

Железобетонные конструкции многоэтажного здания в молитном исполнении (с неполным каркасом)

**Методические указания
по выполнению курсового проекта**

Введение

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Компоновка конструктивной схемы перекрытия

Проектирование элементов здания

Расчет и конструирование плиты

Расчет и конструирование второстепенной балки

Расчет и конструирование главной балки

Расчет и конструирование колонны

Расчет и конструирование фундамента

Графическая часть проекта

Приложение 1. Исходные данные

Приложение 2. Сортамент арматуры

Литература

**Советы
пользователю**

Авторы



Введение

Многоэтажными бывают не только жилые дома, но также здания производственного, административно-бытового и общественного назначения. Подобные здания чаще всего выполняют каркасными. **Каркас** — это пространственный остов, несущий вертикальные и горизонтальные нагрузки. Если основные несущие элементы перекрытий по крайним осям опираются на колонны, каркас называется **полным**, если на несущие (чаще кирпичные) стены, — **неполным**.

Ребристое перекрытие **с балочными плитами** (длинная сторона поля плиты превышает короткую в 2 и более раз) состоит из плиты, работающей по короткому направлению, **второстепенных и главных балок** (рис. 1). Все элементы перекрытия монолитно связаны между собой и выполняются из бетона классов В15...В25. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер — плита — с пролетом, равным расстоянию между гранями соседних второстепенных балок, работает на местный изгиб. Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей, но не менее 60 мм.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, а те, в свою очередь, — на **колонны** и наружные стены. Колонна каждого этажа воспринимает нагрузку от колонн вышележащих этажей. Следовательно, самые нагруженные — колонны первого этажа, они опираются на **фундаменты**, через которые и передается на основание нагрузка от здания.

Главные балки располагают обычно поперек здания с пролетами 6...8 м. Второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны. Пролеты второстепенных балок составляют 5...7 м, плиты — 1,2...2,5 м. При этом длина стороны каждого поля плиты должна превышать ширину в 2 или более раза.

Кроме вертикальных на здание действуют и горизонтальные нагрузки: ветровое давление, от торможения внутрицехового транспорта, а также случайные воздействия, не всегда поддающиеся учету. Совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок может привести к потере общей устойчивости здания, если не обеспечить его **пространственную жесткость**. В зданиях с монолитными перекрытиями ее обеспечивают **жесткие узлы каркаса**, которые в отличие от шарнирных способны воспринимать не только продольные и поперечные силы, но и изгибающие моменты. В зданиях с неполным каркасом ветровая нагрузка воспринимается в основном продольными и поперечными стенами.

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Целью работы является проектирование несущих конструкций неполного каркаса трехпролетного многоэтажного здания с монолитными ребристыми перекрытиями с балочными плитами. В составе проекта рассчитываем и конструируем плиту перекрытия, два пролета второстепенной и главной балок, среднюю колонну первого этажа и фундамент под нее. Каждую конструкцию нужно рассчитать только по прочности и разработать чертежи.

Исходными данными для проектирования (**приложение 1**) являются: размеры здания в плане по наружным осям $L_1 \times L_2$, расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями $l_1 \times l_2$ (сетка колонн), количество и высота этажей, полезная нормативная нагрузка на 1 м^2 покрытия и перекрытий (включая постоянную, длительную и кратковременную) и классы рабочей арматуры. Перечисленных данных, однако, недостаточно для того, чтобы непосредственно приступить к разработке конструкций. Вначале необходимо скомпоновать перекрытие, определить размеры его элементов и их расчетные пролеты. Напомним, что чертежи следует выполнять с учетом требований Системы проектной документации для строительства — СПДС [6, 7]. В частности, проект должен иметь шифр, например: КП1. ЖБК. 03, где КП1 означает «курсовой проект № 1», ЖБК — учебная дисциплина «железобетонные конструкции», 03 — номер задания.

Компоновка перекрытия

Толщину плиты перекрытия производственного здания принимают (**рис. 2**)

$$h_{пл} = (1/20 \dots 1/30) \cdot a,$$

где a — расстояние между осями соседних второстепенных балок (**рис. 1**) назначают в пределах 1200...2500 мм.

Толщина плиты должна быть не менее 60 мм. При значительных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Так, при временной нагрузке $10 \dots 15 \text{ кН/м}^2$ и a более 2 м толщину плит принимают 80...100 мм (по условиям экономичного армирования) кратно 10 мм. Глубину опирания плиты на кирпичную стену назначают не менее 120 мм.

Высоту сечения второстепенных балок принимают (**рис. 2**) $h_{об} = (1/12 \dots 1/20) \cdot l_2$,

где l_2 — расстояние между осями соседних главных балок (**рис. 1**), а ширину — $b_{об} = (0,4 \dots 0,5) \cdot h_{об}$.

Размеры $h_{\text{вб}}$ и $b_{\text{вб}}$ должны быть кратными 50 мм. Длину площадки опирания второстепенной балки на кирпичную стену принимают 250 мм.

Высоту сечения главных балок принимают (рис. 3)

$$h_{\text{зб}} = (1/8 \dots 1/15) \cdot l_1,$$

где l_1 — расстояние между осями колонн (рис. 1), а ширину —

$$b_{\text{зб}} = (0,4 \dots 0,5) \cdot h_{\text{зб}}.$$

При этом высота главной балки должна превышать высоту второстепенной не менее, чем на 50 мм.

Размеры $h_{\text{зб}}$ и $b_{\text{зб}}$ должны быть кратными 50 мм. При $h_{\text{зб}} > 600$ мм высоту сечения главных балок принимают кратной 100 мм. Длина площадки опирания главной балки на кирпичную стену принимают обычно 380 мм.

Для расчета плиты условно вырезают полосу шириной 1 м поперек второстепенных балок (рис. 1). Эту полосу рассматривают как многопролетную балку, промежуточными опорами которой являются второстепенные балки, а крайними — стены. Расчетные пролеты плиты определяют следующим образом:

— для средних пролетов $l_{02} = a - b_{\text{вб}}$, где a — расстояние между осями второстепенных балок, $b_{\text{вб}}$ — ширина второстепенной балки;

— для крайних пролетов $l_{01} = a - b_{\text{вб}}/2 - c + d_n/2$, здесь c — привязка внутренних граней стен к осям, d_n — глубина опирания плиты на стену.

Расчетная схема плиты показана на рис. 2.

Второстепенную балку рассматривают как многопролетную, промежуточными опорами которой являются главные балки, а крайними — стены. Расчетные пролеты второстепенной балки (рис. 3):

— для средних пролетов $l_{02} = l_2 - b_{\text{зб}}$, где l_2 — расстояние между осями соседних главных балок, $b_{\text{зб}}$ — ширина главной балки;

— для крайних пролетов $l_{01} = l_2 - b_{\text{зб}}/2 - c + d_{\text{вб}}/2$, здесь $d_{\text{вб}}$ — длина площадки опирания второстепенной балки на стену.

Главную балку рассматривают как многопролетную, промежуточными опорами которой являются колонны, а крайними — стены. Расчетные пролеты главной балки (рис. 4):

— для средних пролетов $l_{02} = l_1$, где l_2 — расстояние между осями колонн;

— для крайних пролетов $l_{01} = l_1 - c + d_{\text{зб}}/2$, здесь $d_{\text{зб}}$ — длина площадки опирания главной балки на стену.

Пример 1. Компоновка перекрытия, определение размеров и расчетных пролетов его элементов

Требуется скомпоновать конструктивную схему перекрытия, назначить размеры плиты, второстепенных и главных балок трехпролетного каркасного здания.

Исходные данные: размеры в плане по наружным осям 18×58 м, сетка колонн $6 \times 5,8$ м, высота этажей 4,2 м, район строительства г. Новосибирск (IV снеговой район по [карте 1 \[1\]](#)), нагрузки на перекрытие без учета собственной массы приведены в [табл. 1](#), здание II класса ответственности ($\gamma_n = 0,95$).

Решение. Привязку внутренних граней стен к крайним разбивочным осям принимаем 250 мм, направление главных балок — поперечное, второстепенных — продольное с шагом $a = 2000$ мм. Толщину плиты $h_{пл}$ принимают не менее 6 см. Для ее назначения можно использовать эмпирическую формулу

$$h_{пл} = a \cdot \sqrt{pa},$$

где $h_{пл}$ в см, a в м, p — нормативное значение полезной нагрузки в кПа.

$$h_{пл} = 2 \sqrt{5 \times 2} = 2 \times 3,163 = 6,326 \text{ см.}$$

Принимаем толщину плиты минимальной $h_{пл} = 60$ мм.

При сравнительно небольшой нагрузке ([табл. 1](#)) высоту сечения второстепенной балки примем

$$h_{эб} = (1/20) \cdot l_2 = (1/20) \times 5800 = 290 \text{ мм, с округлением } h_{эб} = 300 \text{ мм.}$$

Ее ширину можно принять $b_{эб} = 0,5 \cdot h_{эб} = 0,5 \times 300 = 150$ мм. Однако для облегчения условий бетонирования примем $b_{эб} = 200$ мм.

Высоту сечения главной балки принимаем

$$h_{зб} = (1/12) \cdot l_1 = (1/12) \times 6000 = 500 \text{ мм, а ее ширину —}$$
$$b_{зб} = 0,5 \cdot h_{зб} = 0,5 \times 500 = 250 \text{ мм.}$$

При сравнительно небольшой нагрузке сечение колонн принимаем 300×300 мм.

Тогда расчетные пролеты плиты:

$$\text{— средние } l_{02} = a - b_{эб} = 2000 - 200 = 1800 \text{ мм} = 1,8 \text{ м;}$$

$$\text{— крайние } l_{01} = a - b_{эб}/2 - c + d_{эб}/2 = 2000 - 200/2 - 250 + 120/2 = 1710 \text{ мм} = 1,71 \text{ м.}$$

Расчетные пролеты второстепенной балки:

— средние $l_{02} = l_2 - b_{\text{зб}} = 5800 - 250 = 5550 \text{ мм} = 5,55 \text{ м}$;

— крайние $l_{01} = l_2 - b_{\text{зб}}/2 - c + d_{\text{зб}}/2 = 5800 - 250/2 - 250 + 250/2 = 5550 \text{ мм} = 5,55 \text{ м}$.

Расчетные пролеты главной балки:

— средние $l_{02} = l_1 = 6000 = 6,0 \text{ м}$;

— крайние $l_{01} = l_1 - c + d_{\text{зб}}/2 = 6000 - 250 + 380/2 = 5940 \text{ мм} = 5,94 \text{ м}$.

Расчет и конструирование плиты перекрытия

Плита как многопролетная балка шириной 1 м, загружена равномерно распределенной погонной нагрузкой $q \text{ кН/м}$, численно равной нагрузке на 1 м^2 .

Изгибающие моменты в сечениях плиты определяются по формулам, учитывающим образование пластических шарниров на опорах и перераспределение изгибающих моментов:

— для средних пролетов и промежуточных опор

$$M_2 = \pm q \cdot l_{02}^2 / 16 ,$$

— для крайних пролетов и первой от края опоры

$$M_1 = \pm q \cdot l_{01}^2 / 11 .$$

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты под влиянием распоров в предельном равновесии уменьшаются. Поэтому в сечениях средних пролетов и на средних опорах, если $h_{\text{нл}}/l_{02} > 1/30$, моменты уменьшаются на 20 %.

Плита армируется сварными сетками с продольной или поперечной рабочей арматурой (первый способ армирования называют **непрерывным**, второй — **раздельным**). В первом случае вначале подбирают необходимый шаг и диаметр стержней сетки C_1 на 1 м ширины из расчета для средних пролетов с площадью A_{s1} . При диаметре стержней до 5 мм выбирают рулонные сетки с продольной рабочей арматурой, которые раскатываются вдоль главных балок. В крайних пролетах и над первой от края опоре арматуры требуется по расчету больше; поэтому здесь укладывают дополнительную сетку C_2 (ее параметры подбираются так, чтобы площадь сечения рабочих стержней была не менее разницы требуемой арматуры в крайнем пролете $A_{\text{скр}}$ и фактической A_{s1}).

Сетки C_2 укладывают по сетке C_1 в первом пролете и заводят за первую второстепенную балку на $1/4$ пролета плиты. Если при подборе сеток диаметр рабочих стержней превышает 5 мм, применяют сетки с поперечным расположением рабочей арматуры и раскатывают их вдоль второстепенных балок. На [рис. 5](#) приведены возможные схемы армирования плиты.

При расчете рекомендуем пользоваться размерностями: $1 \text{ м} = 1 \cdot 10^3 \text{ мм}$ и $1 \text{ кН} = 1 \cdot 10^3 \text{ Н}$. Через них удобно выражать и другие величины: нагрузку — $1 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \text{ кПа}$; $1 \text{ кН} / \text{м} = 1 \text{ Н} / \text{мм}$; изгибающий момент — $1 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$; напряжения — $1 \text{ МПа} = 1 \text{ Н} / \text{мм}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 1 \cdot 10^3 \text{ кПа}$.

Пример 2. Расчет и конструирование плиты


Исходные данные. Проектные размеры — ширина полосы $b = 1000 \text{ мм}$, высота сечения $h = h_{н.л} = 60 \text{ мм}$. Принимаем тяжелый бетон класса В20 с расчетным сопротивлением сжатию по [табл. 5.2 \[3\]](#) $R_b = 11,5 \text{ МПа}$. При $\gamma_{b1} = 1$, т.к. расчет ведем при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки $R_b = 1 \times 11,5 = 11,5 \text{ МПа}$. Продольная арматура — проволока В500 с расчетным сопротивлением по [табл. 5.8 \[3\]](#) $R_s = 415 \text{ МПа}$.

Решение. Проектирование плиты состоит из следующих этапов:

Нагрузки и воздействия

Подбор арматуры в средних пролетах

Подбор арматуры в крайних пролетах

➞ Для возврата в это оглавление
со страниц примера используйте
элемент навигации 

Нагрузки и воздействия. К нагрузкам на плиту ([табл. 1](#)) добавляем нагрузку от ее собственного веса $g_n = 0,06 \times 1 \times 1 \times 25 = 1,5 \text{ кПа}$ ([табл. 2](#)).

Тогда погонная расчетная нагрузка на полосу плиты шириной 1 м с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ равна $q = g + p = 8,25 \cdot 0,95 \cdot 1 = 7,84 \text{ кН} / \text{м}$.

Моменты от расчетной нагрузки в средних пролетах и над промежуточными опорами

$$M_2 = \pm q \cdot l_{02}^2 / 16 = \pm 7,84 \times 1,8^2 / 16 = \pm 1,588 \text{ кН} \cdot \text{м} = \pm 1,588 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Моменты от расчетной нагрузки в крайних пролетах и над первой от края опорой

$$M_1 = \pm q \cdot l_{01}^2 / 11 = \pm 7,84 \times 1,71^2 / 11 = \pm 2,084 \text{ кН} \cdot \text{м} = \pm 2,084 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Поскольку $h_{нл} / l_{02} = 1 / 30$, для подбора арматуры в средних пролетах и над промежуточными опорами моменты M_2 принимаем без уменьшения.

Подбор арматуры в средних пролетах. Предполагая использование проволоки Ø3...5 В500, при минимальном защитном слое для продольной арматуры 10 мм минимальная полезная высота сечения при Ø5 $h_0 = h - a = 60 - 12,5 = 47,5$ мм. При $b = 1000$ мм определяем высоту сжатой зоны, для чего вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_2 / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 1,588 \times 10^6 / (11,5 \times 1000 \times 47,5^2) = 0,0612.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x / h_0 = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0612} = 0,0632.$$

Для сечений, в которых предусмотрено образование пластического шарнира, должно выполняться условие $\xi \leq 0,35$. $0,0632 < 0,35$, условие выполняется.

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,0632 \times 47,5 = 3,00 \text{ мм}.$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b \cdot x / R_s = 11,5 \times 1000 \times 3,00 / 415 = 83,13 \text{ мм}^2.$$

Поскольку шаг продольной арматуры в плитах при $h \leq 150$ мм не должен превышать 200 мм принимаем для сетки С₁ 5 Ø5 В500 с шагом 200 мм и с площадью $A_{s1} = 98,2 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**).

Так как $\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 98,2 / (1000 \times 47,5) = 0,00207 > \mu_{\min} = 0,001$, **конструктивные требования соблюдены.**

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 415 \times 98,2 / (11,5 \times 1000) = 3,54 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 1000 \times 3,54 \times (47,5 - 0,5 \times 3,54) = 1,861 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_2 = 1,588 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Подбор арматуры в крайних пролетах. Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 2,084 \times 10^6 / (11,5 \times 1000 \times 47,5^2) = 0,084.$$



Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088} = 0,0908.$$

$0,0908 < 0,35$, условие выполняется.

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,0908 \times 47,5 = 4,31 \text{ мм.}$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры в первом пролете:

$$A_s = R_b \cdot b \cdot x / R_s = 11,5 \times 1000 \times 4,31 / 415 = 119,43 \text{ мм}^2.$$

Сетка C_2 должна иметь арматуру с площадью $A_s = A_{s1} - A_{s2} = 119,43 - 98,2 = 21,23 \text{ мм}^2$. Поскольку шаг стержней не должен быть больше 200 мм, принимаем для сетки C_2 5Ø3 Вр-I с шагом 200 мм и с площадью $A_{s2} = 35,3 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Тогда суммарная площадь сечения растянутой арматуры в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 98,2 + 35,3 = 133,5 \text{ мм}^2$.

Так как $\mu = A_s / (b \cdot h_0) = 133,5 / (1000 \times 47,5) = 0,00281 > \mu_{\min} = 0,001$, **конструктивные требования соблюдены**.

Проверяем прочность при подобранной арматуре:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 415 \times 133,5 / (11,5 \times 1000) = 4,82 \text{ мм,}$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 1000 \times 4,82 \times (47,5 - 0,5 \times 4,82) = 2,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 2,084 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Расчет и конструирование второстепенной балки

В расчетной схеме второстепенную балку рассматривают как многопролетную неразрезную балки с крайними шарнирными опорами (стены) и промежуточными опорами — главными балками. Равномерно распределенную нагрузку на балку собирают с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок a (**рис. 1**). Постоянная нагрузка состоит из собственного веса плиты, пола и собственного веса 1 м ребра балки $g_{об}$, выступающего под плитой (**рис. 2**):

$$g_{об} = (h_{об} - h_{нл}) \cdot b_{об} \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f,$$

где 25 кН/м^3 — объемная масса железобетона, $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности для нагрузки от собственного веса.

Полная погонная нагрузка для второстепенной балки

$$q = (g + p) \cdot a + g_{об},$$

где g и p — постоянная и временная нагрузки для плиты.

Рабочую арматуру второстепенной балки подбирают по расчетным усилиям, полученным с учетом их перераспределения вследствие образования пластических шарниров в опорных сечениях. При выборе возможных схем армирования, необходимо не только экономить сталь, но и обеспечивать простоту и технологичность арматурных работ и укладки бетона.

Балку армируют в пролетах сварными каркасами, на опорах — сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой или сварными каркасами с продольным расположением рабочих стержней. Пролетные каркасы устанавливают вертикально, при ширине балки $b > 150 \text{ мм}$ в ее поперечном сечении размещают не менее двух каркасов.

Диаметр рабочих продольных стержней каркасов принимают от 10 до 25 мм. Количество продольных рабочих стержней в каждом каркасе может быть один или два. При двух стержнях, расположенных в два ряда, верхний может быть оборван в пролете для экономии стали. Поперечную арматуру (хомуты) в приопорных участках на длине $1/4$ пролета устанавливают с шагом и диаметром, полученным из расчета прочности наклонных сечений. В средней части каркасов шаг хомутов может быть увеличен до $3/4 h$, но не более 500 мм. На промежуточных опорах каркасы доводят до граней главных балок и соединяют с каркасами следующего пролета стыковыми стержнями диаметром не менее $1/2$ диаметра рабочих стержней и не менее 10 мм. Стыковые стержни заводят за грани главных балок на расстояние не менее 15 диаметров рабочей арматуры.

На промежуточных опорах второстепенные балки лучше армировать сварными каркасами, расположенными горизонтально в пределах ширины балки. Рабочие продольные стержни этих каркасов могут иметь разную длину. Места их обрывов, а также полную длину опорных каркасов определяют построением эпюры моментов, которая представляет собой совмещение огибающей эпюры изгибающих моментов и моментов несущей способности нормальных сечений балки с принятым армированием.

Пример 3. Расчет и конструирование второстепенной балки

Исходные данные принимаем в соответствии с примерами 1 и 2. Проектные размеры — шаг второстепенных балок $a = 2000$ мм (**рис. 1**), их ширина $b_{\text{об}} = 200$ мм и высота сечения $h_{\text{об}} = 300$ мм, крайние $l_{01} = 5,375$ м и средние $l_{02} = 5,6$ м расчетные пролеты определены в примере 1. Поскольку все элементы перекрытия бетонируют одновременно, как и в плите, принимаем тяжелый бетон класса В20 с расчетными сопротивлениями при $\gamma_{b1} = 1$ сжатию $R_b = 11,5$ МПа и растяжению $R_{bt} = 0,9$ МПа (**табл. 5.2 [3]**). Продольная арматура — стержни класса А400 с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа по **табл. 5.8 [3]**, поперечная — также из стержней класса А400 с расчетным сопротивлением $R_{sw} = 285$ МПа по **табл. 5.8 [3]**.

Решение. Проектирование второстепенной балки состоит из следующих этапов:

Нагрузки и воздействия



Подбор арматуры в крайних пролетах



Подбор арматуры в средних пролетах



Подбор арматуры на промежуточных опорах



Расчет прочности наклонных сечений



Конструирование и построение эпюры материалов



Для возврата в это
оглавление со стра-
ниц примера исполь-
зуйте элемент нави-
гации

Нагрузки и воздействия. К нагрузкам на плиту добавляем нагрузку от собственного веса 1 м ребра балки $g_{\text{об}}$, выступающего под плитой (**рис. 2**):

$$g_{\text{об}} = (h_{\text{об}} - h_{\text{пл}}) \cdot b_{\text{об}} \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f = (0,3 - 0,06) \times 0,2 \times 1 \times 25 \times 1,1 = 1,32 \text{ кН / м.}$$

Тогда погонная расчетная нагрузка на балку с полосы шириной 2 м (**рис. 1**) и с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ равна (см. **табл. 2**)

— постоянная

$$g = (2,85 \times 2 + 1,32) \times 1 \times 0,95 = 6,67 \text{ кН / м,}$$

— временная

$$p = 5,4 \times 2 \times 1 \times 0,95 = 10,26 \text{ кН / м},$$

— полная

$$q = g + p = 6,67 + 10,26 = 16,93 \text{ кН / м}.$$

Определяем максимальные пролетные и минимальные опорные изгибающие моменты

— в крайнем пролете

$$M_1 = q \cdot l_{01}^2 / 11 = 16,93 \times 5,55^2 / 11 = 44,47 \text{ кН} \cdot \text{м} = 47,41 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

— на грани первой промежуточной опоры при средней величине соседних пролетов $l_{0cp} = (5,55 + 5,55) / 2 = 5,55 \text{ м}$

$$M_{01} = -q \cdot l_{0cp}^2 / 14 = -16,93 \times 5,55^2 / 14 = -37,25 \text{ кН} \cdot \text{м} = -37,25 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

— в средних пролетах и на гранях средних опор

$$M_2 = -M_{02} = \pm q \cdot l_{02}^2 / 16 = \pm 16,93 \times 5,55^2 / 16 = \pm 32,59 \text{ кН} \cdot \text{м} = \pm 32,59 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Остальные ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов вычисляем по зависимости

$$M_{max} = \pm \beta \cdot q \cdot l_0^2,$$

где $\pm \beta$ — коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения $p/g = 10,26 / 6,67 = 1,538$ по **рис. 6** и **табл. 3**.

При построении верхней ветви огибающей эпюры M можно использовать ближайшее из приведенных с шагом 0,5 значение p/g . Более точный результат получите, интерполируя значения, между которыми лежит Ваше.

Величины поперечных сил на гранях опор:
свободной А

$$Q_A = 0,4 \cdot g \cdot l_{01} = 0,4 \times 16,93 \times 5,55 = 37,58 \text{ кН} = 37,58 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

первой промежуточной В слева

$$Q_B^{\text{л}} = -0,6 \cdot g \cdot l_{01} = -0,6 \times 16,93 \times 5,55 = -56,38 \text{ кН} = -56,38 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

первой промежуточной В справа

$$Q_B^{\text{п}} = 0,5 \cdot g \cdot l_{02} = 0,5 \times 16,93 \times 5,55 = 46,98 \text{ кН} = 46,98 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

всех остальных слева и справа

$$Q_C^{\text{л}} = Q_C^{\text{п}} = \pm 0,5 \cdot g \cdot l_{02} = \pm 0,5 \times 16,93 \times 5,55 = \pm 46,98 \text{ кН} = \pm 46,98 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Эпюры усилий показаны на **рис. 7**.

Далее выполняем расчеты прочности **нормальных сечений**. На положительные изгибающие моменты в пролете балка работает как тавровое сечение с полкой в сжатой зоне (**рис. 8 а**). При $h_{\text{нл}} / h_{\text{вб}} > 0,1$ ширину сжатой полки b_f принимаем равной расстоянию между осями второстепенных балок $a = 2000$ мм. На отрицательные изгибающие моменты балка работает как прямоугольная с шириной $b = 200$ мм (**рис. 8 б**). Поскольку в сечениях по граням промежуточных опор допущено образование пластических шарниров, высота сжатой зоны для них ограничивается условием $\xi = x/h_0 \leq 0,35$. При этом полезная высота второстепенной балки должна быть не менее

$$h_0^{\text{мин}} = 1,8 \sqrt{|M_{01}| / (R_b \cdot b)} = 1,8 \sqrt{37,25 \cdot 10^6 / (11,5 \cdot 200)} = 229,1 \text{ мм.}$$

Расстояние от центра тяжести продольной арматуры до растянутой грани балки предварительно можно принять 30 мм при расположении арматуры в один ряд и 50 мм — при расположении в два ряда. При $h_{\text{вб}} = 300$ мм дальнейший расчет будем вести с $h_0 = h_{\text{вб}} - 30 = 300 - 30 = 270 > 229,1$ мм.

Продольную арматуру для второстепенной балки нужно подобрать в четырех сечениях: в первом пролете, над первой от края опорой, в среднем пролете и над второй опорой. В остальных пролетах и над остальными промежуточными опорами сечение арматуры принимают таким же, как в среднем пролете и над второй опорой.

Подбираем арматуру в первом пролете (тавровое сечение). Определим граничный момент при $x = h_f'$.

$$M_{\text{гр}} = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 11,5 \times 2000 \times 60 \times (270 - 0,5 \times 60) = 331,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 47,41 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Сжатая зона не выходит за пределы полки. Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2) = 47,41 \times 10^6 / (11,5 \times 2000 \times 270^2) = 0,0283.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0283} = 0,029 < \xi_R = 0,531 \text{ (табл. 6),}$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,029 \times 270 = 7,83 < h_{\text{нл}} = 60 \text{ мм.}$$



Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b_f' \cdot x / R_s = 11,5 \times 2000 \times 7,83 / 355 = 507,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем для первого пролета 2 Ø 18 A III с площадью $A_s = 509 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**).

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b_f) = 355 \times 509 / (11,5 \times 2000) = 7,856 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2000 \times 7,856 \times (270 - 0,5 \times 7,856) = 48,08 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 47,41 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Подбираем арматуру во втором пролете (тавровое сечение). Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_2 / (R_b \cdot b_f \cdot h_0^2) = 32,59 \times 10^6 / (11,5 \times 2000 \times 270^2) = 0,0194.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0194} = 0,02 < \xi_R = 0,531 \text{ (табл. 6)},$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,02 \times 270 = 5,4 \text{ мм} < h_{нл} = 60 \text{ мм}.$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b_f' \cdot x / R_s = 11,5 \times 2000 \times 5,4 / 355 = 349,86 \text{ мм}^2.$$

Принимаем для второго пролета 2 Ø 16 A III с площадью $A_s = 402 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**).

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b_f) = 355 \times 402 / (11,5 \times 2000) = 6,204 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2000 \times 6,204 \times (270 - 0,5 \times 6,204) = 38,08 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_2 = 32,59 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Подбираем арматуру на первой промежуточной опоре (прямоугольное сечение). При назначении расстояния a от центра тяжести продольной арматуры до растянутой грани балки следует учитывать, что в нем должны разместиться две сетки плиты. При $a = 30 \text{ мм}$ диаметр принимаемой арматуры в нашем случае должен быть не более 16 мм (**рис. 8 в**). Тогда $h_0 = 300 - 30 = 270 > 229,1 \text{ мм}$.

Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_{01} / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 37,25 \times 10^6 / (11,5 \times 200 \times 270^2) = 0,222.$$



Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,222} = 0,254 < \xi = 0,35 \text{ (сечение с пластическим шарниром),}$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,254 \times 270 = 68,67 \text{ мм.}$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b \cdot x / R_s = 11,5 \times 200 \times 68,67 / 355 = 444,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем над первой промежуточной опорой 3 Ø14 A III с площадью $A_s = 462 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Требуемое для размещения сеток расстояние обеспечено, поскольку принятый диаметр меньше 16 мм.

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 462 / (11,5 \times 200) = 71,31 \text{ мм,}$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 200 \times 71,31 \times (270 - 0,5 \times 71,31) = 38,43 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{o1} = 37,25 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

В отличие от пролетных сечений, где высота сжатой зоны мала, для опорных сечений необходимо проверять несущую способность при действии длительных нагрузок, вводя к R_b коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$.

По **табл. 2** временная длительная часть полезной нагрузки

$$p_l = 2,4 \times 2 \times 1 \times 0,95 = 4,56 \text{ кН / м,}$$

с учетом постоянной длительная нагрузка

$$q_l = g + p_l = 6,67 + 4,56 = 11,23 \text{ кН / м.}$$

Определяем минимальный опорный изгибающий момент на грани первой промежуточной опоры при средней величине соседних пролетов $l_{ocp} = (5,55 + 5,55) / 2 = 5,55 \text{ м}$

$$M_{o1,l} = -q \cdot l_{ocp}^2 / 14 = -11,23 \times 5,55^2 / 14 = -24,71 \text{ кН} \cdot \text{м} = -24,71 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой при длительной нагрузке:

$$x = R_s \cdot A_s / (\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b) = 355 \times 462 / (0,9 \times 11,5 \times 200) = 79,23 \text{ мм, } \xi = 79,23 / 270 = 0,293 < 0,35,$$

$$M_{ult} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 0,9 \times 11,5 \times 200 \times 79,23 \times (270 - 0,5 \times 79,23) = 37,78 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{o1,l} = 24,71 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Несущая способность при длительных нагрузках обеспечена с большим запасом, чем при кратковременных. Это объясняется тем, что в нашем случае кратковременная нагрузка составляет большую часть полной полезной.

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.



Подбираем арматуру на второй промежуточной опоре (прямоугольное сечение), где располагается одна сетка. Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_{o2} / (R_b \cdot b \cdot h_o^2) = 32,59 \times 10^6 / (11,5 \times 200 \times 270^2) = 0,194.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,194} = 0,218 < \xi = 0,35 \text{ (сечение с пластическим шарниром),}$$

$$x = \xi \cdot h_o = 0,218 \times 270 = 58,78 \text{ мм.}$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b \cdot x / R_s = 11,5 \times 200 \times 58,78 / 355 = 380,83 \text{ мм}^2.$$

Принимаем над второй промежуточной опорой 2 Ø 16 A III с площадью $A_s = 402 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Защитный слой $(300 - 270 - 16 / 2 = 22 > 20 \text{ мм})$ обеспечен.

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 402 / (11,5 \times 200) = 62,05 \text{ мм,}$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_o - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 200 \times 62,05 \times (270 - 0,5 \times 62,05) = 34,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{o2} = 32,59 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Поскольку проверка на действие длительных нагрузок для первой промежуточной опоры прошла с большим запасом, для второй ее не делаем.

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Минимальная площадь арматуры $A_s = 402 \text{ мм}^2$ дает $\mu = A_s / b h_o = 402 / (200 \times 272) = 0,0074 > \mu_{\min} = 0,001$,

конструктивные требования соблюдены.

Расчет по прочности **наклонных сечений** второстепенной балки выполняем у опор, где действуют наибольшие поперечные силы. Проверяем прочность балки по наклонной полосе на сжатие слева от первой промежуточной опоры, где действует наибольшая поперечная сила $Q = 56,38 \cdot 10^3 \text{ Н}$, по условию

$$Q \leq \phi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o, \text{ где } \phi_{b1} = 0,3.$$

Тогда $0,3 \times 11,5 \times 200 \times 270 = 186,3 \cdot 10^3 > Q = 56,38 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Прочность балки по наклонной полосе обеспечена при любой поперечной арматуре.

Для расчета прочности по наклонным сечениям предварительно принимаем диаметр и шаг поперечных стержней в крайних четвертях пролета по конструктивным требованиям [2]: по условиям сварки диаметр $\varnothing_x \geq 1/4 \varnothing_{\text{прод}}$,

$18 / 4 = 4,5$. Поскольку диаметр поперечной арматуры должен быть не менее 6 мм, принимаем $\varnothing 6$ А400. При двух каркасах $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**) с $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ по **табл. 5.8 [3]**.

Шаг поперечных стержней s_1 должен быть не более $0,5h_o$ и не более 300 мм. $s_1 = 0,5h_o = 135 \text{ мм}$, с округлением кратно 50 мм принимаем $s_1 = 100 \text{ мм}$, что меньше максимального

$$s_{w,max} = R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / Q = 0,9 \times 200 \times 270^2 / 56,38 \cdot 10^3 = 232,4 \text{ мм}$$

Тогда интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_1 = 285 \times 57 / 100 = 162,45 \text{ Н / мм.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении,:

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / c,$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$.

Примем максимальную длину проекции наклонного сечения $c = 3 \cdot h_o = 3 \times 270 = 810 \text{ мм}$. Тогда

$$Q_b = 1,5 \times 0,9 \times 200 \times 270^2 / 810 = 24,3 \cdot 10^3 < Q = 56,38 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Поперечная арматура требуется по расчету.

$$q_{sw} = 162,45 \text{ Н / мм} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \times 0,9 \times 200 = 45 \text{ Н / мм.}$$

Поперечную арматуру можно учитывать в расчете.

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами в наклонной трещине,

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c,$$

$$\text{где } \varphi_{sw} = 0,75, c \leq 2 \cdot h_o,$$

$$Q_{sw} = 0,75 \times 162,45 \times 2 \times 270 = 65,7 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Суммарное усилие, воспринимаемое сечением,

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} = 24,3 \cdot 10^3 + 65,7 \cdot 10^3 = 90 \cdot 10^3 > Q = 56,38 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Прочность балки по наклонной трещине обеспечена. В противном случае уменьшают шаг поперечной арматуры или увеличивают ее диаметр. Поскольку поперечная арматура в первом пролете принята по конструктивному min, в остальных пролетах, где Q меньше, принимаем такую же.

Конструирование второстепенной балки. Балку армируют в пролетах сварными каркасами, которые состоят из рабочих продольных стержней, определенных расчетом нормальных сечений на действие положительных моментов, и поперечных, полученных расчетом наклонных сечений. Верхние продольные стержни обычно назначают конструктивно диаметром 8 ...10 мм для приварки поперечных. Однако при $p/g \geq 2$ их диаметр, возможно, придется уточнить при построении эпюры материалов. Пролетные каркасы устанавливают вертикально, при ширине балки $b_{\text{сб}} \geq 150$ мм в сечении размещают не менее двух каркасов. При расположении рабочих стержней в два ряда, верхний может быть оборван в пролете для экономии стали. Каркасы доводят до граней главных балок и соединяют с каркасами следующего пролета стыковыми стержнями диаметром не менее половины рабочих стержней и не менее 10 мм. Стыковые стержни заводят в пролеты за грани главных балок на расстояние не менее 15 диаметров рабочей арматуры.

Шаг s_1 , полученный из расчета прочности наклонных сечений, принимают на концевых участках балок длиной 1/4 пролета. На средней половине пролета, где поперечные силы малы, арматуру можно поставить реже с шагом s_2 , но не более $3/4 h_0$ и не более 500 мм. При этом для удобства сварки рекомендуется принимать s_2 , кратным s_1 . В нашем случае принимаем $s_2 = 200$ мм.

На промежуточных опорах второстепенные балки лучше армировать сварными каркасами, расположенными горизонтально в пределах ширины балки. При числе рабочих продольных стержней более двух они могут иметь разную длину. Места обрывов пролетных рабочих стержней, а также длину опорных каркасов определяют построением эпюры материалов, которая представляет собой совмещение объемлющей эпюры изгибающих моментов и моментов, соответствующих несущей способности нормальных сечений балки с принятым армированием.

Пример построения эпюры материалов. Для построения эпюры материалов используем определенные ранее эпюру огибающих моментов ([рис. 7](#)) и значения M_{ult} с принятым армированием пролетных и опорных сечений. Нам остается определить несущую способность балки при конструктивной верхней арматуре 2 Ø 8 А400 с $A_s = 101 \text{ мм}^2$ и $R_s = 355$ ([табл. 5.8 \[3\]](#)), при 2 Ø 14 А400 с площадью $A_s = 308 \text{ мм}^2$ ([прил. 2](#)) после обрыва одного стержня каркаса слева и справа от первой промежуточной опоры.

При 2 Ø 8 А400:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 101 / (11,5 \times 200) = 15,59 \text{ мм},$$

$$M_{\text{ult}} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 200 \times 15,59 \times (270 - 0,5 \times 15,59) = 9,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 9,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



При 2 Ø 14 A400:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 308 / (11,5 \times 200) = 47,54 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 200 \times 47,54 \times (270 - 0,5 \times 47,54) = 26,92 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 26,92 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Точки пересечения линий, соответствующих уровню несущей способности, с огибающей эпюрой называются точками теоретического обрыва, фактически стержни обрываются с учетом их заделки в бетоне на величину

$$\omega_i = \frac{Q_i}{2 \cdot q_{swi}} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d,$$

где Q_i — поперечная сила в месте теоретического обрыва; q_{swi} — интенсивность поперечного армирования на этом участке балки, d — диаметр обрываемого стержня.

Заметим, что замена кривой на ломаную в нижней ветви эпюры M не приведет к погрешностям, если нижняя арматура выполнена без обрывов. Для определения заводки нижней арматуры за точки теоретического обрыва, нижняя ветвь огибающей эпюры моментов должна быть представлена параболой, построенной по соответствующим точкам. В нашем случае нижняя арматура выполнена без обрывов. Эпюра материалов приведена на [рис. 7](#).

Расчет и конструирование главной балки

В расчетной схеме главные балки монолитного ребристого перекрытия обычно рассматривают как многопролетные неразрезные балки, загруженные сосредоточенными силами в местах опирания второстепенных балок. При этом допускается некоторая неточность, так как главная балка является ригелем поперечной рамы и должна рассматриваться как элемент рамы. В нашем случае при свободном опирании концов главных балок на наружные стены и равных пролетах, при жесткой конструктивной схеме здания, когда ветровая нагрузка воспринимается кирпичными стенами, такое допущение оправдано.

Нагрузка на главную балку от перекрытий передается через второстепенные балки в виде сосредоточенных сил с грузовой площади $a \times l_2$ ([рис. 1](#)).

Распределенная погонная нагрузка от собственного веса ребра главной балки $g_{zб}$, выступающего под плитой ([рис. 3](#)):

$$g_{zб} = (h_{zб} - h_{пл}) \cdot b_{zб} \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f,$$

где 25 кН/м^3 — объемная масса железобетона, $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности для нагрузки от собственного веса. Эта нагрузка условно считается приведенной к сосредоточенным силам.

Тогда расчетное значение постоянной силы

$$G = (g \cdot a + g_{об}) \cdot l_2 + g_{об} \cdot a,$$

где g — постоянная нагрузка для плиты, $g_{об}$ — погонная нагрузка от собственного веса второстепенных балок, a — их шаг, l_2 — шаг главных балок.

Расчетное значение временной силы

$$P = p \cdot a \cdot l_2,$$

где p — временная нагрузка для плиты.

Статический расчет выполняют любыми методами строительной механики упругих статически неопределимых систем. В инженерной практике пользуются таблицами для расчета неразрезных балок, позволяющими построить эпюры изгибающих моментов и поперечных сил при различных схемах загрузки.

Полученные таким образом усилия в сечениях балки соответствуют упругой работе материала. При эксплуатации железобетонных конструкций помимо упругих могут развиваться и пластические неупругие деформации. В изгибаемых элементах по мере увеличения внешней нагрузки в растянутых зонах в бетоне появляются трещины, нарушается сцепление, напряжения растянутой арматуры достигают предела текучести, образуется пластический шарнир. Текучесть арматуры сопровождается нарастанием прогибов элемента и взаимным поворотом сечений. При этом момент, воспринимаемый пластическим шарниром остается постоянным. При дальнейшем увеличении нагрузки в статически неопределимых системах происходит перераспределение усилий на другие сечения, при этом соблюдается правило — сумма пролетного и полусумма опорных изгибающих моментов равна моменту в балке, свободно лежащей на двух опорах ("балочный момент"). При расчете неразрезных балок появляется возможность корректировать "упругую" эпюру изгибающих моментов, выравнивая их опорные и пролетные значения.

Изгибающие моменты перераспределяют добавлением "фиктивных" эпюр опорных моментов, прямолинейных в пределах одного пролета. Для ограничения раскрытия трещин нормы рекомендуют перераспределять моменты так, чтобы выравненный момент отличался от момента в упругой стадии не более, чем на 30 %. Надежная работа сечений обеспечивается также более жестким ограничением относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0 \leq 0,35$. В железобетонных неразрезных балках допускают образование пластических шарниров, как правило, в опорных сечениях. Перераспределение изгибающих моментов позволяет уменьшить высоту балок, экономить до 20...30% стали и упростить армирование.

Построение огибающих эпюр после перераспределения моментов можно упростить, используя таблицы (**рис. 9** и **табл. 4**) [8]:

$$M = \alpha \cdot (G + P) \cdot l,$$

где α — коэффициенты, зависящие от соотношения P/Q и числа сосредоточенных сил в пролете.

Эпюры перераспределенных моментов можно использовать при любом числе пролетов.

Расчетные значения поперечных сил при известных опорных моментах можно получить по формуле:

$$Q_i = Q_6 \pm (M_{i+1}^{\text{оп}} - M_i^{\text{оп}}) / l,$$

где Q_6 — "балочная" опорная реакция, $M_i^{\text{оп}}$ и $M_{i+1}^{\text{оп}}$ — опорные моменты со своими знаками.

Пример 4. Расчет и конструирование главной балки

Исходные данные принимаем в соответствии с примерами 1, 2 и 3. Проектные размеры — шаг второстепенных балок $a = 2000$ мм, шаг главных балок $l_2 = 5800$ мм (**рис. 1**), их ширина $b_{зб} = 250$ мм и высота сечения $h_{зб} = 500$ мм, крайние $l_{01} = 5,94$ м и средние $l_{02} = 6,0$ м расчетные пролеты определены в примере 1. Поскольку все элементы перекрытия бетонируют одновременно, принимаем тяжелый бетон класса В20 с расчетным сопротивлением сжатию по $R_b = 11,5$ МПа и $R_{bt} = 0,9$ МПа при $\gamma_{b1} = 1$. Продольная арматура — стержни класса А400 с расчетным сопротивлением $R_s = 355$ МПа, поперечная — также из стержней класса А400 с расчетным сопротивлением $R_{sw} = 285$ МПа.

Проектирование главной балки состоит из следующих этапов:

Нагрузки и воздействия

Подбор арматуры в крайних пролетах и на первой промежуточной опоре

Подбор арматуры в средних пролетах

Расчет прочности наклонных сечений

Расчет сопряжения второстепенных и главных балок

Конструирование и построение эпюры материалов



Для возврата в это
оглавление со стра-
ниц примера исполь-
зуйте элемент нави-
гации



Нагрузки и воздействия. Распределенная погонная нагрузка от собственного веса ребра главной балки $g_{зб}$, выступающего под плитой (**рис. 3**):

$$g_{зб} = (h_{зб} - h_{пл}) \cdot b_{зб} \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f = (0,5 - 0,06) \times 0,25 \times 1 \times 25 \times 1,1 = 3,025 \text{ кН / м},$$

где 25 кН/м^3 — объемная масса железобетона, $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности для нагрузки от собственного веса.

Тогда сосредоточенные расчетная силы, передаваемые второстепенными балками с грузовой площади $a \cdot l_2 = 2 \times 5,8 = 11,6 \text{ м}^2$ (**рис. 1**) и с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ равна (см. **табл. 2**):

— постоянная

$$G = ((g \cdot a + g_{зб}) \cdot l_2 + g_{зб} \cdot a) \cdot \gamma_n = ((2,85 \times 2 + 1,32) \times 5,8 + 3,025 \times 2) \times 0,95 = 44,43 \text{ кН},$$

— временная

$$P = p \cdot a \cdot l_2 \cdot \gamma_n = 5,4 \times 11,6 \times 0,95 = 59,508 \text{ кН},$$

— полная

$$G + P = 44,43 + 59,508 = 103,94 \text{ кН}.$$

По **рис. 9 б** определяем максимальные пролетные и минимальные опорные изгибающие моменты:

— в крайнем пролете

$$M_1 = 0,260 \times 103,94 \times 5,94 = 160,53 \text{ кН} \cdot \text{м} = 160,53 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

— на промежуточных опорах

$$M_{o1} = -0,187 \times 103,94 \times 6,00 = -116,62 \text{ кН} \cdot \text{м} = -116,62 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

— в средних пролетах

$$M_2 = 0,147 \times 103,94 \times 6,00 = 91,67 \text{ кН} \cdot \text{м} = 91,67 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

При двух сосредоточенных силах в пролете "балочная" опорная реакция

$$Q_6 = G + P = 103,94 \text{ кН}.$$

Тогда реакция крайней свободной опоры (на стене):

$$Q_A = Q_6 + (M_{i+1}^{оп} - M_i^{оп}) / l_{o1} = 103,94 + (-116,62 - 0) / 5,94 = 84,3 \text{ кН}.$$

Реакция первой промежуточной опоры (колонны) слева:

$$Q_B^{ле} = Q_6 - (M_{i+1}^{оп} - M_i^{оп}) / l_{o1} = 103,94 - (-116,62 - 0) / 5,94 = 123,57 \text{ кН.}$$

Реакции этой опоры справа в силу равенства опорных моментов второго пролета $Q_B^{np} = 103,94 \text{ кН.}$

Определяем моменты, действующие в сечениях балки по грани колонны,

$$M_{гр} = M_o - Q \cdot h_k / 2,$$

где h_k — высота сечения колонны.

В первом пролете

$$M_{гр1} = 116,62 - 123,57 \times 0,3 / 2 = 98,14 \text{ кН} \cdot \text{м} = 98,14 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Во втором пролете

$$M_{гр2} = 116,62 - 103,94 \times 0,3 / 2 = 110,02 \text{ кН} \cdot \text{м} = 101,03 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

По большему моменту проверяем достаточность принятых ранее размеров сечения главной балки. На опорах балка работает с прямоугольным сечением (**рис. 8 б**). При принятой во второстепенных балках опорной арматуре полезная высота главных балок на промежуточных опорах должна быть не более $h_o = 450 \text{ мм.}$

Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_{гр2} / (R_b \cdot b \cdot h_o^2) = 101,03 \times 10^6 / (11,5 \times 250 \times 450^2) = 0,174.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174} = 0,193 < \xi = 0,35 \text{ (сечение с пластическим шарниром).}$$

Принятые размеры достаточны. Высота сжатой зоны

$$x = \xi \cdot h_o = 0,193 \times 450 = 86,85 \text{ мм.}$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b \cdot x / R_s = 11,5 \times 250 \times 86,85 / 355 = 703 \text{ мм}^2.$$

Принимаем над промежуточными опорами 2 Ø22 А 400 с площадью $A_s = 760 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Требуемые защитные слои обеспечены. Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 760 / (11,5 \times 250) = 93,84 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 250 \times 93,84 \times (450 - 0,5 \times 93,84) = 108,74 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{гр2} = 101,03 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Учитывая опыт проверки второстепенных балок при действии длительных нагрузок, такую проверку для главных балок в нашем случае можно не делать.

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

При положительных моментах балка работает тавровым сечением (**рис. 8 а**). Свесы полки, вводимые в расчет в каждую сторону от ребра, не должны превышать $1/6$ пролета главной балки. Тогда расчетная ширина полки $b'_f = l_0/3 + b_{зб} = 6000/3 + 200 = 2200 \text{ мм}$. Предполагая двурядное расположение арматуры по высоте, принимаем $h_o = 450 \text{ мм}$.

Определим граничный момент при $x = h'_f$.

$$M_{гр} = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 11,5 \times 2200 \times 60 \times (450 - 0,5 \times 60) = 637,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 160,53 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Сжатая зона не выходит за пределы полки. Подбираем арматуру в первом пролете. Вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_1 / (R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2) = 160,53 \times 10^6 / (11,5 \times 2200 \times 450^2) = 0,0313.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0313} = 0,0313 < \xi_R = 0,531 \text{ (табл. 6)},$$

$$x = \xi \cdot h_o = 0,0313 \times 450 = 14,08 < h_{нл} = 60 \text{ мм}.$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b'_f \cdot x / R_s = 11,5 \times 2200 \times 14,08 / 355 = 1003,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем для первого пролета в двух каркасах $4\varnothing 18 \text{ А III}$ с площадью $A_s = 1018 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**). Тогда при минимальных защитных слоях и расстояниях между рядами $a = 20 + 18 + 20/2 = 48 \text{ мм}$, $h_o = h - a = 500 - 48 = 452 \text{ мм}$.

Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b'_f) = 355 \times 1018 / (11,5 \times 2200) = 14,28 < h_{нл} = 60 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2200 \times 14,28 \times (452 - 0,5 \times 14,28) = 160,73 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 160,53 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.



Подбираем арматуру во втором пролете. Принимая по аналогии с первым пролетом $h_o = 452$ мм, вычислим коэффициент

$$\alpha_m = M_2 / (R_b \cdot b_f' \cdot h_o^2) = 91,67 \times 10^6 / (11,5 \times 2200 \times 452^2) = 0,017.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0177} = 0,0179 < \xi_R = 0,531 \text{ (табл. 6),}$$

$$x = \xi \cdot h_o = 0,0179 \times 452 = 8,09 < h_{nl} = 60 \text{ мм.}$$

Определяем требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = R_b \cdot b_f' \cdot x / R_s = 11,5 \times 2200 \times 8,09 / 355 = 576,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаем для первого пролета в двух каркасах 4Ø14 А III с площадью $A_s = 616 \text{ мм}^2$ (прил. 2). Определим несущую способность сечения с подобранной арматурой:

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b_f') = 355 \times 616 / (11,5 \times 2200) = 8,64 \text{ мм,}$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_o - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2200 \times 8,64 \times (462,7 - 0,5 \times 8,64) = 100,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_1 = 91,67 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Прочность достаточна, арматура подобрана правильно.

Расчет по прочности **наклонных сечений** главной балки выполняем у опор, где действуют наибольшие поперечные силы. При этом учитываем, что в опорных сечениях полка расположена в растянутой зоне бетона (рис. 8) и поэтому сечения рассматриваем как прямоугольные с $h_o = 462,7$ мм.

Проверяем прочность балки по наклонной полосе в сечении слева от первой промежуточной опоры, где действует наибольшая поперечная сила $Q = 123,57 \cdot 10^3 \text{ Н}$, по условию

$$Q \leq \phi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o, \text{ где } \phi_{b1} = 0,3.$$

$$\text{Тогда } 0,3 \times 11,5 \times 250 \times 462,7 = 399,08 \cdot 10^3 > Q = 123,57 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Прочность балки по наклонной полосе обеспечена при любой поперечной арматуре.

Для расчета прочности по наклонной трещине предварительно принимаем диаметр и шаг поперечных стержней в крайних третях пролета (балка загружена двумя силами) по конструктивным требованиям [2].

Диаметр $\varnothing_x \geq 1/4 \varnothing_{\text{прод}}$ по условиям сварки: $18/4 = 4,5$, но не менее $\varnothing 6$. Принимаем $\varnothing 6$ А400. До опор доходят два каркаса, $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**) с $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ по **табл. 5.8 [3]**. Шаг поперечных стержней s_1 должен быть не более $0,5h_o$ и не более 300 мм. $s_1 = 0,5h_o = 225 \text{ мм}$, с округлением кратно 50 мм принимаем $s_1 = 200 \text{ мм}$.

Интенсивность поперечного армирования

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_1 = 285 \times 57 / 200 = 81,22 \text{ Н / мм.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении,:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 / c,$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$.

Примем максимальную длину проекции наклонного сечения $c = 3 \cdot h_o = 3 \times 450 = 1350 \text{ мм}$.

Тогда

$$Q_b = 1,5 \times 0,9 \times 250 \times 450^2 / 1388,1 = 113,97 \cdot 10^3 < Q = 123,57 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Поперечная арматура требуется по расчету.

$$q_{sw} = 81,22 \text{ Н / мм} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \times 0,9 \times 250 = 56,25 \text{ Н / мм.}$$

Поперечную арматуру можно учитывать в расчете.

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами в наклонной трещине,

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot c, \text{ где } \varphi_{sw} = 0,75, c \leq 2 \cdot h_o,$$

$$Q_{sw} = 0,75 \times 81,22 \times 2 \times 450 = 73,1 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Суммарное усилие, воспринимаемое сечением,

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} = 113,97 \cdot 10^3 + 54,83 \cdot 10^3 = 168,8 \cdot 10^3 > Q = 123,57 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Прочность балки по наклонной трещине обеспечена. Поскольку поперечная арматура в правой трети первого пролета принята по конструктивному min, на остальных опорах, где Q меньше, принимаем такую же.

Сосредоточенная сила от второстепенных балок ($G + P$) передается на главные в пределах высоты их сечения (**рис. 10**), поэтому необходимо выполнить **расчет на отрыв (скол) бетона**. В местах опирания второ-

степенных балок ставится дополнительная поперечная арматура в виде хомутов или сварных сеток, вертикальные стержни которых работают как подвески. Длина зоны, в пределах которой учитывается эта арматура, определяется по формуле

$$S = 2 \cdot (h_{зб} - h_{об}) + 3 \cdot b_{об}.$$

Здесь условно принято, что сила $(G + P)$ передается второстепенными балками на главную через сжатую зону высотой $x = b_{об}$ (рис. 10). При двух сетках, устанавливаемых у боковых граней главных балок, каждая из них на длине S должна иметь площадь подвесок

$$A_s = (G + P) / (2 \cdot R_{sw}).$$

В нашем случае при $G + P = 103,94$ кН

$$S = 2 \cdot (h_{зб} - h_{об}) + 3 \cdot b_{об} = 2 \times (500 - 300) + 3 \times 200 = 1000 \text{ мм},$$

$$A_s = (G + P) / (2 \cdot R_{sw}) = 103,94 \cdot 10^3 / (2 \times 285) = 182,35 \text{ мм}^2.$$

Устанавливаем у боковых граней главных балок сетки с вертикальными подвесками $\varnothing 6$ А400 с шагом 150 мм с суммарной площадью $A_s = 170 \text{ мм}^2$ в каждой. При этом учитываем, что недостающие $12,35 \text{ мм}^2$ будут компенсированы поперечными стержнями каркасов главных балок.

Конструирование главной балки. Главные балки в пролетах армируют сварными каркасами аналогично второстепенным, но число каркасов может быть более двух. Плоские каркасы поперечными горизонтальными стержнями объединяют в пространственные. Два плоских каркаса доводят до опор, а третий (средний) обрывают по эюре материалов. При двух каркасах с двумя рядами стержней обрывают стержни второго ряда. В любом случае до опоры нужно доводить не менее 50% от площади арматуры в пролете. Опорные зоны армируют вертикальными каркасами, которые пропускаются между арматурными стержнями колонны, длина этих каркасов также определяется по эюре материалов. При высоте главных балок более 700 мм вдоль боковых граней устанавливают продольную конструктивную стержни диаметром 10...12 мм, чтобы свободная длина поперечных стержней была не более 400 мм.

Шаг s_1 , полученный из расчета прочности наклонных сечений, принимают на концевых участках от опор до первой второстепенной балки, но не менее $1/4$ пролета. В средней части пролета, где поперечные силы малы, арматуру можно поставить реже с шагом s_2 , но не более $3/4 h_0$ и не более 500 мм. При этом для удобства сварки рекомендуется принимать s_2 , кратным s_1 . В нашем случае сохраняем шаг s_1 по всей длине.



Эпюра материалов. Ранее были определены максимальные и минимальные значения моментов в пролетах и на опорах. Перед построением эпюры материалов по [рис. 9](#) и [табл. 4 6](#) определяем промежуточные значения огибающей эпюры моментов при $P/G = 59,508/44,43 = 1,34$ ([рис. 11](#)). При известных значениях M_{ult} с принятым армированием пролетных и опорных сечений нам остается определить несущую способность балки при конструктивной верхней арматуре 2 Ø12 А400, при 2 Ø14 А400 и после обрывов вторых рядов в первом пролете при нижней арматуре 2 Ø18 А400, и во втором — при 2 Ø14 А400:

— при 2 Ø12 А400 $A_s = 226 \text{ мм}^2$ ([прил. 2](#))

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 226 / (11,5 \times 250) = 27,9 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 250 \times 27,9 \times (450 - 0,5 \times 27,9) = 34,98 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

— при 2 Ø14 А400 (верхняя) $A_s = 308 \text{ мм}^2$ ([прил. 2](#))

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b) = 355 \times 308 / (11,5 \times 250) = 38,03 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 250 \times 38,03 \times (450 - 0,5 \times 38,03) = 47,12 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

— при 2 Ø18 А400 $A_s = 509 \text{ мм}^2$ ([прил. 2](#))

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b_f') = 355 \times 509 / (11,5 \times 2200) = 7,14 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2200 \times 7,14 \times (460 - 0,5 \times 7,14) = 82,45 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

— при 2 Ø14 А400 (нижняя) $A_s = 308 \text{ мм}^2$ ([прил. 2](#))

$$x = R_s \cdot A_s / (R_b \cdot b_f') = 355 \times 308 / (11,5 \times 2200) = 4,32 \text{ мм},$$

$$M_{ult} = R_b \cdot b_f' \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 11,5 \times 2200 \times 4,32 \times (460 - 0,5 \times 4,32) = 50,04 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Эпюра материалов главной балки приведена на [рис. 11](#).

Расчет и конструирование колонны

При жесткой конструктивной схеме здания горизонтальную ветровую нагрузку воспринимают кирпичные стены, а колонны — только вертикальные нагрузки. Если соседние пролеты главных балок одинаковы, то можно считать, что вертикальная сила N действует на колонну только со случайным эксцентриситетом e_a . Значение e_a принимается большим из трех величин: $h_k/30$, $l_0/600$ и 10 мм (где h_k — высота сечения колонны, l_0 — расчетная длина). Для элементов прямоугольного сечения при расчетной длине $l_0 < 20h$ и симметричной арматуре классов А240, А300, А400 и А500 расчет на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом допускается заменять расчетом на центральное сжатие; при этом напряжения в бетоне принимают равными R_b , а в арматуре — R_{sc} . В сварных каркасах диаметр продольных стержней d_s принимают не менее 12 мм. При этом должен быть обеспечен минимальный процент армирования сечения. Не рекомендуется насыщать сечение сжатого элемента арматурой выше 3%. Для обеспечения устойчивости продольных сжатых стержней шаг поперечных принимают не более $s = 15 \cdot d_s$ и не более 500 мм. При $\mu = A_{s,tot}/A_b > 3\%$ шаг s уменьшают до $10d_s$ или до 300 мм.

Пример 5. Расчет и конструирование колонны

Требуется рассчитать и законструировать наиболее нагруженную колонну первого этажа здания с параметрами, принятыми в примерах 1–4.


Исходные данные: Высота этажа $h_{эт} = 4,2$ м; количество этажей 5; сетка колонн — $6 \times 5,8$ м; в примере 1 сечение колонны принято 300×300 мм. Бетон тяжелый класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа при $\gamma_{b1} = 1$), рабочая арматура класса А400 ($R_s = R_{sc} = 355$ МПа).

Проектирование колонны состоит из разделов:

Нагрузки и воздействия

Расчет прочности нормального сечения

Конструирование колонны

- ➞ Для возврата в это оглавление со страниц примера
- ➞ используйте элемент навигации
- ➞ 

Нагрузки и воздействия. Грузовая площадь колонны $A = l_1 \cdot l_2 = 6 \times 5,8 = 34,8 \text{ м}^2$ (**рис. 1**).

Считаем, что верх фундамента будет заглублен под пол 1-го этажа на 1 м. Тогда с учетом защемления в фундаменте расчетная длина колонны первого этажа составит

$$l_0 = 0,7 \cdot (h_{эм} + 1) \text{ м} = 0,7 \times 5,2 = 3,64 \text{ м.}$$

Гибкость $l_0/h_k = 3640 / 300 = 12,13 < 20$. Колонна работает со случайным эксцентриситетом $e_0 = h_k / 30 = 10 \text{ мм}$.

Расчетная нагрузка от перекрытия одного этажа (**табл. 2**)

$$N_1 = (g + \Psi_2 \cdot p) \cdot A = (2,85 + 0,9 \times 5,4) \times 34,8 = 285,22 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная

$$N_{1,l} = (g + \Psi_1 \cdot p_l) = (2,85 + 0,95 \times 2,4) \times 34,8 = 178,52 \text{ кН}.$$

При шаге второстепенных балок 2 м расчетная нагрузка от собственного веса трех ребер, выступающих под плитой (**рис. 2**) ($g_{об}$ определена в примере 3),

$$N_2 = 3 \cdot g_{об} \cdot (l_2 - b_{об}) = 3 \times 1,32 \times (5,6 - 0,2) = 21,4 \text{ кН}.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса ребра главной балки, выступающего под плитой (**рис. 3**) ($g_{об}$ определена в примере 4),

$$N_3 = g_{об} \cdot (l_1 - h_k) = 3,025 \times (6 - 0,3) = 17,2 \text{ кН}.$$

где h_k — высота сечения колонны.

Расчетная нагрузка от собственного веса колонны рядового этажа:

$$N_4 = 0,3 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 \times 1,1 = 10,4 \text{ кН}.$$

Нагрузки на покрытие при снеговой нагрузке по **табл. 4 [1]** для IV района (см. пример 1) приведены в **табл. 5**. Тогда расчетное усилие в колонне от покрытия

$$N_5 = (g + \Psi_2 \cdot p) \cdot A = (3,09 + 0,9 \times 2,4) \times 34,8 = 182,7 \text{ кН},$$

в том числе постоянная и длительная

$$N_{5,l} = (g + \Psi_1 \cdot p_l) = (3,09 + 0,95 \times 1,2) \times 34,8 = 147,2 \text{ кН}.$$

Суммарная продольная сила в колонне 5-этажного здания (4 перекрытия и 1 покрытие) с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$:

$N = (4 \cdot N_1 + 5 \cdot N_2 + 5 \cdot N_3 + 5 \cdot N_4 + N_5) \cdot \gamma_n = (4 \times 285,22 + 5 \times 21,4 + 5 \times 17,2 + 5 \times 10,4 + 182,7) \times 0,95 = 1490,15 \text{ кН.}$
в том числе от постоянных и длительных нагрузок

$$N_l = (4 \times 178,52 + 5 \times 21,4 + 5 \times 17,2 + 5 \times 10,4 + 147,2) \times 0,95 = 1050,97 \text{ кН.}$$

Коэффициенты сочетаний Ψ_A, Ψ_n в запас прочности не учитываем.

Расчет прочности нормального сечения. Условие прочности имеет вид:

$$N \leq \varphi [R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s, tot}],$$

где $A = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ мм}^2$ — площадь бетонного сечения, φ — коэффициент, учитывающий гибкость колонны и длительность действия нагрузок.

Преобразуя формулу, получим:

$$A_{s, tot} = (N - \varphi \cdot R_b \cdot A_b) / (\varphi \cdot R_{sc}),$$

где φ принимается при длительном действии нагрузки по **табл. 6.2 [3]**, при кратковременном действии нагрузки по интерполяции между 0,9 при $l_0/h_k = 10$ и 0,85 при $l_0/h_k = 20$

В нашем случае, при $l_0/h = 3640/300 = 12,13$ при длительном действии нагрузки $\varphi = 0,87$, при кратковременном действии нагрузки $\varphi = 0,889$.

Определяем при длительном действии нагрузки ($\gamma_{b1} = 0,9, \gamma_{b3} = 0,9$)

$$A_{s, tot} = (1050,97 \cdot 10^3 - 0,87 \times 0,81 \times 11,5 \times 90000) / (0,87 \times 355) = 1041,3 \text{ мм}^2.$$

Определяем при кратковременном действии нагрузки ($\gamma_{b1} = 1, \gamma_{b3} = 0,9$)

$$A_{s, tot} = (1490,15 \cdot 10^3 - 0,889 \times 0,9 \times 11,5 \times 90000) / (0,889 \times 355) = 2097,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по большему значению 4Ø28 A400 с $A_{s, tot} = 2463 \text{ мм}^2$ (**прил. 2**).

Конструирование. Полученный процент армирования от рабочей площади бетона составляет:

$$\mu = A_s \cdot 100 / (b \cdot h_0) = 2463 \times 100 / (2 \times 300 \times 255) = 1,61\%.$$



Это выше минимально процента армирования $\mu_{\min} = 0,153\%$, определенного по интерполяции между $0,1\%$ при $l_0 / h = 5$ и $0,25\%$ при $l_0 / h = 25$. Суммарный процент армирования $3,22\%$ несколько превышает рекомендуемый максимальный $\mu_{\max} = 3\%$. Поэтому шаг поперечных стержней нужно принять $s = 10 \cdot d_s = 280$ мм. С учетом кратности 50 мм принимаем $s = 250$ мм. По условиям сварки диаметр поперечных стержней должен быть не менее $0,25 \cdot d_s$, принимаем $\varnothing 7$ A240. Согласно требованиям норм [3], защитный слой бетона до рабочей арматуры должен составлять не менее 20 мм и не менее d_s , в нашем случае — 28 мм. Принимаем 31 мм, тогда $a = 45$ мм, $h_0 = 355$ мм.

Расчет и конструирование фундамента

Монолитные фундаменты под отдельные колонны бывают по форме ступенчатыми и пирамидальными. Ступенчатые проще по устройству опалубки и условиям бетонирования. Общую высоту фундамента h_f принимают такой, чтобы его не требовалось армировать хомутами и отгибами. Давление от колонны распространяется в теле фундамента под углом 45° (рис. 12). Этим руководствуются при назначении размеров ступеней фундамента.

Монолитные фундаменты армируют сварными сетками по подошве. Для связи с монолитной колонной из фундамента выпускают арматуру с площадью сечения, равной сечению арматуры колонны у обреза фундамента. В пределах фундамента выпуски соединяют хомутами в каркас, который устанавливают на бетонные подкладки. Арматуру колонн с выпусками соединяют дуговой сваркой.

Размеры подошвы фундамента назначают согласно требованиям норм проектирования оснований зданий и сооружений, рассчитывая основания по несущей способности и по деформациям. Давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. В курсовом проекте можно принять, что оно распределено равномерно.

Тогда необходимую площадь подошвы центрально нагруженного фундамента можно определить из условия:

$$A = N_n / (R - \gamma_m \cdot H),$$

где N_n — усилие от нормативных нагрузок, передаваемое колонной на фундамент; H — глубина заложения фундамента; $\gamma_m = 20$ кН/м³ — усредненная нагрузка от веса 1 м³ фундамента и грунта на его уступах.

Центрально нагруженные фундаменты лучше делать квадратными в плане.

Минимальную высоту фундамента с квадратной подошвой определяют расчетом его прочности на продавливание по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонн и наклонены под углом 45° .

При этом нагрузка от веса фундамента и грунта на нем не учитывается, так как она в работе фундамента на продавливание не участвует. Полезная высота фундамента (**рис. 12**) может быть вычислена по приближенной формуле:

$$h_f = h_o + a_s = - (h_k + b_k) / 4 + 0,5 \sqrt{N / (R_{bt} + p)} + a_s,$$

где N — усилие от расчетных нагрузок, передаваемое колонной на фундамент; h_k и b_k — размеры поперечного сечения колонны; $p = N / A$ — средние напряжения по подошве фундамента.

При $h_f \leq 900$ мм фундаменты делают двухступенчатыми, при большей — трехступенчатыми. Полезную высоту нижней ступени h_{o1} принимают такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в пересечении пирамиды продавливания с арматурной сеткой на расстоянии c от обреза фундамента (**рис. 12**):

$$h_{o1} = p \cdot c / R_{bt}.$$

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб в сечениях по граням колонны и верхних ступеней. Значения расчетных изгибающих моментов в этих сечениях (**рис. 12**):

$$M_I = 0,125 \cdot p \cdot (a - h_k)^2 \cdot b; M_{II} = 0,125 \cdot p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b.$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента принимают по большему из значений:

$$A_{sI} = M_I / (0,9 \cdot h_o \cdot R_s), A_{sII} = M_{II} / (0,9 \cdot h_{o1} \cdot R_s).$$

Содержание арматуры в расчетном сечении должно обеспечивать минимально допустимый процент армирования для изгибаемых элементов. Учитывая повышенную коррозионную опасность диаметр стержней принимают не менее 16 мм, расстояние от подошвы до оси арматуры не менее 50 мм.

Пример 6. Расчет и конструирование фундамента

Требуется рассчитать и законструировать фундамент под колонну с параметрами, принятыми в примерах 1 – 5.

Исходные данные: Бетон тяжелый класса В20 ($R_{bt} = 0,9$ МПа), рабочая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа), сопротивление основания $R = 0,25$ МПа, усилие в колонне $N = 1490,15$ кН.

Проектирование фундамента состоит из разделов:

Назначение размеров и проверки на продавливание

Расчет армирования и конструирование

Для возврата в это оглавление со страниц примера используйте элемент навигации

Усилие от нормативных нагрузок, передаваемое на фундамент, определим делением расчетного усилия в колонне на осредненный коэффициент надежности $\gamma_f = 1,16$.

$$N_n = N / \gamma_f = 1490,15 / 1,16 = 1284,6 \text{ кН.}$$

Примем глубину заложения фундамента $H = 1,5$ м. Тогда необходимая площадь подошвы фундамента:

$$A = N_n / (R - \gamma_m H) = 1284,6 / (0,25 \cdot 10^3 - 20 \times 1,5) = 5,839 \text{ м}^2.$$

Принимаем квадратный фундамент со сторонами $a = b = 2,5$ м и площадью подошвы $A = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ м}^2$.

Тогда средние напряжения по подошве фундамента при расчетных нагрузках

$$p = N / A = 1503,7 / 6,25 = 240,6 \text{ кН / м}^2 = 0,239 \text{ МПа.}$$

Полезную высоту фундамента определим формуле:

$$h_f = h_o + 50 = - (h_k + b_k) / 4 + 0,5 \sqrt{N / (R_{bt} + p)} + 50 = - (300 + 300) / 4 + 0,5 \sqrt{1490,15 \cdot 10^3 / (0,9 + 0,239)} + 50 = 496 \text{ мм.}$$

Поскольку арматурные выпуски должны быть того же диаметра, что и арматура колонны, а для их анкеровки требуется $20 \cdot d = 20 \times 20 = 400$ мм, принимаем высоту фундамента $h_f = 600$ мм. Тогда полезная высота фундамента $h_o = 600 - 50 = 550$ мм. Назначаем две ступени высотой $h_c = 300$ мм каждая.

Чтобы пирамида продавливания не выходила за пределы фундамента ширина верхней ступени должна быть

$$a_1 = h_k + 2 \cdot h_c = 300 + 2 \times 300 = 900 \text{ мм.}$$

Полезная высота нижней ступени $h_{o1} = 300 - 50 = 250$ мм. Проверим ее прочность на продавливание.

Боковая грань пирамиды продавливания пересекается с арматурной сеткой на расстоянии от обреза фундамента (**рис. 12**):

$$c = (a - a_1 - 2 \cdot h_{o1}) / 2 = (2500 - 900 - 2 \times 250) / 2 = 550 \text{ мм.}$$

$$R_{bt} \cdot h_{o1} = 0,81 \times 250 = 202,5 \text{ кН} > p \cdot c = 0,241 \times 550 = 132,55 \text{ кН.}$$

Прочность нижней ступени на продавливание обеспечена.

Подбираем арматуру подошвы фундамента. Расчетный изгибающий момент в сечении по грани колонны:

$$M_I = 0,125 \cdot p \cdot (a - h_k)^2 \cdot b = 0,125 \times 0,241 \times (2500 - 300)^2 \times 2500 = 360,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Требуемая площадь арматуры в этом сечении:

$$A_{sI} = M_I / (0,9 \cdot h_o \cdot R_s) = 360,5 \cdot 10^6 / (0,9 \times 550 \times 355) = 2051,5 \text{ мм}^2.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении по обрезу верхней ступени:

$$M_{II} = 0,125 \cdot p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \times 0,241 \times (2500 - 900)^2 \times 2500 = 192,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Требуемая площадь арматуры в этом сечении:

$$A_{sII} = M_{II} / (0,9 \cdot h_{o1} \cdot R_s) = 192,8 \cdot 10^6 / (0,9 \times 250 \times 355) = 2414,1 \text{ мм}^2.$$

По большему значению принимаем (**прил. 2**) 13 Ø16 А400 с площадью $A_s = 2613 \text{ мм}^2$.

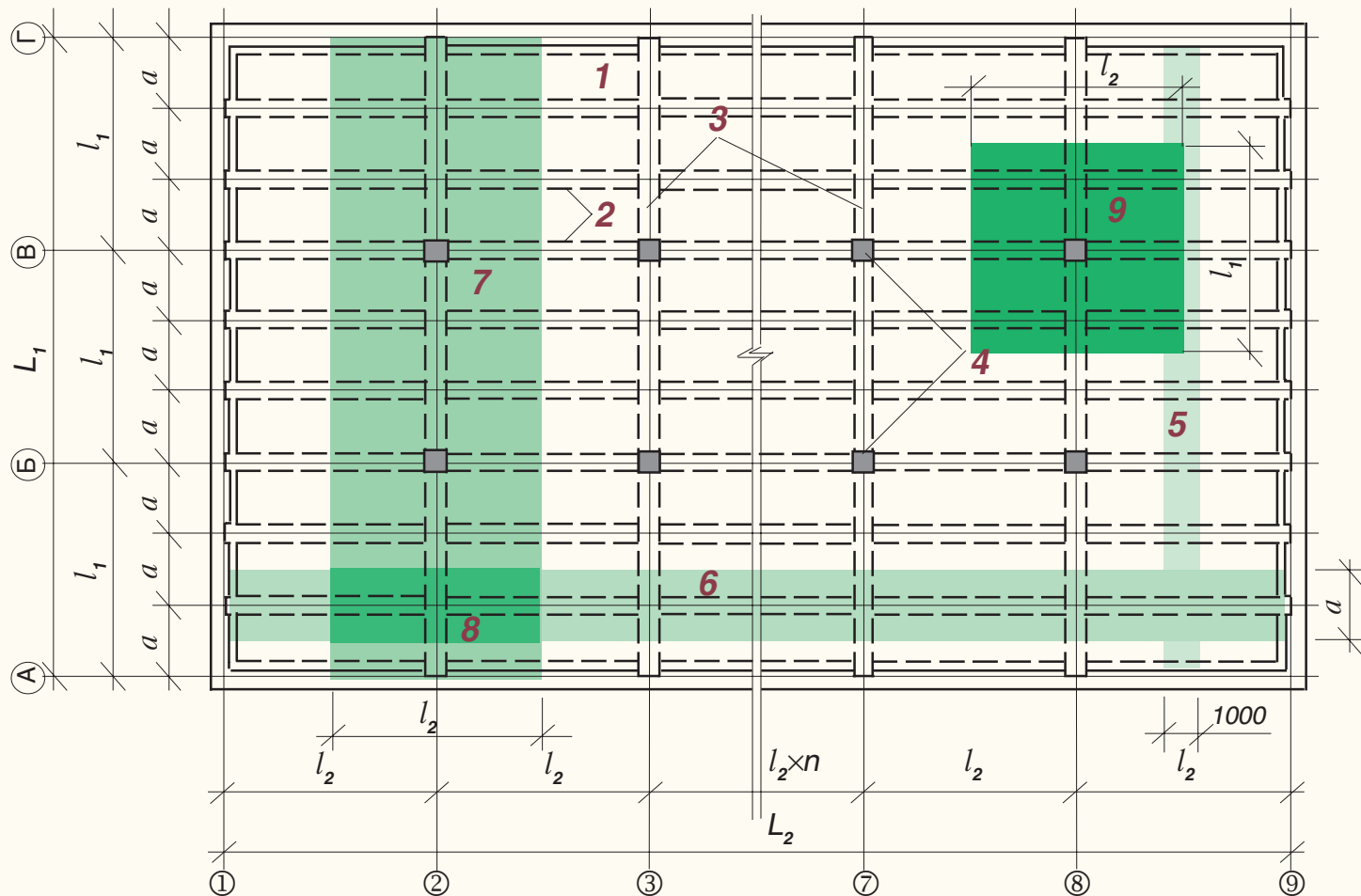
Покольку фундамент квадратный в плане, стержни арматурной сетки принимаем одинаковыми в обоих направлениях с шагом 200 мм. Тогда защитные слои снизу и с боков будут по 42 мм.

Процент армирования составит $\mu = A_s \cdot 100 / (b \cdot h_o) = 2613 \times 100 / (2500 \times 250) = 0,418\% > \mu_{\min} = 0,1\%$.

В графической части проекта первый лист должен содержать план перекрытия, разрезы и общие виды пространственного каркаса здания (опалубочные чертежи). На следующих листах изображают схемы армирования, узлы, сетки, каркасы и спецификации. В текстовом материале отражают особенности чтения чертежей, при необходимости — указания по производству работ (**КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ**).



Рисунок 1 — Схема монолитного перекрытия



**Железобетонные конструкции
многоэтажного здания в монолитном исполнении
(с неполным каркасом)**



Приложение 1

Исходные данные для проектирования

Таблица 1 — Параметры здания в плане, м:

над чертой — $L_1 \times L_2$, под чертой — $l_1 \times l_2$ (где L_1 и L_2 — ширина и длина здания, l_1 и l_2 — сетка колонн)

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	21 × 56	15 × 35	18 × 56	20 × 48	24 × 50,4	21 × 60	18 × 42	15 × 48	16,2 × 54	18 × 38,4
	7 × 7	5 × 7	6 × 7	5 × 6	6 × 7,2	7 × 6	6 × 6	5 × 6	5,4 × 6	6 × 6,4
2	15 × 65	15 × 60	15 × 49	15 × 66	18 × 60	18 × 56	18 × 66	18 × 63	18 × 58	18 × 62
	5 × 6,5	5 × 6	5 × 7	5 × 6,6	6 × 6	6 × 7	6 × 6,6	6 × 6,3	6 × 5,8	6 × 6,2
3	16,5 × 50	16,5 × 55	16,5 × 60	16,5 × 65	16,5 × 56	19,5 × 40	19,5 × 44	19,5 × 54	19,5 × 52	19,5 × 49
	5,5 × 5	5,5 × 5,5	5,5 × 6	5,5 × 6,5	5,5 × 7	6,5 × 5	6,5 × 5,5	6,5 × 6	6,5 × 6,5	6,5 × 7
4	18 × 50	18 × 54	18 × 58	18 × 64	18 × 66	18,6 × 54	18,6 × 54	18,6 × 58	18,6 × 65	18,6 × 56
	6 × 5	6 × 5,4	6 × 5,8	6 × 6,4	6 × 6,6	6,2 × 6	6,2 × 5,4	6,2 × 5,8	6,2 × 6,5	6,2 × 5,6
5	21 × 55	21 × 52	21 × 54	21 × 56	21 × 60	21 × 58	21 × 62	21 × 64	21 × 66	21 × 55
	7 × 5	7 × 5,2	7 × 5,4	7 × 5,6	7 × 6	7 × 5,8	7 × 6,2	7 × 6,4	7 × 6,6	7 × 5,5
6	19,5 × 52	19,5 × 54	19,5 × 56	19,5 × 58	19,5 × 62	19,5 × 64	19,5 × 66	18,6 × 55	18,6 × 62	18,6 × 64
	6,5 × 5,2	6,5 × 5,4	6,5 × 5,6	6,5 × 5,8	6,5 × 6,2	6,5 × 6,4	6,5 × 6,6	6,2 × 5,5	6,2 × 6,2	6,2 × 6,4
7	20,1 × 51	20,1 × 53	20,1 × 55	20,1 × 57	20,1 × 59	20,1 × 61	20,1 × 63	20,1 × 65	20,1 × 67	20,1 × 69
	6,7 × 5,1	6,7 × 5,3	6,7 × 5,5	6,7 × 5,7	6,7 × 5,9	6,7 × 6,1	6,7 × 6,3	6,7 × 6,5	6,7 × 6,7	6,7 × 6,9
8	18,9 × 52	18,9 × 54	18,9 × 56	18,9 × 58	18,9 × 60	18,9 × 62	18,9 × 64	18,9 × 66	18,9 × 68	18,9 × 63
	6,3 × 5,2	6,3 × 5,4	6,3 × 5,6	6,3 × 5,8	6,3 × 6	6,3 × 6,2	6,3 × 6,4	6,3 × 6,6	6,3 × 6,8	6,3 × 7
9	18,3 × 51	18,3 × 53	18,3 × 55	18,3 × 57	18,3 × 59	18,3 × 61	18,3 × 63	18,3 × 65	18,3 × 67	18,3 × 69
	6,1 × 5,1	6,1 × 5,3	6,1 × 5,5	6,1 × 5,7	6,1 × 5,9	6,1 × 6,1	6,1 × 6,3	6,1 × 6,5	6,1 × 6,7	6,1 × 6,9
0	16,5 × 51,2	16,5 × 47,6	17,1 × 52	17,1 × 56	17,7 × 61	17,7 × 56,7	18,3 × 54	18,3 × 52	18,9 × 63	18,9 × 65
	5,5 × 6,4	5,5 × 6,8	5,7 × 6,5	5,7 × 7	5,9 × 6,1	5,9 × 6,3	6,1 × 6	6,1 × 6,5	6,3 × 6,3	6,3 × 6,5



Приложение 1

Исходные данные для проектирования

Таблица 2 — Нормативные нагрузки на перекрытия, число и высота этажей, район строительства, расчетное сопротивление грунта R_0

Наименование	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Нагрузка, кПа										
а) постоянная (пол)	0,6	0,8	1,0	0,7	0,9	1,1	1,3	1,2	1,4	1,0
б) полная временная	10	12	8	6	9	5	6,2	6,8	11	8,4
в) длительная часть	4	6	5	4	4	3	4,2	4,8	7	5
Число этажей	3	4	5	3	4	5	3	4	5	4
Высота этажа, м	4,8	4,2	3,6	6	4,8	3,3	4,2	3,6	3,9	4,5
Место строительства	Ново-сибирск	Омск	Томск	Чита	Абакан	Барнаул	Иркутск	Игарка	Кемерово	Кызыл
R_0 , МПа	0,25	0,3	0,2	0,2	0,25	0,3	0,2	0,25	0,2	0,25

Прочие данные:

1. Ненапрягаемая рабочая арматура — класса А400 и В500.
2. Классы бетона назначаются автором проекта и при необходимости уточняются в процессе расчета.



Приложение 2

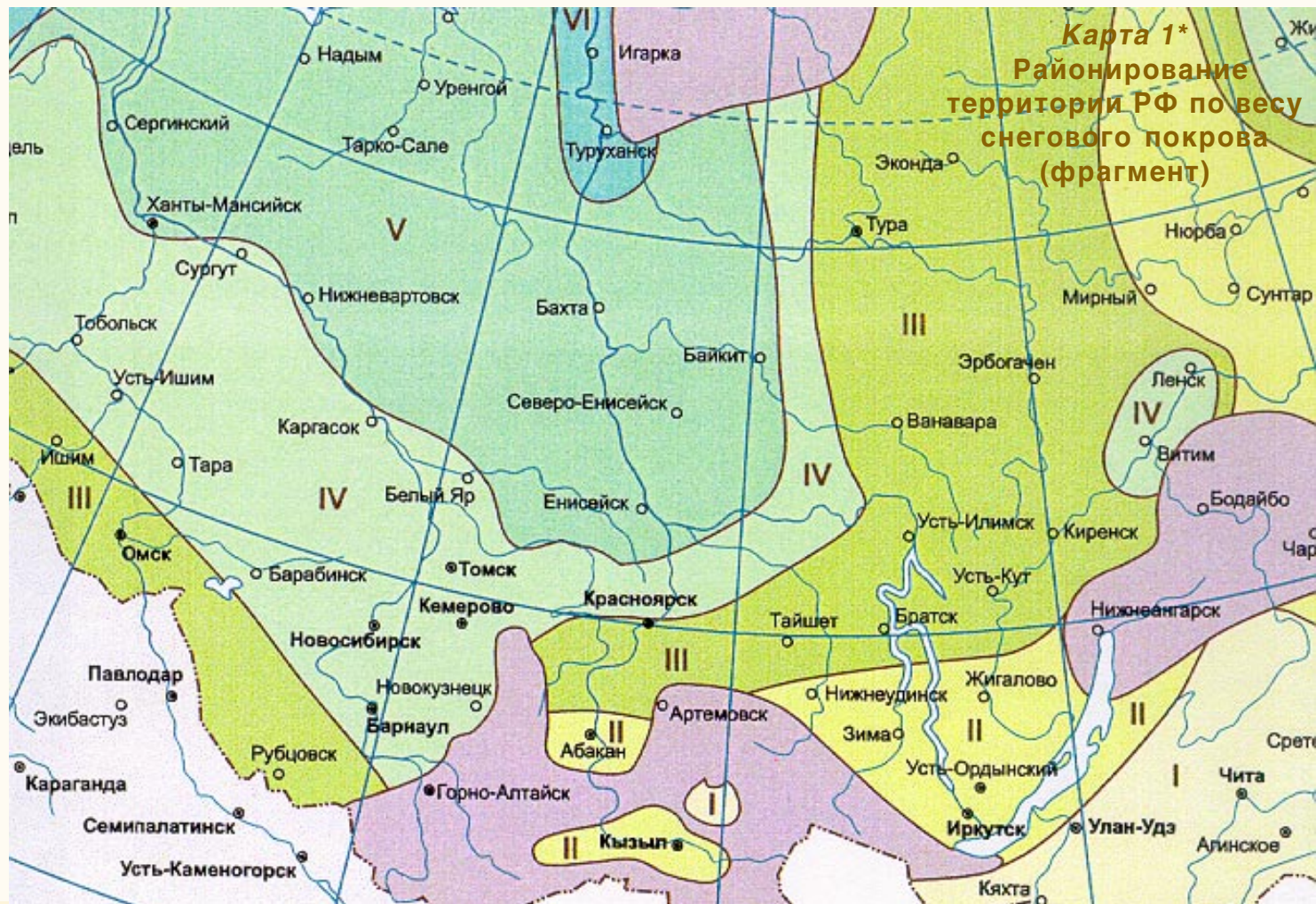
Сортамент арматуры

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и проволоки, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м, кг	Диаметры для	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		проволоки	стержневой арматуры
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	+	
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	+	
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	+	
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	+	
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617		+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888		+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208		+
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578		+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998		+
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466		+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984		+
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,840		+
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,830		+
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,310		+
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990		+
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865		+

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматуры периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.
2. Знак «+» определяет наличие диаметра в сортаменте.

**Железобетонные конструкции
многоэтажного здания в монолитном исполнении
(с неполным каркасом)**





Железобетонные конструкции
многоэтажного здания в монолитном исполнении
(с неполным каркасом)



Рисунок 6 — К построению огибающей эпюры моментов второстепенной балки

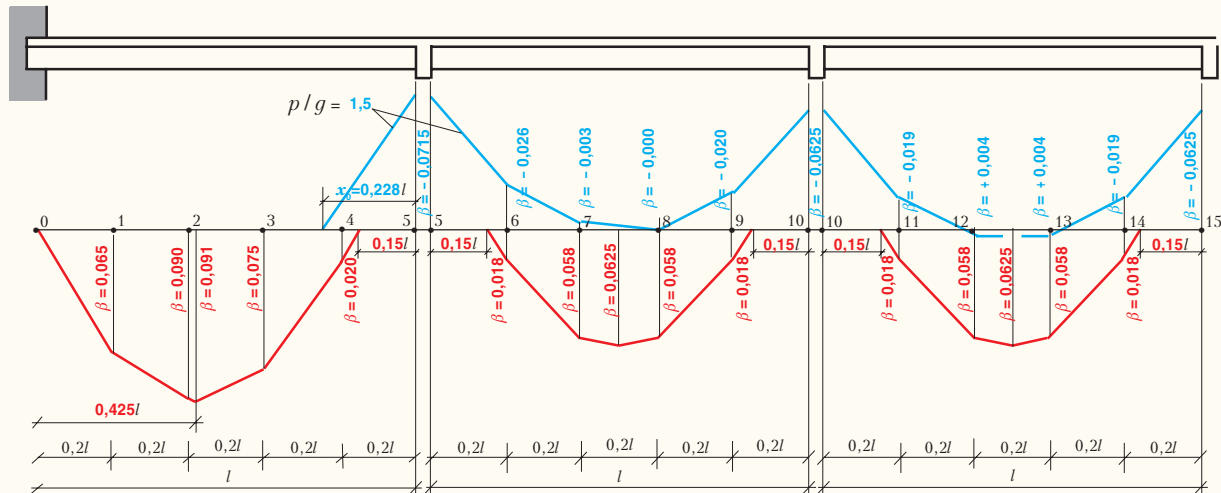
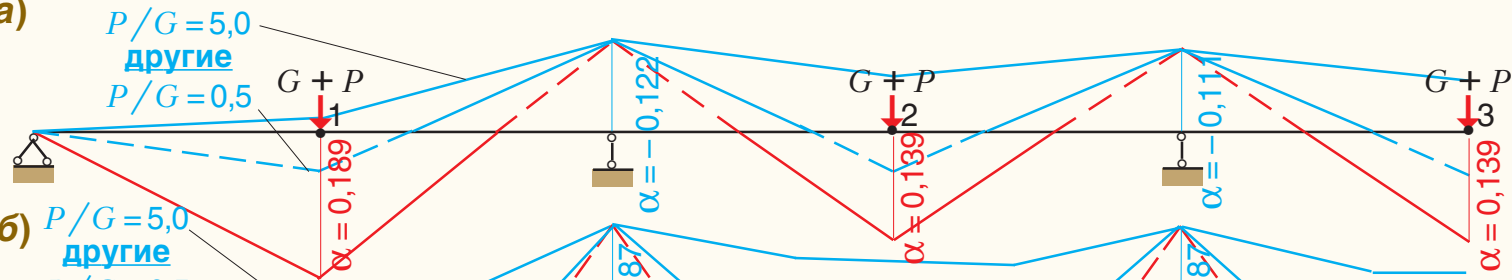


Таблица 3 — Коэффициенты β

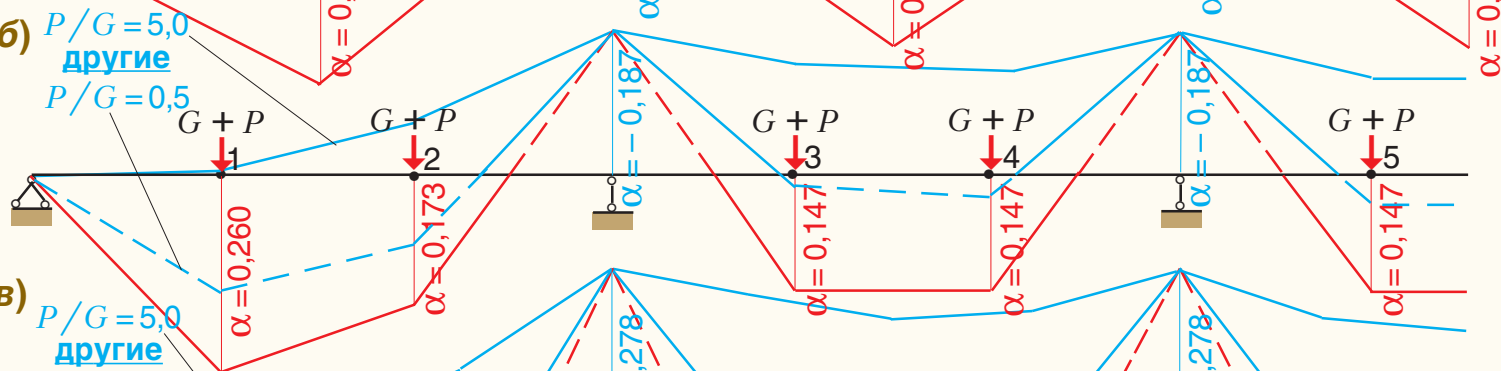
p/g	Номера точек											x_0/l
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
0,5	-0,0715	-0,010	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625	0,167
1,0	-0,0715	-0,020	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625	0,200
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	+0,000	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625	0,228
2	-0,0715	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625	0,250
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625	0,270
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625	0,285
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625	0,304
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625	0,315
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625	0,327
5,0	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625	0,339

Рисунок 9 — К построению огибающей эпюры моментов главной балки

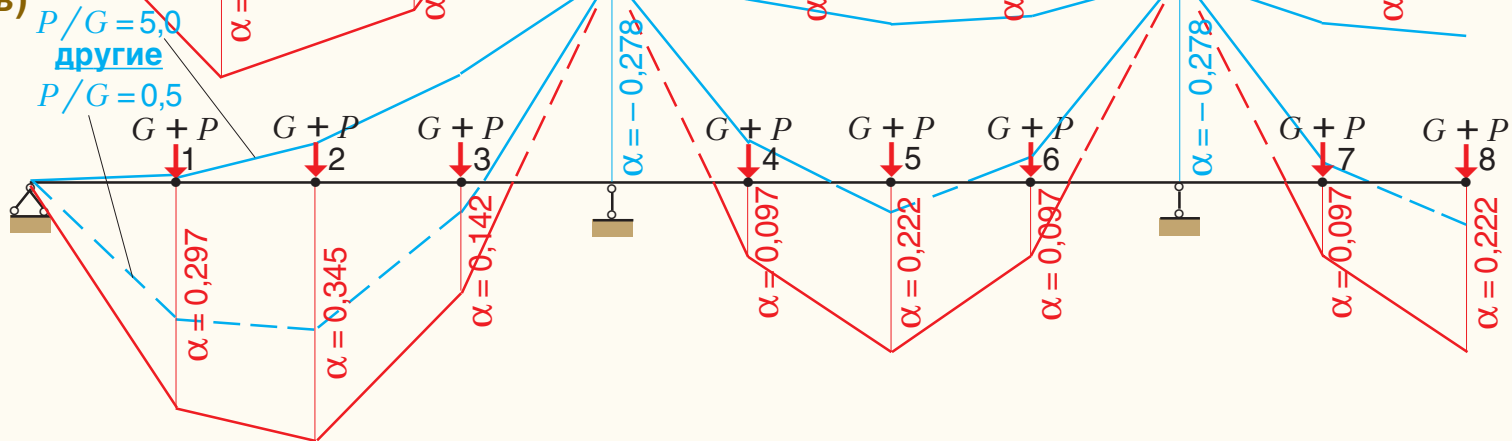
а)



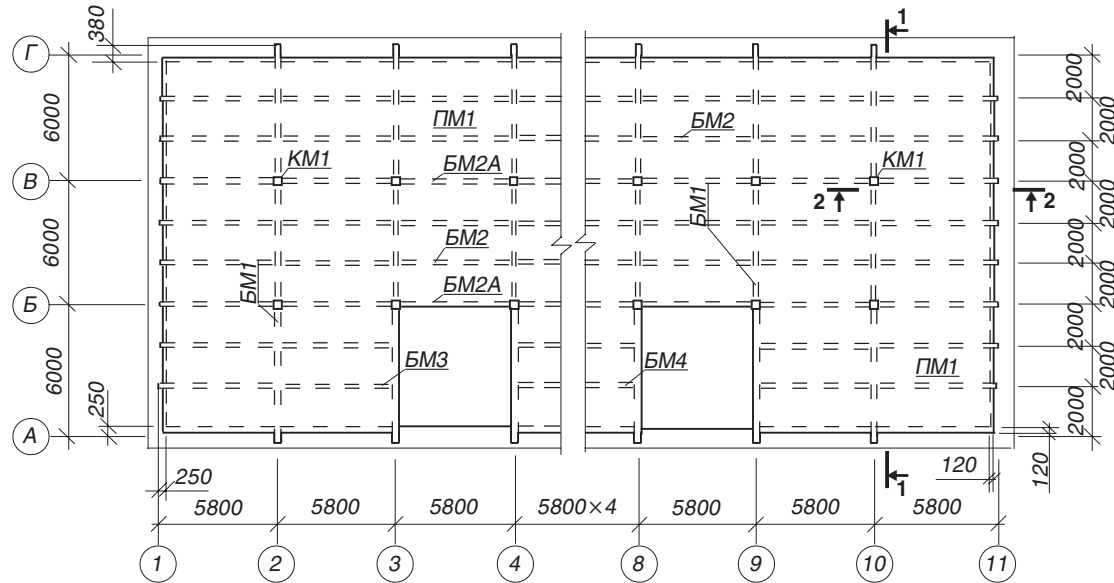
б)



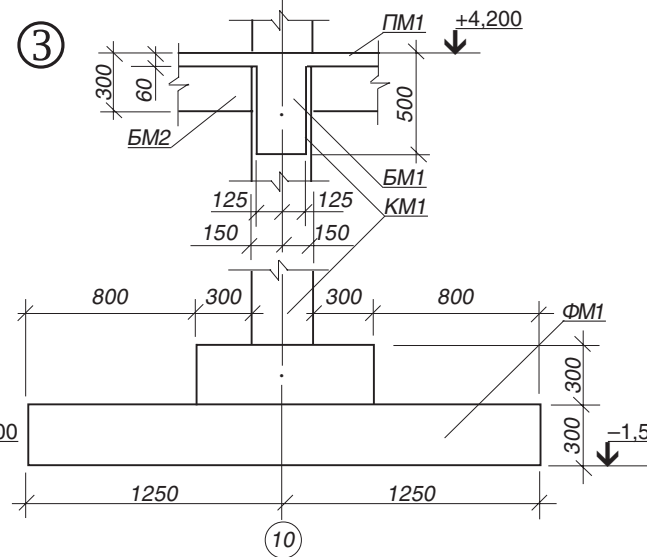
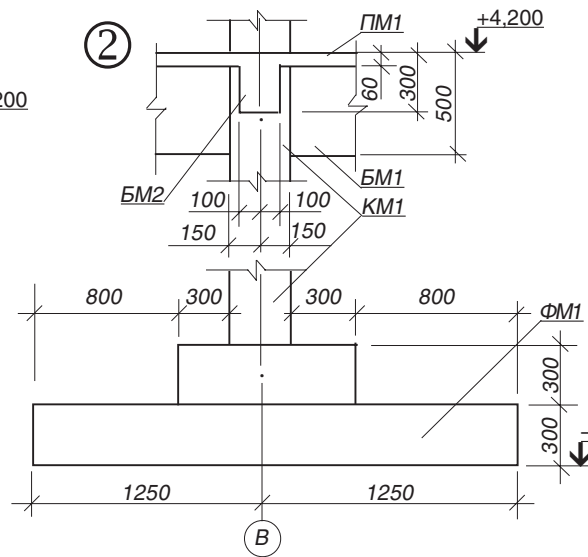
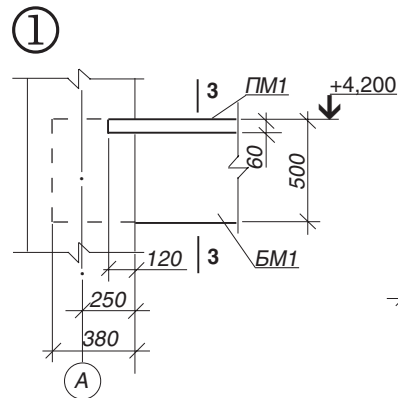
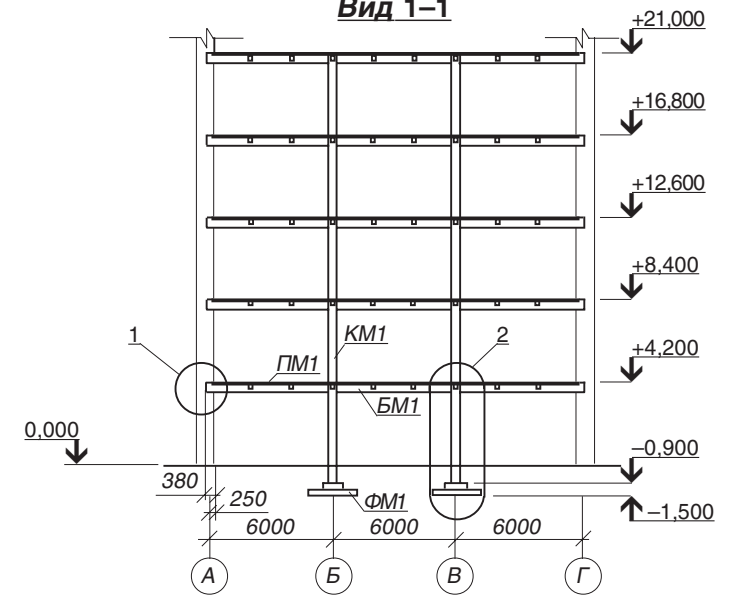
в)



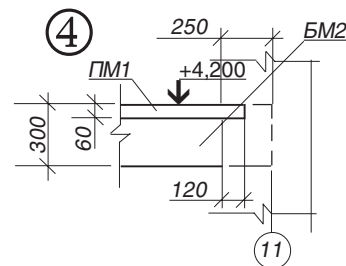
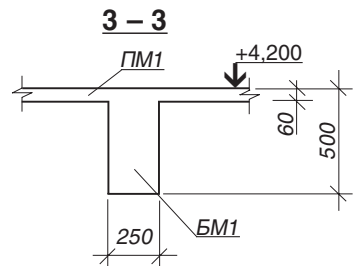
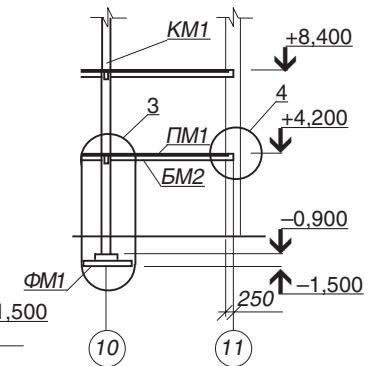
План на отм. + 4.200; + 8.400; + 12.600; + 16.800; + 21.000



Вид 1-1

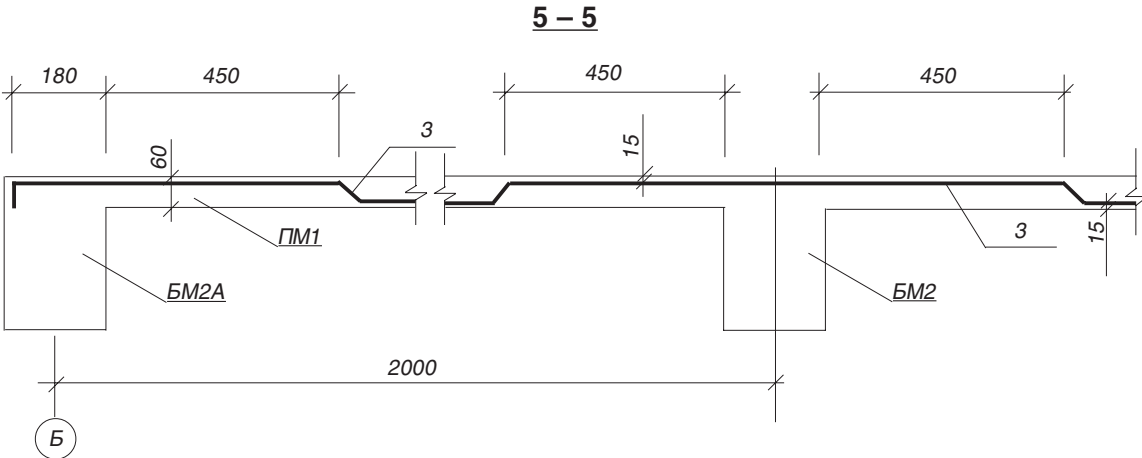
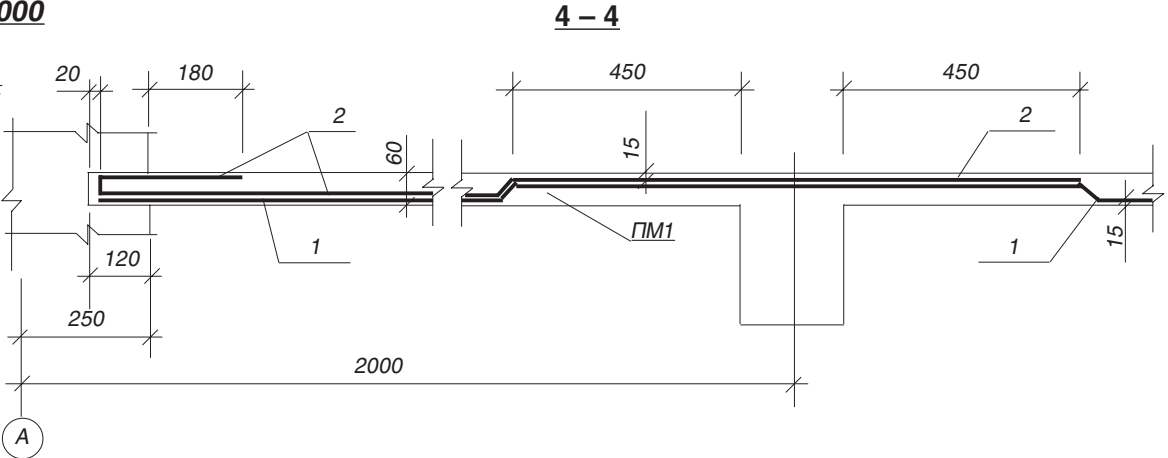
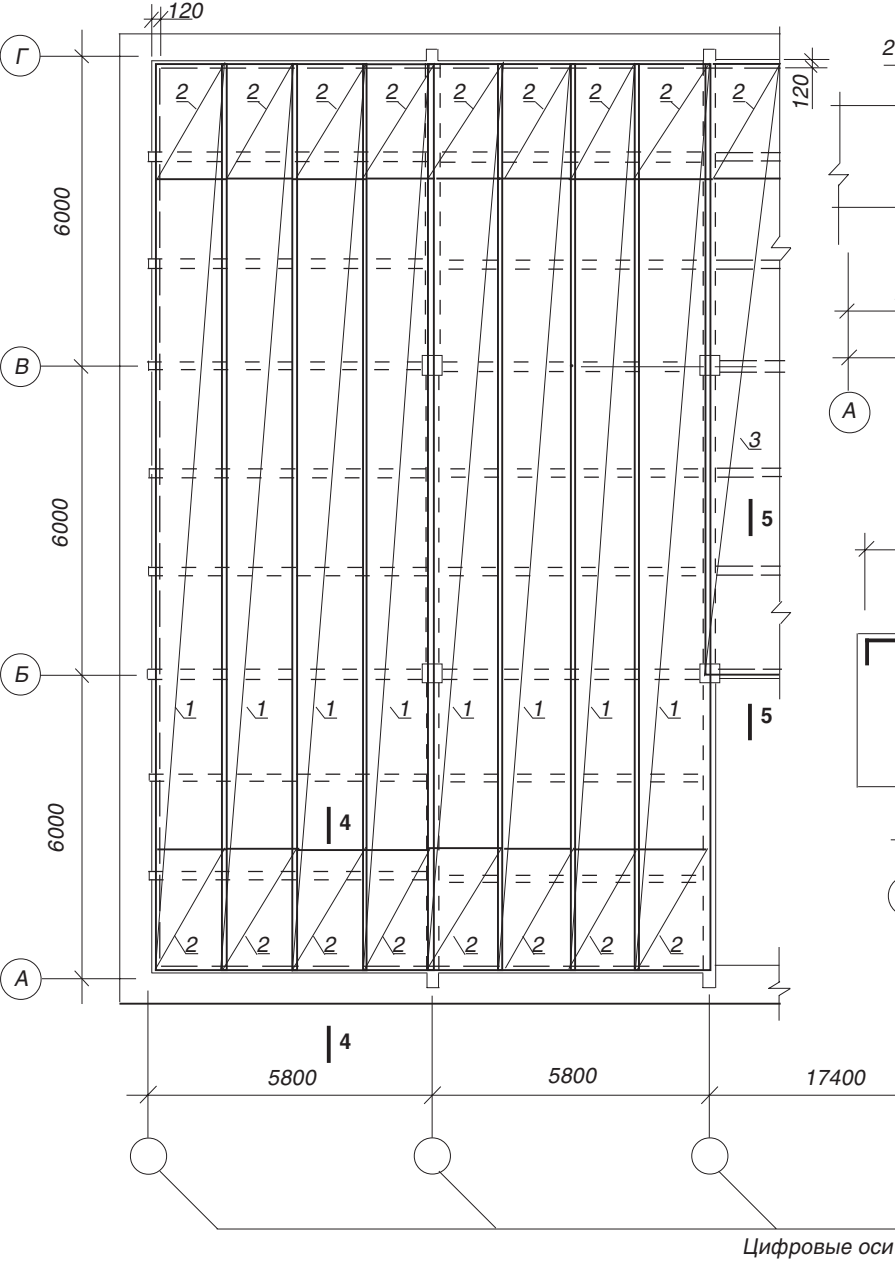


Вид 2-2



				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ			
				Промышленное предприятие			
Руковод.				Производственный корпус	Стадия	Лист	Листов
Студент						1	7
				Монолитный пространственный каркас МПК1. Общие виды	НГАСУ, ПГС гр. 429		

План на отм. + 4.200; + 8.400; + 12.600; + 16.800; + 21.000

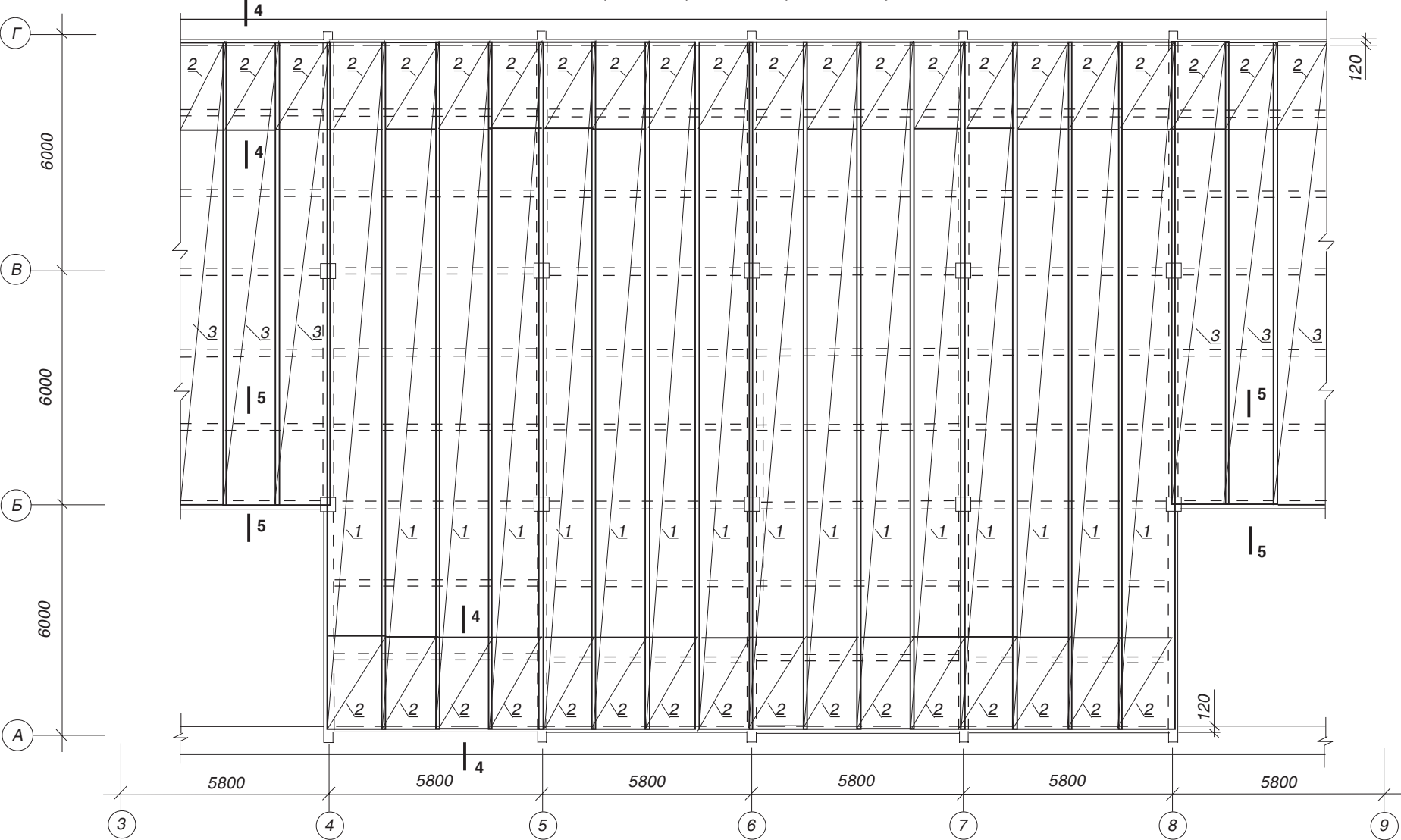


Деталь размещения сеток



					КП1. ЖБК. 03 - 1 - КЖ			
					Промышленное предприятие			
Руковод. Студент					Производственный корпус	Стадия	Лист	Листов
							2	7
					Монолитный пространственный каркас МПК1. Схема армиро- вания ПМ1 в осях 1-3 и 9-11		НГАСУ, ПГС гр. 429	

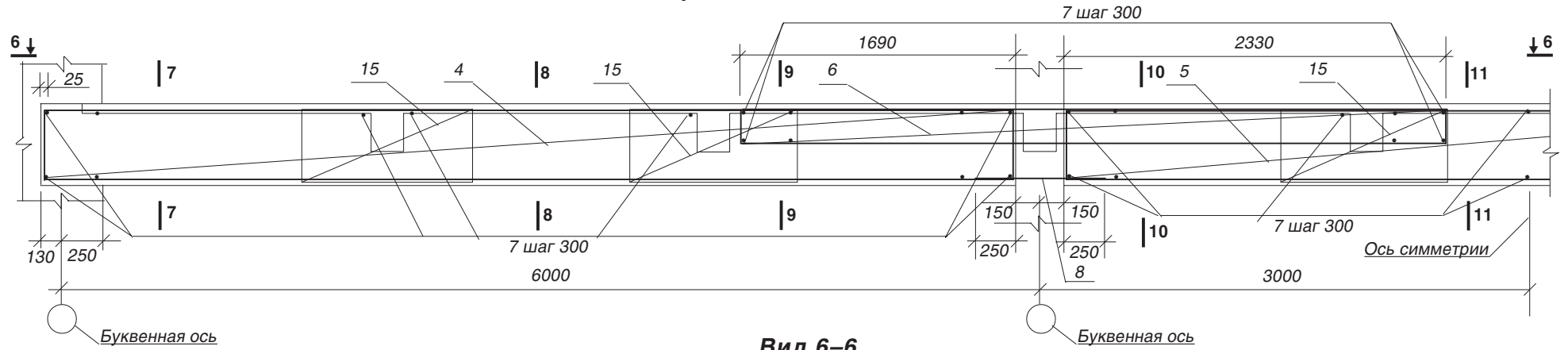
План на отм. + 4.200; + 8.400; + 12.600; + 16.800; + 21.000



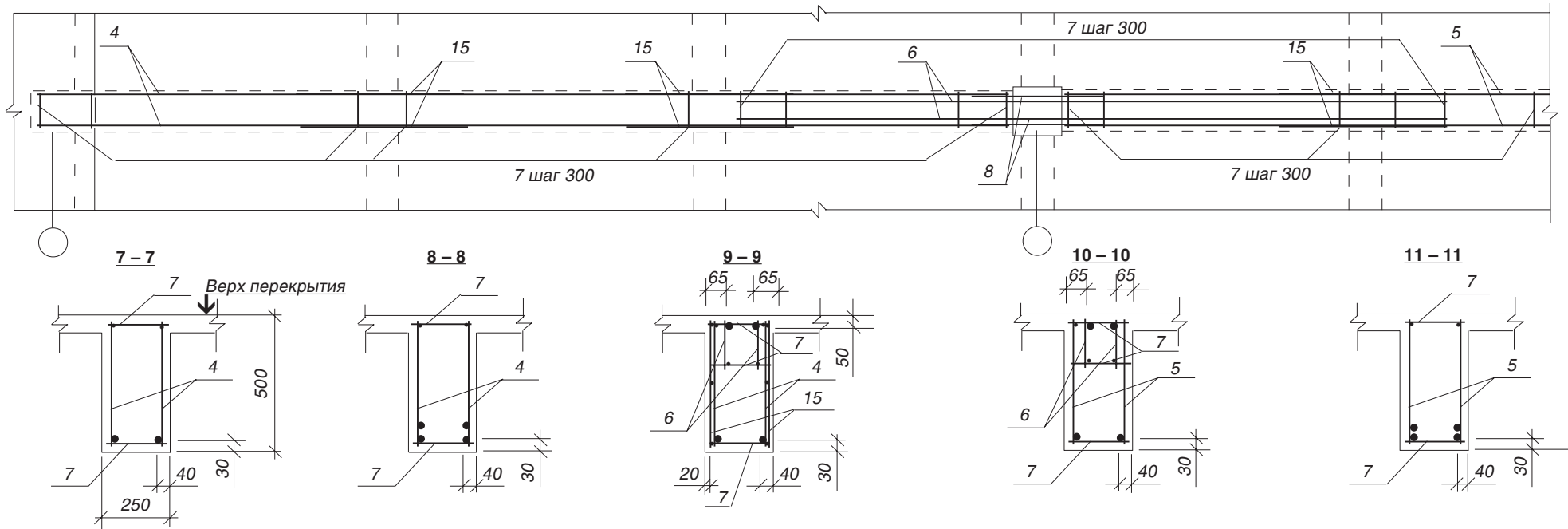
Сечения 4-4 и 5-5 приведены на листе 2.

				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ		
				Промышленное предприятие		
Руковод. Студент				Производственный корпус	Стадия	Лист
						Листов
						3
						7
				Монолитный пространственный каркас МПК1. Схема армирования ПМ1 в осях 3-9		
				НГАСУ, ПГС гр. 429		

Фронтальный вид БМ1



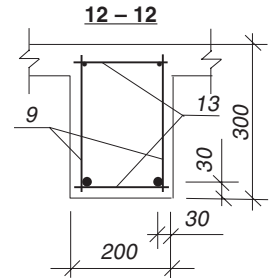
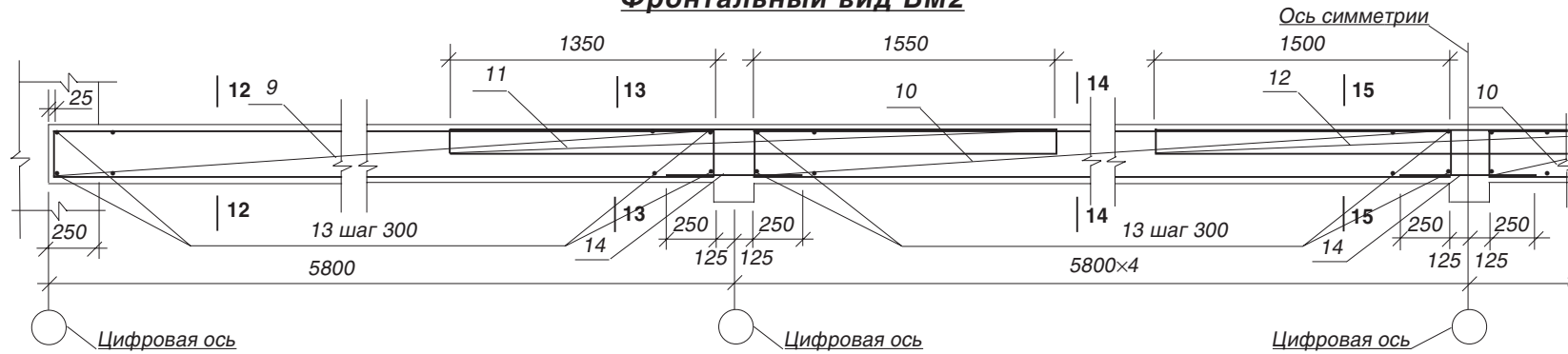
Вид 6–6



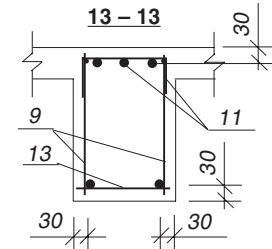
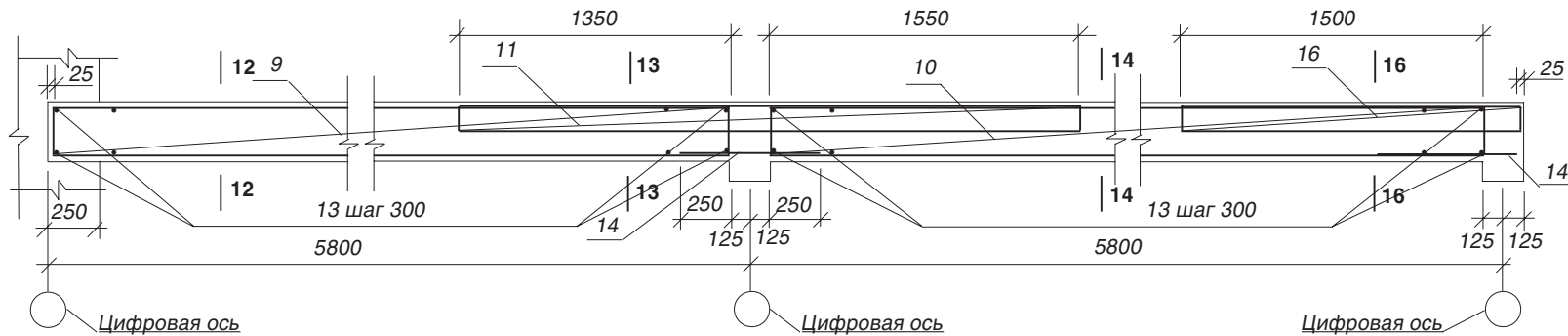
1. Соединительные стержни поз.7 и 8 крепить к каркасам точечной сваркой.
2. Стержни поз.7 устанавливать с примыканием к вертикальным стержням каркасов.

				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ			
				Промышленное предприятие			
Руковод.				Производственный корпус	Стадия	Лист	Листов
Студент						4	7
				Монолитный пространственный каркас МПК1. Схема армирования БМ1	НГАСУ, ПГС гр. 429		

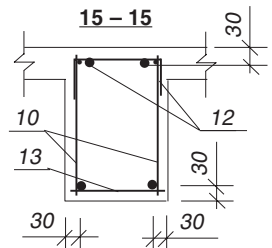
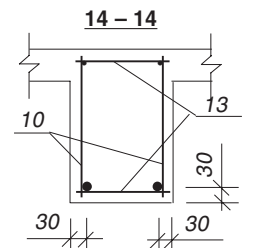
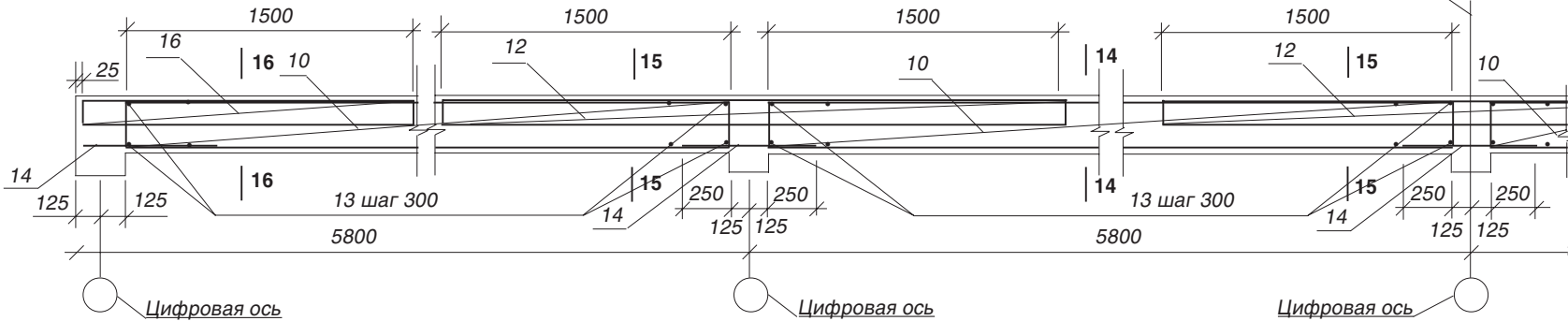
Фронтальный вид БМ2



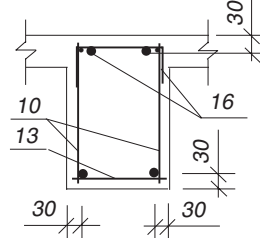
Фронтальный вид БМ3



Фронтальный вид БМ4



16-16



1. Соединительные стержни поз.13 и 14 крепить к каркасам точечной сваркой.
2. Стержни поз.13 устанавливать с примыканием к вертикальным стержням каркасов.

КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ

Промышленное предприятие

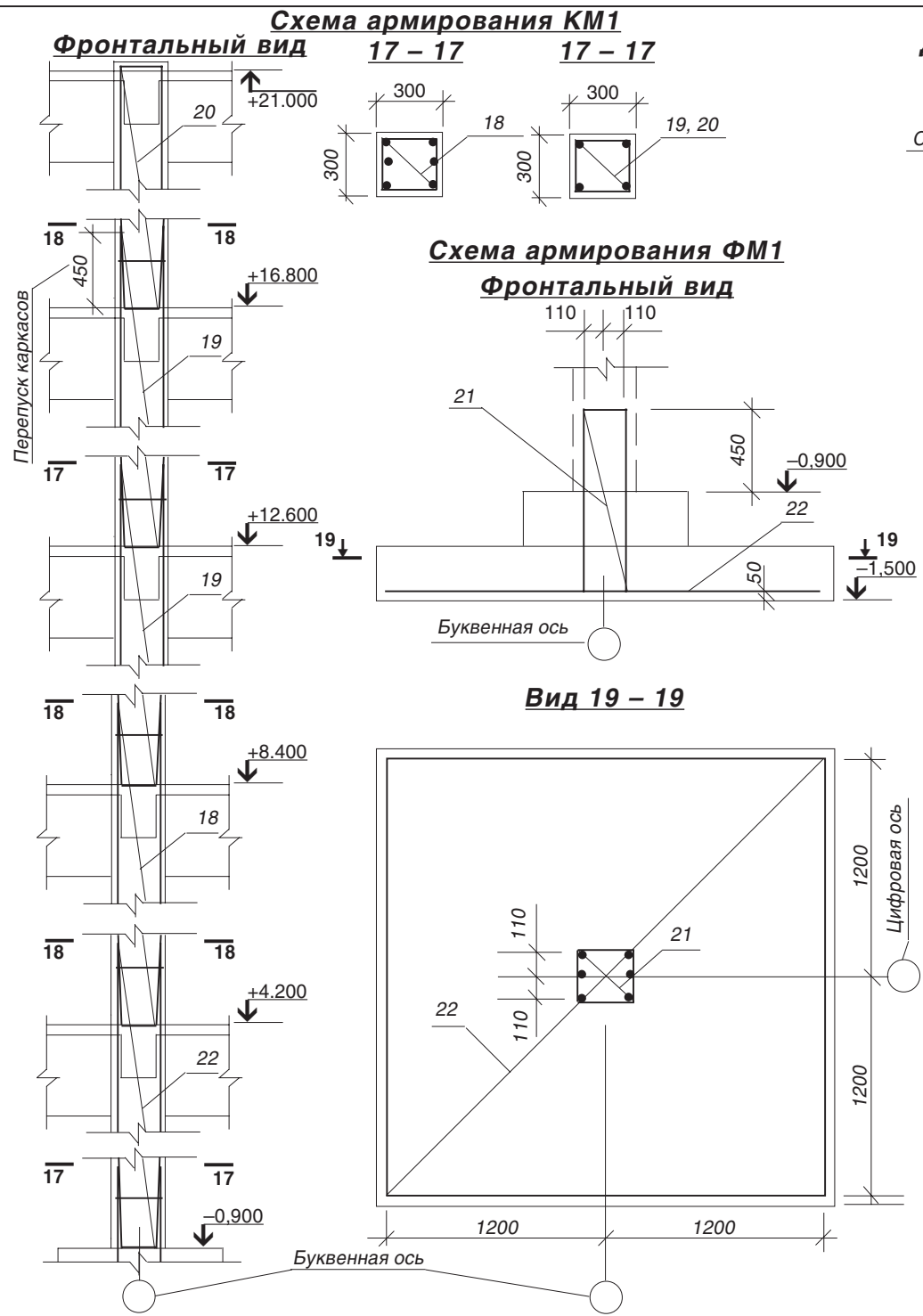
Руковод.
Студент

Производственный корпус

Стадия Лист Листов
5 7

Монолитный пространственный
каркас МПК1.
Схема армирования БМ2 – БМ4

НГАСУ,
ПГС гр. 429



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед, кг	Приме- чание
		<u>ПЛИТА ПМ1 (шт. 5)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
1	ГОСТ 8478-81	5В 500 200 4В 500 250	1540	32	Параметры сеток согла- сованы с изготовите- лем
2		3В 500 200 3В 500 250	1540	72	
3		5В 500 200 4В 500 250	1540	8	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			50,15 м³
		<u>БАЛКА БМ1 (шт. 45)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
4	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КР	Каркас КР1	4		
5		Каркас КР2	2		
6		Каркас КР3	4		
15	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-С	Сетка С1	12		
		<u>Детали</u>			
7		Ø 6 А400, ГОСТ 5781-82, l=210	156	0,05	
8		Ø 12 А400, ГОСТ 5781-82, l=800	4	0,73	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			2,2 м³

Продолжение спецификации на листе 7

				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ			
				Промышленное предприятие			
				Производственный корпус	Стадия	Лист	Листов
Руковод.						6	7
Студент				Монолитный пространственный каркас МПК1. Схема армирова- ния КМ1, ФМ1. Спецификация	НГАСУ, ПГС гр. 429		



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед, кг	Приме- чание
		<u>БАЛКА БМ2 (шт. 20), БАЛКА БМ2А (шт. 10)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
9	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КР	Каркас КР4	4	15,8	
10		Каркас КР5	16	13,23	
11		Каркас КР6	2	11,24	
12		Каркас КР7	8	10,98	
		<u>Детали</u>			
13		Ø 6 А400, ГОСТ5781-82, l=160	384	0,04	
14		Ø 12 А400, ГОСТ5781-82, l=750	18	0,67	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			3,34 м³
		<u>БАЛКА БМ3 (шт. 20)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
9	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КР	Каркас КР4	2	15,8	
10		Каркас КР5	2	13,23	
11		Каркас КР6	1	11,24	
16		Каркас КР8	1	5,92	
		<u>Детали</u>			
13		Ø 6 А400, ГОСТ5781-82, l=160	78	0,04	
14		Ø 12 А400, ГОСТ5781-82, l=750	4	0,67	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			0,68 м³
		<u>БАЛКА БМ4 (шт. 10)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
10	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КР	Каркас КР5	8	13,23	
12		Каркас КР7	3	10,98	
16		Каркас КР8	2	5,92	
		<u>Детали</u>			
13		Ø 6 А400, ГОСТ5781-82, l=160	152	0,04	
14		Ø 12 А400, ГОСТ5781-82, l=750	10	0,67	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			1,33 м³

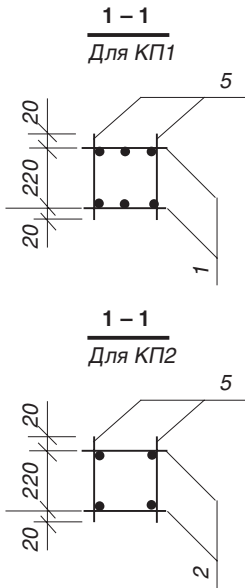
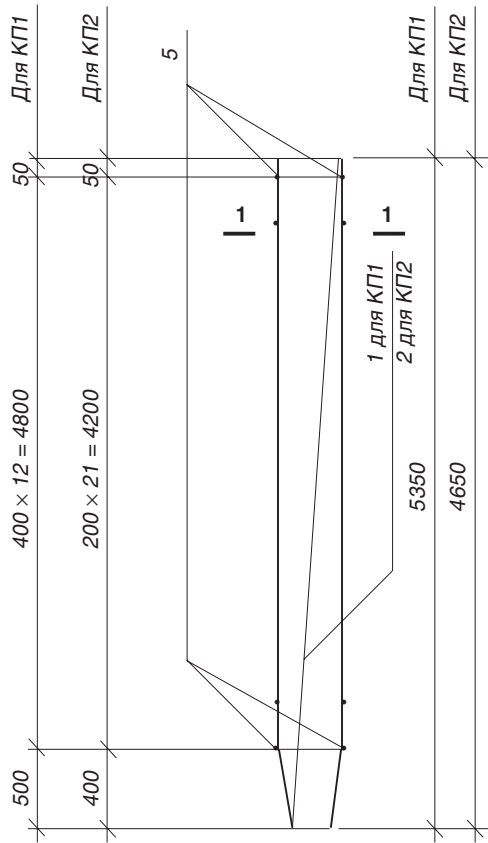
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед, кг	Приме- чание
		<u>КОЛОННА КМ1 (шт. 18)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
18	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КП	Каркас КП1	1	103,09	
19		Каркас КП2	3	28,93	
20		Каркас КП3	1	28,48	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			1,98 м³
		<u>ФУНДАМЕНТ ФМ1 (шт. 18)</u>			
		<u>Сборочные единицы</u>			
21	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-КП	Каркас КП4	1	20,14	
22	КП1.ЖБК.03-1-КЖ.И-С	Сетка С2	1	13,78	
		<u>Материалы</u>			
		Бетон В20			2,12 м³

Марка элемента	Изделия арматурные													Всего
	Арматура класса													
	B500				A400									
	ГОСТ 6727-82				ГОСТ 5781-82									
	Ø3	Ø4	Ø5	Итого	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø18	Ø22	Итого	
М17 1														

1. Расход бетона на МПК1 — 550,65 м³.
2. Балка БМ2 отличается от балки БМ2А опалубочными размерами в местах опирания на БМ1 (балка БМ2) и на КМ1 (балка БМ2А).Армирование БМ2 и БМ2А одинаково, расход бетона не различается при требуемой точности подсчета.

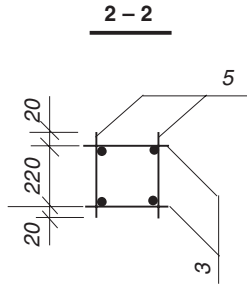
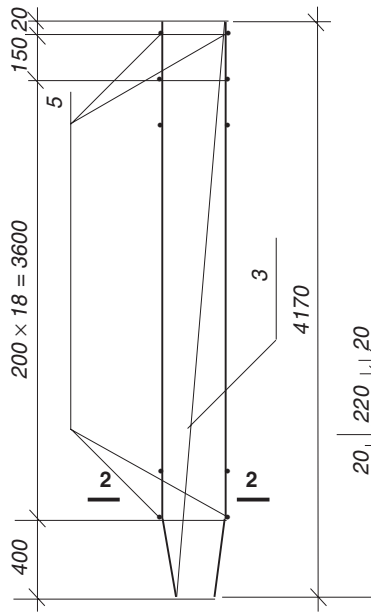
					КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ			
					Промышленное предприятие			
Руковод.					Производственный корпус	Стадия	Лист	Листов
Студент							7	7
					Монолитный пространственный каркас МПК1. Спецификации	НГАСУ, ПГС гр. 429		

Каркасы КП1 и КП2

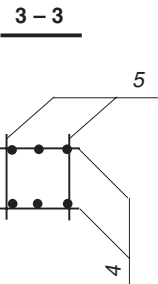
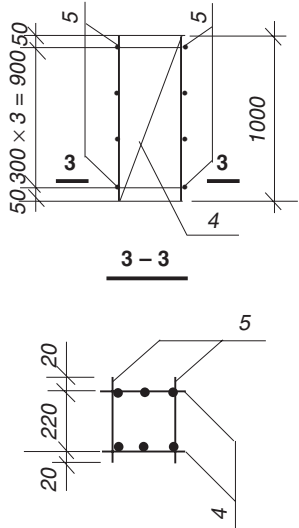


Поз.	Обозначение	Наименование	Количество				Примечание
			П1	П2	П3	П4	
		Сборочные единицы					
1	КП.ЖБ.03-1-КЖ.И-КР	Каркас КР9	2	-	-	-	
2		Каркас КР10	-	2	-	-	
3		Каркас КР11	-	-	2	-	
4		Каркас КР12	-	-	-	2	
		Детали					
5		Ø 6 А400, ГОСТ 5781-82, L=260	26	44	40	8	

Каркас КП3



Каркас КП4

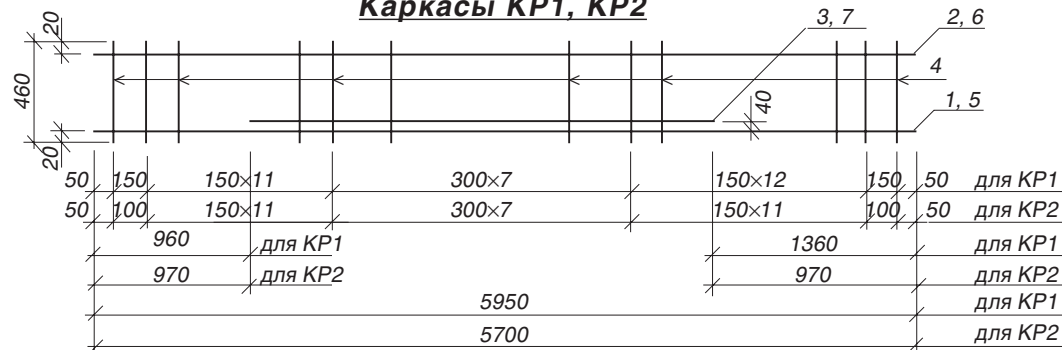


1. Соединительные стержни поз.13 и 14 крепить к каркасам точечной сваркой.
2. Стержни поз.13 устанавливать с примыканием к вертикальным стержням каркасов.

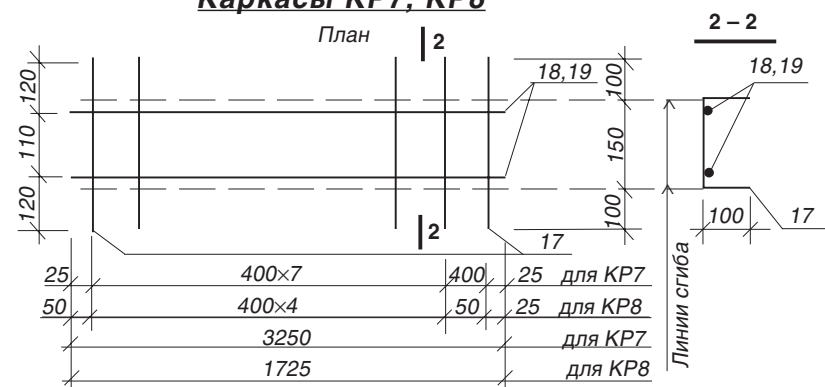
				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – КП			
Руковод.				Пространственные арматурные каркасы КП1–КП4			
Студент							
					Стадия	Масса	Масштаб
					Р		
					Лист	Листов 1	
					НГАСУ, ПГС гр. 429		



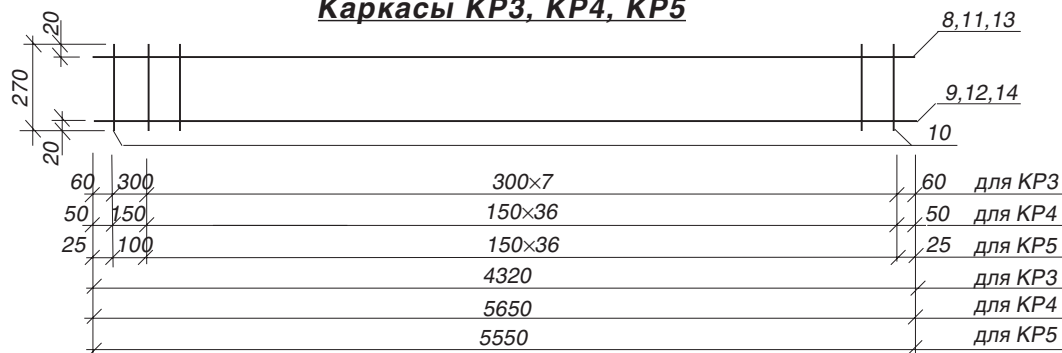
Каркасы КР1, КР2



Каркасы КР7, КР8

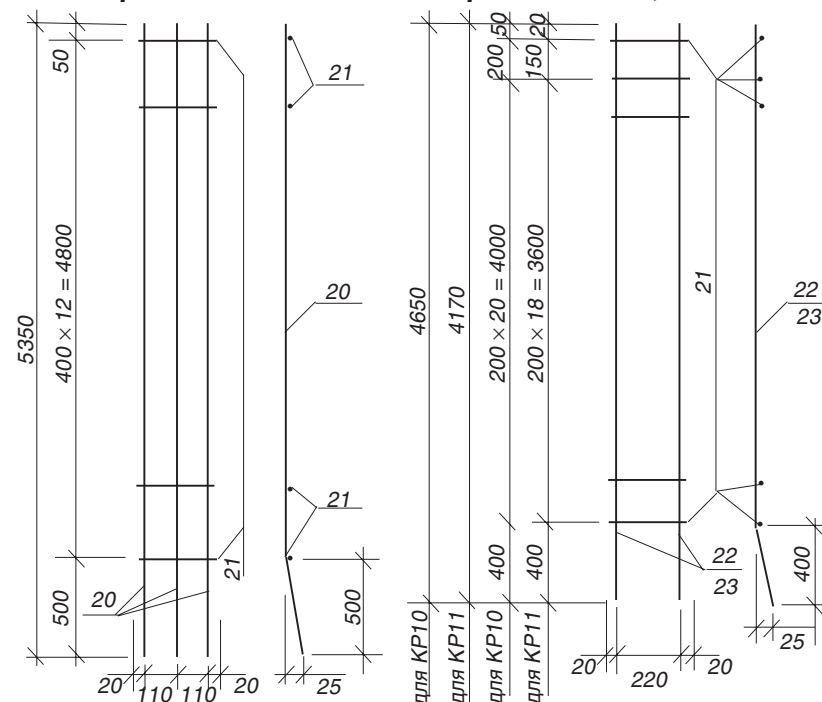


Каркасы КР3, КР4, КР5

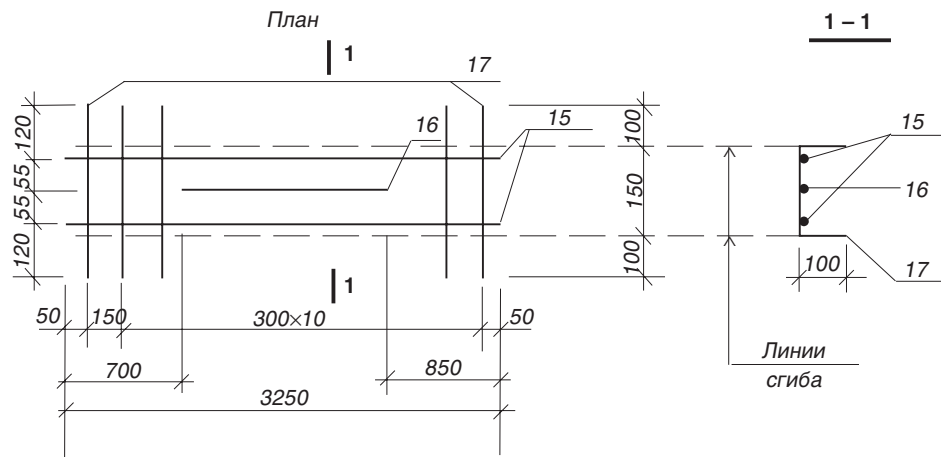


Каркас КР9

Каркасы КР10, КР11



Каркас КР6



КР1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – КР

Плоские
арматурные
каркасы КР1–КР12

ГОСТ 5781-82

Стадия	Масса	Масштаб
Р		
Лист 1	Листов 1	
НГАСУ, ПГС гр. 429		

Technical drawing of a rectangular box. The drawing shows a perspective view of the box. The dimensions are indicated by dimension lines with arrows. The width of the box is 25. The height of the box is 4850. The depth of the box is 401. The drawing is labeled with the following text:

- для поз. 22
- 4850
- 401
- 401
- 401
- 4250
- 3770
- для поз. 23
- для поз. 24
- 25




КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И – КР

Лист

2

Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section. The slab has a total width of 950 mm and a total height of 450 mm. It features a top reinforcement layer with 6 bars (150x6=900) and a bottom reinforcement layer with 2 bars (25x2=50). The effective depth is 400 mm. The drawing shows a cross-section with a sloped bottom edge and a top edge with a 25 mm offset.

Technical drawing of a rectangular frame structure. The drawing shows a central rectangle with a width of 2400 and a height of 2400. The width is composed of a central section of 2000 (labeled $200 \times 10 = 2000$) and two side sections of 200 each (labeled 25). The height is composed of a central section of 2000 (labeled $200 \times 10 = 2000$) and two top/bottom sections of 200 each (labeled 25). The drawing includes a grid of lines and a label "Сетка 02" at the top.

Стержни сеток соединять между собой точечной сваркой.

				КП1. ЖБК. 03 – 1 – КЖ.И –С			
				Арматурные сетки С1, С2	Стадия	Масса	Масштаб
Руковод.					Р		
Студент							
					Лист 1	Листов 1	
				ГОСТ 5781-82	НГАСУ, ПГС гр. 429		