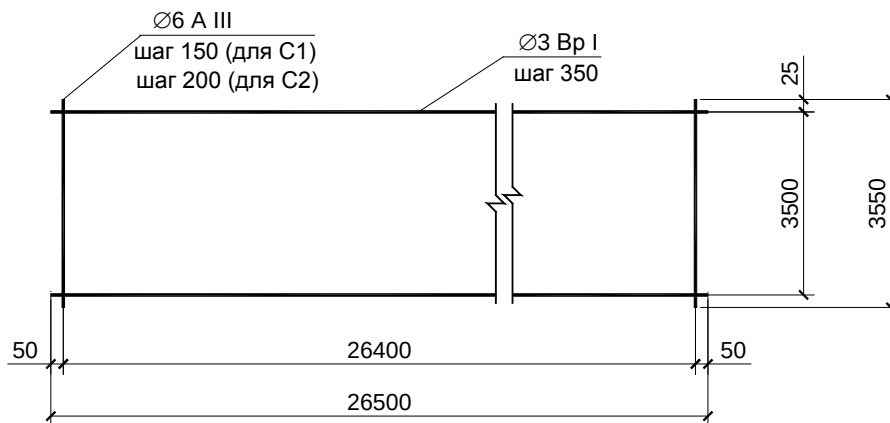


Рис. 11. Арматурные изделия второстепенной балки

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

Главные балки монолитного ребристого перекрытия в общем случае представляют ригели многопролетной и многоэтажной рамы. Статический расчет такой системы характеризуется большой трудоемкостью. Однако для зданий небольшой высоты (не более пяти этажей) статический расчет главной балки можно выполнить приближенно, принимая расчетную схему в виде многопролетной неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах (рис. 12). Расчетные пролеты принимают равными расстояниям между осями опор, а для крайних пролетов – расстоянию от середины площадки опирания на стену до оси колонны. Принимая для главной балки длину площадки опирания на стену равной 380 мм, получаем:

$$l_1 = l_3 = 9 - 0,25 + 0,38/2 = 8,94 \text{ м}; \quad l_2 = 9 \text{ м}.$$

• Нагрузку от второстепенных балок учитывают в виде сосредоточенных сил и определяют без учета неразрезности балок. Вес ребра главной балки – равномерно распределенная нагрузка, но для упрощения расчета ее также приводят к условным сосредоточенным силам, приложенным в местах опирания второстепенных балок.

Предварительно усилия в балке находят, как в упругой системе (по уравнению трех моментов, или по справочным таблицам, или с помощью программных комплексов методом конечных элементов) для различных вариантов положения временной нагрузки, затем производят перераспределение усилий.

При компоновке перекрытия приняты размеры сечения главной балки $b \times h = 380 \times 900$ мм, шаг второстепенных балок 2,25 м. Расчетная нагрузка от веса ребра главной балки

$$G_d = (0,9 - 0,08) \cdot 0,35 \cdot 2,25 \cdot 25 \cdot 1,1 = 17,758 \text{ кН}.$$

Расчетные сосредоточенные нагрузки на главную балку:

постоянная – $G = G_d + g \cdot l_{sb} = 17,758 + 8,74 \cdot 6 = 70,2 \text{ кН};$

временная – $P = p \cdot l_{sb} = 31,05 \cdot 6 = 186,3 \text{ кН};$

здесь $g = 8,64 \text{ кН/м}$ – постоянная погонная нагрузка на второстепенную балку;

$p = 31,05 \text{ кН/м}$ – то же, временная;

$l_{sb} = 6 \text{ м}$ – номинальный пролет второстепенной балки.

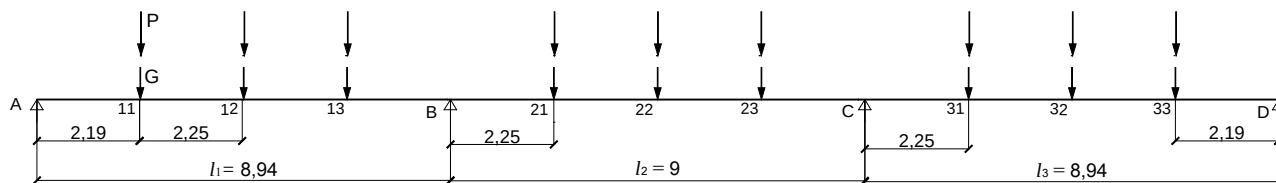


Рис. 12 . Расчетная схема главной балки и нумерация сечений

• Статический расчет балки как упругой системы выполнен с помощью вычислительного комплекса Лира САПР на следующие схемы загрузки:

I – постоянные нагрузки (загружены все пролеты);

II – временная в 1-м и 3-м пролетах для получения максимальных моментов в этих пролетах;

III – временная во 2-м пролете для получения в нем максимального момента;

IV – временная в 1-м и 2-м пролетах для получения $M_{B,min}$;

V – временная в 3-м пролете.

В табл. 7 приведены значения изгибающих моментов, вычисленных по упругой стадии для различных комбинаций нагрузок. Расчетные значения усилий рекомендуется оп-

ределять с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин. Поскольку в балке допускается

Таблица 7

Изгибающие моменты в сечениях главной балки по упругой стадии

№ схемы загру- жения	Моменты в сечениях балки, кНм										
	11	12	13	M_B	21	22	23	M_C	31	32	33
I	176,35	195,8	58,36	-235,98	0,94	79,92	0,94	-235,98	58,36	195,8	176,35
II	546,81	677,24	391,3	-311,03	-311,03	-311,03	-311,03	-311,03	391,3	677,24	546,81
III	-78,81	-157,61	-236,42	-315,22	313,54	523,13	313,54	-315,22	-236,42	-157,61	-78,81
IV	441,97	467,56	79,77	-730,4	28,2	367,61	287,85	-211,08	-158,31	-105,54	-52,77
V	26,04	52,07	78,11	104,14	-25,69	-155,52	-285,34	-415,17	313,19	625,17	520,78
I+II	723,16	873,04	449,66	-547,01	-310,1	-231,11	-310,1	-547,01	449,66	873,04	723,16
I+III	97,55	38,19	-178,06	-551,2	314,49	603,05	314,49	-551,2	-178,06	38,19	97,54
I+IV	618,32	663,37	135,13	-966,38	29,14	447,53	288,79	-447,06	-100	90,26	123,58
I+V	202,39	247,87	136,47	-131,84	-24,74	-75,6	-284,4	-651,15	371,55	820,98	697,13
Ординаты огибающей											
$M_{\min}$	-	-	-178,06	-966,38	-310,1	-231,11	-310,1	-651,15	-178,06	-	-
$M_{\max}$	723,16	873,04	449,66	-	314,49	603,05	314,49	-	371,55	873,04	723,16

Образование пластических шарниров, усилия можно перераспределить так, чтобы получить наибольший технико-экономический эффект. С точки зрения статического расчета это эквивалентно умножению ординат эпюр изгибающих моментов на произвольный коэффициент. Практически перераспределение производят с целью максимально возможного уменьшения опорных моментов в такой последовательности:

- составляют комбинации загружений, складывая усилия от каждого случая расположения временной нагрузки с усилиями от постоянной нагрузки;
- к каждой из полученных таким образом эпюр добавляют треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надопорными ординатами;
- по эпюрам моментов, построенных с учетом перераспределения усилий, выбирают наибольшие (по абсолютной величине) изгибающие моменты в расчетных сечениях, т.е. определяют ординаты огibaющей эпюры.

Перераспределенные моменты не должны отличаться от моментов по упругой стадии более чем на 30% (во избежание чрезмерного раскрытия трещин).

Поставим цель выровнять между собой опорные моменты M_B и M_C , чтобы упростить и унифицировать армирование на этих опорах.

Для комбинации загружений I+IV прилагаем дополнительный изгибающий момент $M = +255,38$ кНм, который в сумме с моментом в упругой системе обеспечит снижение опорного момента до -711 кНм (рис. 13), но пролетный момент в 1-м пролете возрастет до 791 кНм. Для загружений I+II на опорах В и С прилагаем максимально возможный изгибающий момент $M = 0,3M_B = -164$ кНм, что дает увеличение опорных моментов до -711 кНм, т.е. фор-

мально выравнивание опорных моментов выполнено. Пролетные моменты в 1-м и 3-м пролетах, естественно, равны.

Таким же образом выполняем перераспределение моментов для схем загрузки I+III и I+V, в результате чего сближаем пролетные моменты во всех пролетах, что может дать некоторый технико-экономический эффект.

Огибающая эпюра перераспределенных моментов приведена на рис. 14.

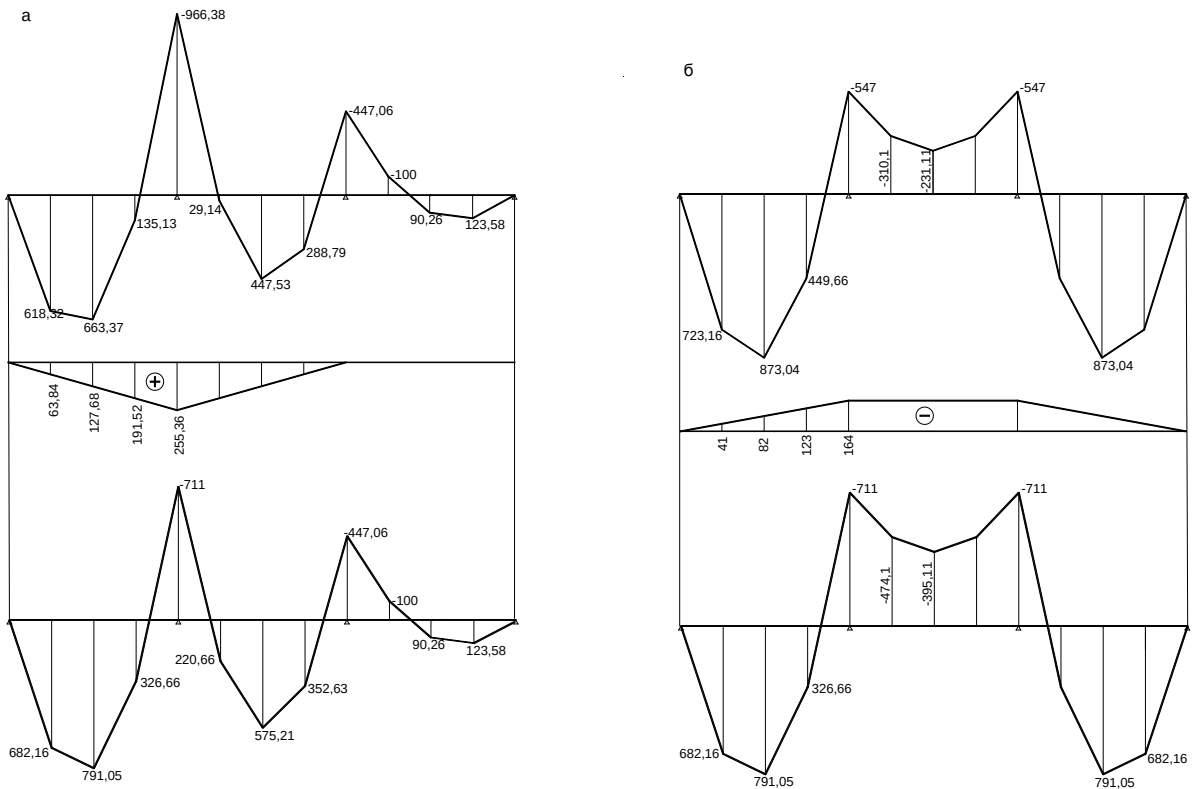


Рис. 13. Перераспределение моментов для схем загрузки I+IV (а) и I+II (б)

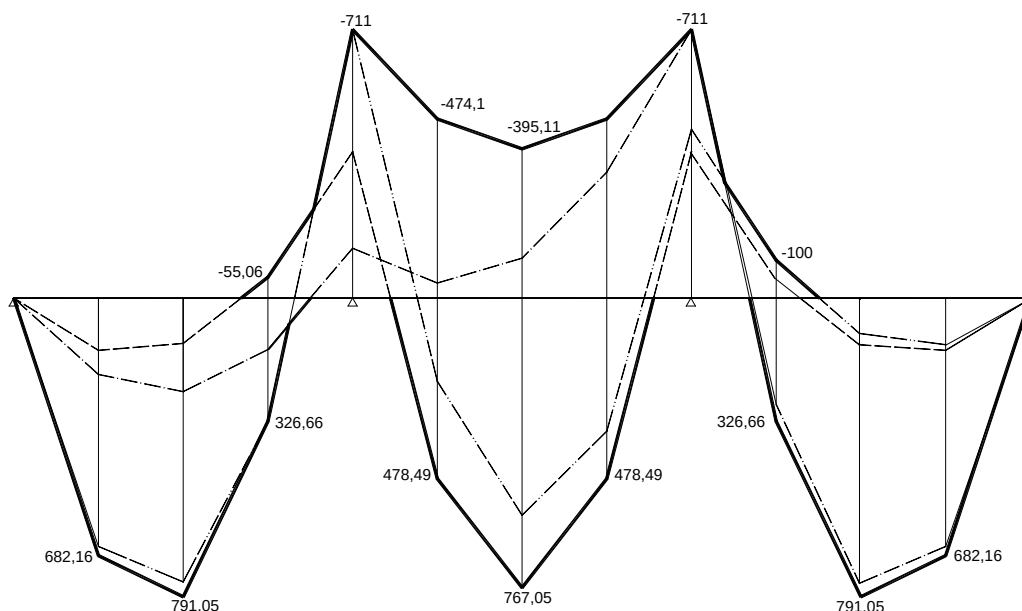


Рис. 14. Огибающая эпюра перераспределенных моментов

• Поперечные силы определим по участкам огибающей эпюры перераспределенных моментов как тангенс угла наклона эпюры (необходимые при этом положения нулевых точек ветвей эпюры моментов находятся элементарно, т.к. ветви прямолинейны). Например, для

загружения по схеме I+II при длине участков $\Delta l = 2,235$ м поперечные силы равны:

на участке от опоры А до сечения 11

$$Q_{A-11} = (682,16 - 0) / 2,235 = 305,2 \text{ кН};$$

на участке между сечениями 11 и 12

$$Q_{11-12} = (791,05 - 682,16) / 2,235 = 48,72 \text{ кН и т.д.}$$

Таблица 8

Поперечные силы в сечениях главной балки

Схема загрузки	Значения поперечных сил в сечениях, кН										
	Q_A	11	12	13	$Q_{B,l}$	$Q_{B,r}$	21	22	23	$Q_{C,l}$	$Q_{C,r}$
I+II	305,2	48,72	-207,78	-464,28	-464,28	105,29	35,1	-35,1	-105,29	-105,29	464,28
I+III	62	-8,21	-78,41	-148,52	-148,52	384,66	384,66	128,85	-128,85	-384,66	147,53
I+IV	305,2	48,72	-207,78	-464,28	-464,28	414,08	157,78	-98,92	-355,4	-355,4	154,27
I+V	90,55	20,35	-49,84	-120,05	-120,05	40,95	-29,25	-99,45	196,65	-196,65	461,18
Ординаты огибающей											
	305,2	48,72	207,78	464,28	464,28	414,08	384,66	128,85	355,4	384,66	464,28

Примечание. В качестве ординат огибающей приведены абсолютные значения Q , так как расчет балки по наклонным сечениям не зависит от направления действия поперечных сил.

■ *Расчет прочности нормальных сечений.* С е ч е н и е н а о п о р е В. Так как сечения балки и ее армирование справа и слева от опоры В одинаковы, находим больший (по абсолютной величине) момент по грани колонны (в пределах тела колонны изгиба балки нет), соответствующий комбинации I+II:

$$M_{ep} = M_B - Q_{B,l} \frac{h_c}{2} = -711,02 + 105,29 \cdot \frac{0,6}{2} = -679,41 \text{ кНм.}$$

Такой же момент действует и по грани опоры С.

При толщине защитного слоя 30 мм, предполагаемом диаметре продольных стержней 25...32 мм и двухрядном их расположении расстояние $a = 30 + 32 + 30/2 =$

$$= 77 \text{ мм} \approx 80 \text{ мм и рабочая высота сечения у опоры } h_0 = h - a = 900 - 80 = 820 \text{ мм.}$$

1. Определяем требуемое количество надопорной арматуры как для изгибаемого элемента прямоугольного профиля с размерами 350×820 мм (при действии отрицательного момента плита оказывается растянутой):

$$\alpha_m = \frac{M_{ep}}{R_b b h_0^2} = \frac{679,41 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 350 \cdot 820^2} = 0,251 < \alpha_R = 0,372 \text{ для арматуры А500;}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,251} = 0,294;$$

$$A_s = R_b b \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 350 \cdot 0,294 \cdot 820 / 435 = 2233 \text{ мм}^2.$$

Принимаем на опорах В и С стержни 2Ø32 + 2Ø20 ($A_s = 2237 \text{ мм}^2$).

2. На действие положительного момента в крайнем пролете $M = 791,05 \text{ кНм}$ плита оказывается в сжатой зоне и сечение рассматривается как тавровое с расчетной шириной сжатой полки равной $b_f' = l_{mb} / 3 + b = 9,0 / 3 + 0,35 = 3,35 \text{ м.}$

Проверяем положение нижней границы сжатой зоны бетона (в полке или в ребре), принимая рабочую высоту сечения $h_0 = 820$ мм:

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \cdot 3350 \cdot 80 \cdot (820 - 0,5 \cdot 80) = 2404 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$M = 791,05 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = 2404 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – нижняя граница сжатой зоны располагается в полке и сечение рассчитываем как прямоугольное, принимая $b = b'_f = 3350$ мм;

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{791,05 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 3350 \cdot 820^2} = 0,0305; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0305} = 0,031;$$

$$A_s = R_b b'_f \xi h_0 / R_s = 11,5 \cdot 3350 \cdot 0,031 \cdot 820 / 435 = 2250 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в крайнем пролете стержни 4Ø28 ($A_s = 2463 \text{ мм}^2$).

3. На действие положительного момента в среднем пролете $M = 767,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$ рассматриваем то же прямоугольное сечение размерами $b'_f \times h_0 = 3350 \times 830$ мм:

$$\alpha_m = \frac{767,05 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 3350 \cdot 820^2} = 0,0296; \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0296} = 0,03;$$

$$A_s = 11,5 \cdot 3350 \cdot 0,03 \cdot 820 / 435 = 2183 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в среднем пролете стержни 2Ø32 + 2Ø20 ($A_s = 2237 \text{ мм}^2$).

4. Отрицательные моменты в среднем пролете будут восприниматься стержнями надпорных каркасов, которые в среднем пролете обрывать не предполагается.

■ *Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечных сил.* Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету по минимальной поперечной силе, действующей на опоре А:

$$Q_A = 305,2 \text{ кН} > 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 350 \cdot 856 = 134819 \text{ Н} = 134,8 \text{ кН} \text{ – поперечная}$$

арматура должна устанавливаться по расчету; здесь принято уточненное значение рабочей высоты сечения: полагая, что верхний ряд пролетных стержней уже будет оборван в пролете, получим $h_0 = 900 - 30 - 28 / 2 = 856$ мм.

Сечение у опоры А. Расчет выполняем согласно п. 3.33 [4]. Рассматриваем наклонное сечение с горизонтальной проекцией C , равной расстоянию от грани опоры А до первого сосредоточенного груза в пролете (для упрощения примем расстояния между второстепенными балками равными 2,25 м во всех пролетах):

$$c_1 = 2,25 - 0,25 = 2,0 \text{ м}; \quad a_1 = c_1 / h_0 = 2,0 / 0,856 = 2,336 < 3 \quad (\text{см. п. 3.33, а [3]});$$

$$\varepsilon_1 = \frac{Q}{R_{bt} b h_0} = \frac{305,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 350 \cdot 856} = 1,132;$$

$$\varepsilon_{sp1} = \frac{1,5}{a_1} + 0,1875 a_{01} = \frac{1,5}{2,336} + 0,1875 \cdot 2,0 \square 1,017; \text{ здесь } a_{01} \text{ принимается}$$

равным меньшему из значений a_1 и 2 (см. п. 3.33, а [3]);

$\varepsilon_1 = 1,132 > \varepsilon_{sp1} = 1,017$, тогда требуемую интенсивность поперечного армирования определяем по формуле

$$q_{sw1} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1,5 / a_1}{0,75 a_{01}} = 0,9 \cdot 350 \frac{1,132 - 1,5 / 2,336}{0,75 \cdot 2,0} = 102,87 \text{ Н/мм.}$$

Максимально допустимый шаг поперечных стержней у опоры А

$$S_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 350 \cdot 856^2}{305,2 \cdot 10^3} = 756 \text{ мм.}$$

Из условия сварки каркасов наименьший диаметр поперечных стержней (в дальнейшем – хомуты) должен быть $32/4 = 8$ мм. Принимаем предварительно хомуты $\varnothing 8$ А500 ($A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 101 \text{ мм}^2$); расчетный шаг хомутов при этом составит

$$S_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw1}} = \frac{300 \cdot 101}{102,87} = 294,5 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг хомутов $S_w = 250$ мм на участке у опоры А на длине 2250 мм.

Сечение у опоры В слева. $Q_{max} = Q_{B,l} = 464,28 \text{ кН}$; $h_0 = 820 \text{ мм}$.

$$c_1 = a - h_c / 2 = 2,25 - 0,6/2 = 1,95 \text{ м};$$

$$a_1 = c_1 / h_0 = 1,95 / 0,82 = 2,378 < 3 \text{ - ограничение выполняется;}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{464,28 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 350 \cdot 820} = 1,797 > \varepsilon_{sp1} = \frac{1,5}{2,378} + 0,1875 \cdot 2,0 \leq 1,006$$

$$q_{sw} = 0,9 \cdot 350 \frac{1,797 - 1,5 / 2,378}{0,75 \cdot 2,0} = 244,9 \approx 250 \text{ Н/мм.}$$

На приопорных участках опоры В слева и справа располагаются два пролетных и два надопорных каркаса. На приопорном участке в пролетных каркасах шаг хомутов $S_{w1} = 250$ мм, а шаг хомутов S_{w2} надопорных каркасов найдем из равенства

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} \left(\frac{1}{S_{w1}} + \frac{1}{S_{w2}} \right), \text{ откуда } S_{w2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw} - \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_{w1}}} = \frac{300 \cdot 101}{250 - \frac{300 \cdot 101}{250}} = 235 \text{ мм.}$$

Примем на приопорных участках шаг $S_{w2} = 200$ мм на длине $l_1 = 2,25 - 0,6/2 = 1,95 \text{ м}$. Такое же поперечное армирование принято у опоры В справа и у опоры С.

На пролетных участках 11-13, 21-23 и 31-33 примем шаг хомутов $S_{w2} = 500$ мм и проверим прочность наклонного сечения, начинающегося от грани опоры В и заканчивающегося у среднего груза. Длина проекции такого сечения $c = 2 \cdot 2,25 - 0,6/2 = 4,2 \text{ м} = 4200 \text{ мм}$. Но т.к. $c = 4200 \text{ мм} > 3h_0 = 3 \cdot 820 = 2460 \text{ мм}$, поэтому принимаем $c = 2460 \text{ мм}$. Поперечная сила от нагрузки на этом участке равна $Q = 208 \text{ кН}$ (см. таб. 8, участок 12-13). Проверку прочности выполняем из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (20)$$

где Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами в наклонном сечении.

При определении усилия Q_{sw} надо учесть, что рассматриваемое наклонное сечение с длиной проекции $c = 2460 \text{ мм}$ пересекает участки с разным шагом хомутов (с различной ин-

тенсивностью поперечного армирования):

$$\text{у опоры В (участок 13-В) – } q_{sw1} = 300 \cdot 101 \left(\frac{1}{250} + \frac{1}{200} \right) = 272,7 \text{ Н/мм};$$

на пролетном участке 11-13 –

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw,2}}{S_{w2}} = \frac{300 \cdot 101}{500} = 60,6 < q_{sw,min} = 0,25 R_{bt} b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 350 = 78,75 \text{ Н/мм}, \text{ т.е.}$$

формально надо бы уменьшить шаг хомутов на этом участке. Но согласно п. 3.31 [4] можно не выполнять это условие, если принять значения

$$c = c_{max} = 3h_0 = 2460 \text{ мм};$$

$$Q_b = Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 350 \cdot 820 = 129150 \text{ Н} = 129 \text{ кН},$$

$$\text{и } c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 820 = 1640 \text{ мм}.$$

Согласно п. 3.34 [4] если значение $2h_0 + l_1 = 2 \cdot 820 + 1950 = 3590 > c = 2460 \text{ мм}$, то

поперечное усилие Q_{sw} определяется по формуле

$$Q_{sw} = 0,75 [q_{sw1} c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = \\ = 0,75 [272,7 \cdot 1,64 - (272,7 - 60,6)(2,46 - 1,95)] = 254,3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие прочности наклонного сечения (20)

$$Q_b + Q_{sw} = 129 + 254,3 = 383,3 \text{ кН} > Q = 208 \text{ кН},$$

т.е. при принятом поперечном армировании прочность рассмотренного наклонного сечения обеспечена.

Таким образом, длину участка с шагом хомутов $S_{w1} = 250 \text{ мм}$ в пролетных каркасах и $S_{w2} = 200 \text{ мм}$ в надопорных у опоры В слева принимаем равной 1,95 м. У опоры А при шаге хомутов $S_{w1} = 250 \text{ мм}$ прочность наклонного сечения заведомо будет обеспечена ($Q_A = 305,2 \text{ кН} < Q_{B,l} = 464,28 \text{ кН}$), а длину участка с шагом $S_{w1} = 250 \text{ мм}$ у опоры А принимаем равной 2,25 м. На остальной части пролета длиной равной 4,5 м шаг хомутов принимаем $S_{w2} = 500 \text{ мм}$.

■ *Обрыв продольной арматуры.* В целях экономии часть продольных рабочих стержней обрывают там, где они уже не требуются для восприятия изгибающего момента. Обрываемые стержни должны быть заведены за место теоретического обрыва (т.е. за нормальное сечение, в котором момент от внешних нагрузок равен моменту внутренних сил при остающихся после обрыва стержнях) на длину

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s, \quad (21)$$

$$\text{при этом, если } \frac{Q}{2q_{sw}} > h_0, \text{ то } w = 2h_0 \left(1 - \frac{q_{sw} h_0}{Q} \right) + 5d_s, \quad (22)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва; q_{sw} - интенсивность поперечного армирования на единицу длины;

d_s - диаметр обрываемого стержня.

Обрыв пролетной арматуры в крайнем пролете. По расчету на восприятие пролетного момента подобрано 4Ø28 А500, располагаемых в двух каркасах в два ряда. Обрываем в каждом каркасе по 1Ø28, оставшиеся 2Ø28 доводим до опоры.

Несущая способность нормального сечения с оставшимися после обрыва стержнями 2Ø28 А500 ($A_s = 1232 \text{ мм}^2$):

$$h_0 = 900 - 30 - 28 / 2 = 856 \text{ мм}; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1232}{350 \cdot 856} = 0,0041;$$

$$\xi = \mu R_s / R_b = 0,0041 \cdot 435 / 11,5 = 0,156; \quad \varphi = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,156 = 0,922;$$

$$M_{2\text{Ø}28} = R_s A_s \varphi h_0 = 435 \cdot 1232 \cdot 0,922 \cdot 856 = 423,07 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 423 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расстояние от оси опоры В до сечения с моментом равным 423 кН·м из простого подобия треугольников (ветви огибающей эпюры прямолинейны) составляет $l_B =$

$= 2,25 + 0,467 = 2,717 \text{ м}$. Поперечная сила в этом сечении $Q = 207,78 \text{ кН}$ (см. табл. 8); шаг хомутов на этом участке 500 мм, интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = 300 \cdot 101 / 500 = 60,6 \text{ Н/мм};$$

$$Q / 2q_{sw} = 207,78 \cdot 10^3 / (2 \cdot 60,6) = 1710 \text{ мм} > h_0 = 856 \text{ мм},$$

поэтому длину заделки определим по формуле (22)

$$w = 2 \cdot 856 \left(1 - \frac{60,6 \cdot 856}{207,78 \cdot 10^3} \right) + 5 \cdot 28 = 1424 \text{ мм} = 1,424 \text{ м},$$

тогда расстояние от грани опоры В до места фактического обрыва стержней Ø28:

$$l_B - h_c / 2 + 0,467 - w = 2,717 - 0,6/2 + 0,467 - 1,424 = 1,45 \text{ м}.$$

Расстояние от оси опоры А на стене до сечения с моментом, равным 423 кН·м, найдено аналогично и составляет $l_A = 1395 \text{ мм}$; $Q_A = 305,2 \text{ кН}$; шаг хомутов 250 мм и

$$q_{sw} = 300 \cdot 101 / 250 = 121,2 \text{ Н/мм};$$

$Q / 2q_{sw} = 305,2 \cdot 10^3 / (2 \cdot 121,2) = 1259 \text{ мм} > h_0 = 856 \text{ мм}$, поэтому длину заделки определим по формуле (22)

$$w = 2 \cdot 856 \left(1 - \frac{121,2 \cdot 856}{305,2 \cdot 10^3} \right) + 5 \cdot 28 = 1270 \text{ мм}.$$

Очевидно, что в данном случае обрывать стержни нецелесообразно (длина отрезков составит всего $1395 - 1270 + (380 - 250) - 10 = 245 \text{ мм}$), поэтому доводим все стержни до торца балки.

Обрыв пролетной арматуры в среднем пролете. По расчету на восприятие пролетного момента подобраны стержни 2Ø32+2Ø20 А500. Обрываем верхний ряд из 2Ø20, остается нижний ряд из 2Ø32. Несущая способность нормального сечения с оставшимися стержнями 2Ø32 А500 ($A_s = 1609 \text{ мм}^2$) и рабочей высотой сечения $h_0 = 900 - 30 - 32 / 2 = 854 \text{ мм}$, составит:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1609}{350 \cdot 854} = 0,0054;$$

$$\xi = \mu R_s / R_b = 0,0054 \cdot 435 / 11,5 = 0,204;$$

$$\varphi = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,204 = 0,898;$$

$$M_{2\varnothing 32} = R_s A_s \varphi h_0 = 435 \cdot 1609 \cdot 0,898 \cdot 854 = 536,68 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 536,68 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расстояние от оси опоры В до сечения с моментом $M = 536,68 \text{ кН}\cdot\text{м}$ составляет $l_B = 2,25 + 0,425 = 2,675 \text{ м}$. Поперечная сила в этом участке $Q = 128,85 \text{ кН}$; шаг хомутов 500 мм , при этом интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = 300 \cdot 101 / 500 = 60,6 \text{ Н/мм};$$

$$Q / 2q_{sw} = 128,85 \cdot 10^3 / (2 \cdot 60,6) = 1063 \text{ мм} > h_0 = 854 \text{ мм},$$

поэтому длину заделки определим по формуле (22)

$$w = 2 \cdot 854 \left(1 - \frac{60,6 \cdot 854}{128,85 \cdot 10^3} \right) + 5 \cdot 20 = 1122$$

Расстояние от места фактического обрыва стержня $\varnothing 20$ до конца пролетного каркаса (т.е. до грани колонны) в сторону опоры В

$$l_{обр} = l_B - w - h_c / 2 - 5 = 2675 - 1122 - 600 / 2 = 1253 \text{ мм}.$$

Такое же расстояние будет и в сторону опоры С.

Обрыв надопорных каркасов. Положение нулевой точки моментов слева от опоры В при нагружении по схеме I+IV

$$326,66 / (2,25 - x) = 711,02 / x, \text{ откуда } x = 1,541 \text{ м (отсчет от оси опоры В)}.$$

В пролетных каркасах приняты верхние стержни $2\varnothing 16 \text{ мм A500}$ ($A_s = 402 \text{ мм}^2$). Несущая способность сечения с этими стержнями при рабочей высоте $h_0 \approx 900 - 30 - 16 / 2 = 862 \text{ мм}$, составляет:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{402}{350 \cdot 862} = 0,0013; \quad \xi = 0,0013 \cdot 435 / 11,5 = 0,050;$$

$$\varphi = 1 - 0,5 \cdot 0,050 = 0,975;$$

$$M_{2\varnothing 16} = R_s A_s \varphi h_0 = 435 \cdot 402 \cdot 0,974 \cdot 862 = 147 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 147 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В сечении с этим моментом слева от опоры В можно оборвать надопорные каркасы.

Расстояние от оси опоры В до сечения с моментом $M = -147 \text{ кНм}$ по огибающей

$$\text{составляет } l_x = 1541 - 1541 \cdot 147 / 711,02 = 1222 \text{ мм}.$$

$$\text{Усредненный диаметр продольных стержней в каркасе } d_m = \frac{32^2 + 20^2}{32 + 20} = 27,4 \text{ мм};$$

поперечная сила на этом участке $Q = 464,28 \text{ кН}$; шаг хомутов 200 мм , площадь сечения хомутов $A_{sw} = 201 \text{ мм}^2$ (т.к. на этом участке размещаются хомуты пролетных и надопорных каркасов) интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} \left(\frac{1}{S_{w1}} + \frac{1}{S_{w2}} \right) = 300 \cdot 101 \left(\frac{1}{200} + \frac{1}{250} \right) = 272,7 \text{ Н/мм};$$

$$Q / 2q_{sw} = 464,28 \cdot 10^3 / (2 \cdot 272,7) = 851 \text{ мм} < h_0 = 854 \text{ мм},$$

длину заделки за сечение с моментом $M = -143$ определяем по формуле (21)

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{464,28 \cdot 10^3}{2 \cdot 272,7} + 5 \cdot 27,4 = 988 \text{ мм.}$$

Расстояние от оси опоры В до места фактического обрыва надопорных каркасов $l_{B,l} = 1231 + 988 = 2219 \text{ мм}$. Принимаем это расстояние равным 2250 мм.

■ *Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента.* Расчет выполняется согласно п. 3.43-3.46 [4] для наклонных сечений, начинающихся от грани свободной опоры А и состоит в проверке условия

$$M \leq M_s + M_{sw} \quad (23)$$

где M – момент от опорной реакции относительно конца наклонного сечения с длиной проекции c ; M_s – момент, воспринимаемый растянутой арматурой; M_{sw} – момент, воспринимаемый хомутами в наклонном сечении.

По п. 3.46 [4] при действии сосредоточенных сил длина проекции наклонного сечения c принимается равной расстоянию от грани опоры до 1-го груза или значению Q/q_{sw} , если оно меньше этого расстояния, но не более $2h_0$. Расстояние от грани опоры А до 1-го груза $c = 2,25 - 0,25 = 2,0 \text{ м}$; $q_{sw} = 300 \cdot 101 / 250 = 121,2 \text{ Н/мм}$; $Q/q_{sw} = 305,2 / 121,2 = 2,5 \text{ м}$; $c = 2,0 \text{ м} < Q/q_{sw} = 2,5 \text{ м}$, но больше $2h_0 = 2 \cdot 0,82 = 1,64 \text{ м}$, поэтому к расчету принимаем $c = 1,64 \text{ м}$.

Требуемая длина анкеровки растянутых стержней $\varnothing 28$:

$$l_{an} = \lambda_{an} d_s = 48 \cdot 28 = 1344 \text{ мм,}$$

где $\lambda_{an} = 48$ – из таб. 3.3 [4] для А500 и бетона В20 при значении $\alpha = 1$; здесь коэффициент $\alpha = 1$ принимается при отношении $\sigma_b / R_b < 0,25$, в котором $\sigma_b = Q_{max} / A_{sup} = 305,2 \cdot 10^3 / 134750 = 2,265 \text{ МПа}$; $A_{sup} = b l_{sup} = 350 \cdot 385 = 134750 \text{ мм}^2$; b и l_{sup} – ширина сечения балки и глубина заделки балки в стену; $\sigma_b / R_b = 2,265 / 11,5 = 0,197 < 0,25$.

Усилие в растянутых продольных стержнях $2\varnothing 28$ в зоне анкеровки

$$N_s = \gamma_s R_s A_s = 0,279 \cdot 435 \cdot 2463 = 298922 \text{ Н} = 298,9 \text{ кН,}$$

где $\gamma_s = l_s / l_{an} = 375 / 1344 = 0,279$; $l_s = l_{sup} - 10 = 385 - 10 = 375 \text{ мм}$. $A_s = 2463 \text{ мм}^2$.

На длине $l_s = 375 \text{ мм}$ установим 3 вертикальных с шагом 150 мм и 2 горизонтальных поперечных стержня, тогда их общее количество при двух каркасах составит

$n_w = 2 \cdot 3 + 2 = 8$. В этом случае усилие N_s можно увеличить на добавку N_w :

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 8 \cdot 150 \cdot 8^2 \cdot 0,9 = 48384 \text{ Н} = 48,38 \text{ кН,}$$

но не более $0,8 R_s d_w^2 n_w = 0,8 \cdot 435 \cdot 8^2 \cdot 8 = 178176 \text{ Н} = 178 \text{ кН}$ – ограничение выполняется.

Полное усилие в растянутом стержне $N_s = 298,9 + 48,38 = 347,28 \text{ кН}$.

Рабочая высота сечения балки $h_0 = 900 - 30 - 28 - 28/2 = 828 \text{ мм}$, а плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_{sb}} = 828 - \frac{347,28 \cdot 10^3}{2 \cdot 11,5 \cdot 350} \approx 785 \text{ мм.}$$

Определяем моменты, входящие в условие прочности (23):

$$M_s = N_s z_s = 347,28 \cdot 0,785 = 272,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 121,2 \cdot 1,64^2 \approx 163 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M = Q_{max} x - \Sigma F_i = 305,2 \cdot 1,768 - 0 = 539,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где $x = l_{sup} / 3 + c = 0,385 / 3 + 1,64 = 1,768 \text{ м}$.

$M = 539,7 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_s + M_{sw} = 272,6 + 163 = 435,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ - условие (23) не выполняется, необходимо увеличить поперечное армирование или предусмотреть специальные анкера на концах продольных стержней.

Поставим на приопорном участке два дополнительных каркаса длиной $l_1 = 1 \text{ м}$

с хомутами $\varnothing 8$ и шагом 250 мм. Интенсивность поперечного армирования при этом

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_w = 300 \cdot 201 / 250 = 241,2 \text{ Н/мм}.$$

Наклонное сечение пересекает участки с разной интенсивностью хомутов: на участке с дополнительными каркасами $q_{sw1} = 241,2 \text{ Н/мм}$, далее – $q_{sw2} = 121,2 \text{ Н/мм}$.

С учетом этого момент, воспринимаемый хомутами на длине $c = 1,64 \text{ м}$, составит

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw1} c^2 - 0,5 (q_{sw1} - q_{sw2}) (c - l_1)^2 = \quad (24)$$

$$= 0,5 \cdot 241,2 \cdot 1,64^2 - 0,5 (241,2 - 121,2) (1,64 - 1,0)^2 = 299,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Проверяем условие прочности (23)

$$M = 539,7 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_s + M_{sw} = 272,6 + 299,5 = 572,1 \text{ кН}\cdot\text{м} - \text{прочность обеспечена.}$$

■ *Расчет на отрыв.* В местах примыкания второстепенных балок к главным сосредоточенная нагрузка приложена в пределах высоты сечения главной балки (в ее растянутой зоне), тогда как у второстепенной балки здесь находится сжатая зона. В результате возможен отрыв растянутого бетона главной балки по схеме на рис. 15. Усилие отрыва $G + P$ воспринимается дополнительной вертикальной арматурой.

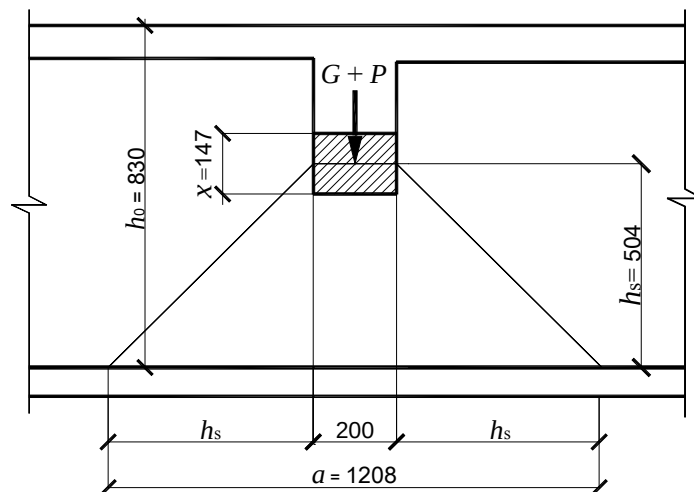


Рис. 15. Схема к расчету на отрыв

В опорном сечении второстепенной балки из ее расчета имеем $\alpha_m = 0,331$ и

$\xi = 0,419$, тогда высота сжатой зоны бетона на опоре второстепенной балки $x = \xi h_0 = 0,419 \cdot 350 \approx 147 \text{ мм}$. Определяем длину зоны отрыва:

$$h_s = h_0 - h_{sb} + x / 2 = 830 - 400 + 147 / 2 \approx 504 \text{ мм};$$

$$a = 2h_s + b = 2 \cdot 504 + 200 = 1208 \text{ мм}.$$

$$F = G + P = 70,2 + 186,3 = 256,5 \text{ кН}.$$

Армирование зоны отрыва выполним сетками с вертикальными стержнями $\varnothing 8$ А500, требуемая площадь сечения которых определяется из условия

$$F(1 - h_s / h_0) \leq \Sigma R_{sw} A_w, \quad (25)$$

$$\text{откуда} \quad A_w = \frac{F}{R_{sw}} (1 - h_s / h_0) = \frac{256,5 \cdot 10^3}{300} (1 - 504 / 830) = 335,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем две сетки с вертикальными стержнями $5\varnothing 8$ А500 в каждой, всего

$10\varnothing 8$ А500 ($\Sigma A_w = 503 \text{ мм}^2$); шаг стержней в сетке равен 300 мм.

■ *Конструирование главной балки.* Армирование главной балки выполняется самостоятельными пролетными и надпорными плоскими сварными каркасами, которые объединяются в пространственные горизонтальными поперечными стержнями $\varnothing 8$ А500 с шагом 500 мм (поз. 1, рис. 16). Расположение каркасов по длине главной балки и их конструкция приведены на рис. 16. Конструктивные размеры каркасов и их положение по длине балки и в сечениях принимаются с учетом технологичности изготовления и могут незначительно отличаться от расчетных размеров.

В надпорных каркасах рабочие стержни не обрываются и ввиду большой их общей длины, превышающей мерную заводскую, каркасы поделены пополам. Объединяются надпорные каркасы в середине второго пролета приваркой коротышей, требуемый диаметр и длину сварных швов которых можно установить так:

- усилие в стержнях $2\varnothing 32 + 2\varnothing 20$ ($A_s = 2237 \text{ мм}^2$) надпорных каркасов при действии в середине второго пролета отрицательного момента $M = -395,11 \text{ кНм}$ составляет

$$\Sigma N_s = M / z \approx 395,11 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 820) = 535,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

и распределяется между стержнями пропорционально площади их сечения:

$$\text{в стержнях } 2\varnothing 32 - \frac{1609}{2237} \cdot 535,4 = 385 \text{ кН}; \quad \text{в стержнях } 2\varnothing 20 - \frac{628}{2237} \cdot 535,4 \approx 150 \text{ кН};$$

- требуемая суммарная длина сварных швов с катетом $h_w = 6 \text{ мм}$ для стержней $\varnothing 32$

$$\Sigma l_w = \frac{N_s}{\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{385 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 6 \cdot 180} = 509 \text{ мм}; \quad \text{длина одного шва } l_w = 509 / 4 + 10 = 147 \text{ мм};$$

- требуемое сечение коротышей для соединения стержней $\varnothing 32$:

$$A_s = \frac{1}{2} \frac{N_s}{R_s} = \frac{1}{2} \frac{385 \cdot 10^3}{435} = 442,5 \text{ мм}^2, \quad \text{принято } 2\varnothing 18 (A_s = 509 \text{ мм}^2, l = 150 \dots 180 \text{ мм}).$$

Аналогично для соединения стержней $\varnothing 20$ принято $2\varnothing 12$ ($A_s = 226 \text{ мм}^2$,

$l = 150 \dots 180 \text{ мм}$).

В пределах тела колонны хомуты в надпорных каркасах не устанавливаются.

В местах примыкания второстепенных балок к главным устанавливают по две дополнительных сетки С1 с общим количеством вертикальных стержней $10\varnothing 8$ А500.

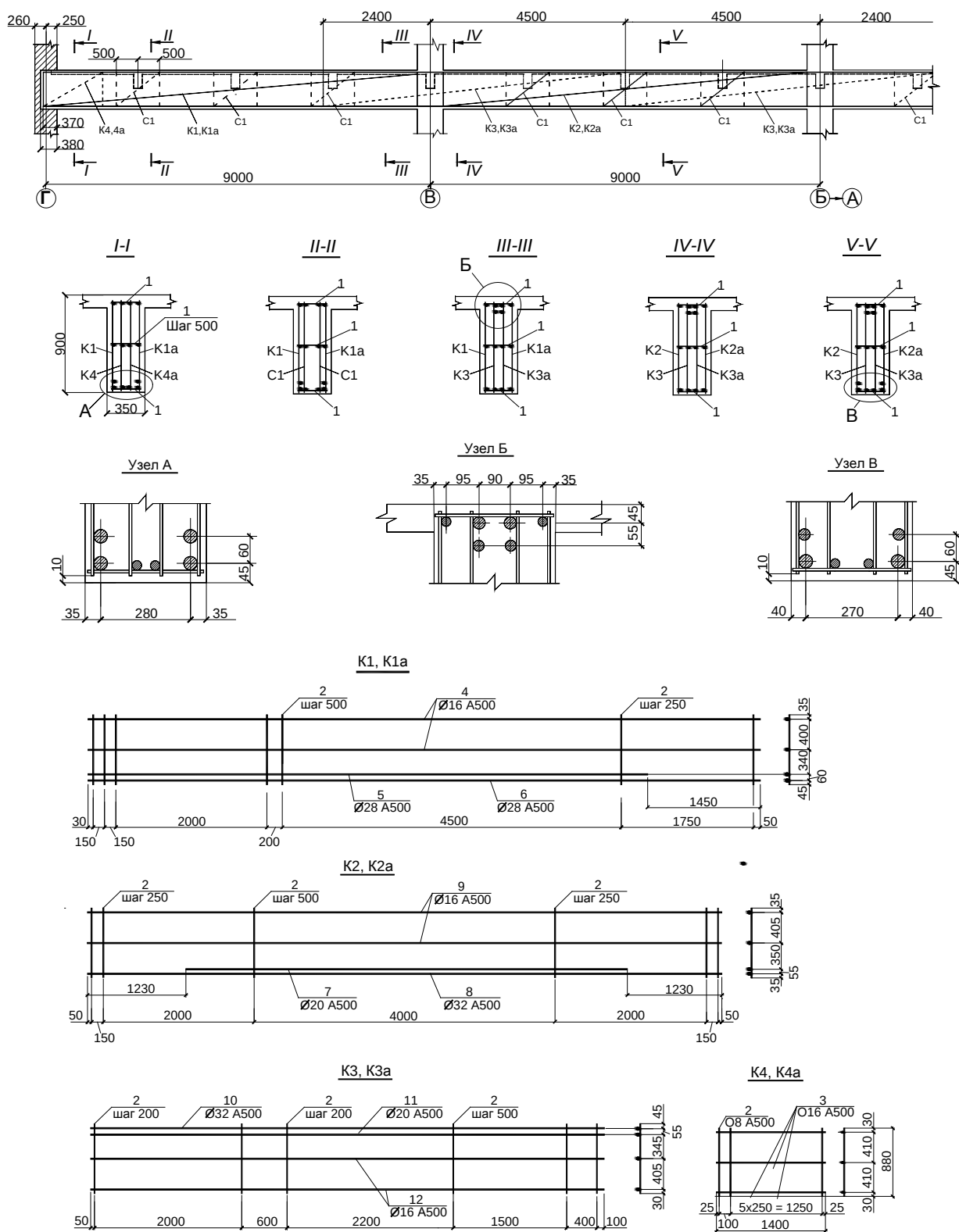


Рис. 16. Армирование главной балки сварными каркасами

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2012. 155 с.
2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. М., 2011. 78 с.
3. СП 101-52-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2005. 54 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. М.: ЦНИИпромзданий, 2005. 212 с.
5. Гольшев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е издание, перераб. и доп. – Киев, «Будивэльник», 1990. 544 с.
6. Заикин А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания. М., АСВ, 2002. 200 с.
7. Заикин А.И., Кришан А.Л. Расчет железобетонных конструкций многоэтажного здания. Магнитогорск, ИЦ МГТУ, 2015, 145 с.
8. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. Изд. АСВ, М., 2010. 347 с.
9. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. Изд. АСВ, М., 2009. 343 с.
10. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий / ФГУП «НИЦ «Строительство», НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, ЗАО «КТБ НИИЖБ». М., 2007.

Учебное текстовое электронное издание

Заикин Анатолий Иосифович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Учебно-методическое пособие

1,03 Мб

1 электрон. опт. диск

г. Магнитогорск, 2017 год
ФГБОУ ВО «МГТУ им. Г.И. Носова»
Адрес: 455000, Россия, Челябинская область, г. Магнитогорск,
пр. Ленина 38

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный
технический университет им. Г.И. Носова»
Кафедра проектирования зданий и строительных конструкций
Центр электронных образовательных ресурсов и
дистанционных образовательных технологий
e-mail: ceor_dot@mail.ru