

Содержание

Введение.....	6
1 Задание на курсовой проект	7
2 Объем курсового проекта.....	7
3 Общие указания по проектированию.....	8
сборного балочного железобетонного перекрытия	8
4 Конструирование и расчет ребристой сборной железобетонной панели перекрытия	9
4.1 <i>Основные положения по конструированию.....</i>	<i>9</i>
4.2 <i>Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия</i>	<i>10</i>
4.3 <i>Расчет сборной железобетонной ребристой панели перекрытия</i>	<i>11</i>
4.3.1 <i>Конструкция панели</i>	<i>11</i>
4.3.2 <i>Сбор нагрузок на перекрытие.....</i>	<i>13</i>
4.3.3 <i>Материалы для панели перекрытия</i>	<i>14</i>
4.3.4 <i>Расчет полки панели на местный изгиб.....</i>	<i>15</i>
4.3.5 <i>Расчет продольных ребер панели по первой группе предельных состояний</i>	<i>19</i>
5 Расчет сборного однопролетного ригеля перекрытия .	36
5.1 <i>Расчетный пролет, расчетная схема</i>	<i>36</i>
5.2 <i>Сбор нагрузок.....</i>	<i>37</i>
5.3 <i>Определение расчетных усилий</i>	<i>37</i>
5.4 <i>Характеристики материалов.....</i>	<i>38</i>
5.5 <i>Проверка достаточности размеров ригеля</i>	<i>38</i>
5.6 <i>Расчет прочности нормальных сечений.....</i>	<i>39</i>
5.7 <i>Расчет прочности наклонных сечений.....</i>	<i>40</i>
5.8 <i>Конструирование однопролетного ригеля.....</i>	<i>44</i>

6	Расчет сборной железобетонной колонны.....	48
6.1	<i>Данные для проектирования.....</i>	48
6.2	<i>Нагрузки на колонну среднего ряда первого этажа ...</i>	48
6.3	<i>Определение усилий в колонне.....</i>	49
6.4	<i>Расчетная длина колонны.....</i>	50
6.5	<i>Гибкость колонны.....</i>	50
6.6	<i>Подбор продольной арматуры</i>	50
6.7	<i>Расчет консоли колонны</i>	52
7	Расчет фундамента под среднюю колонну.....	55
7.1	<i>Данные для проектирования.....</i>	55
7.2	<i>Определение размеров подошвы фундамента.....</i>	55
7.3	<i>Высота фундамента.....</i>	55
7.4	<i>Прочность фундамента на продавливание.....</i>	57
7.5	<i>Расчет арматуры фундамента.....</i>	58
8	Рекомендуемая литература.....	60
	Приложения	60

Введение

Данное учебное пособие предназначено для студентов, обучающихся по специальности 270106.65 «Производство строительных материалов, изделий и конструкций» при выполнении курсового проекта по дисциплине «Строительные конструкции». Целью выполнения курсового проекта является приобретение навыков практического использования теоретического материала, его закрепление на примерах проектирования простейших железобетонных конструкций. Курсовой проект выполняется студентом самостоятельно под руководством преподавателя.

Учитывая то обстоятельство, что в настоящее время вся основная используемая литература по проектированию железобетонных конструкций разработана на основе СНиП 2.03.01-84*, в данном пособии приводятся два варианта маркировки арматуры в соответствии со старым СНиП 2.03.01-84* (по которому составлено пособие) и новым СНиП 52-01-2003.

Разработанное учебное пособие может использоваться студентами других специальностей по направлению «Строительство».

1 Задание на курсовой проект

Студенту предлагается запроектировать железобетонные конструкции многоэтажного промышленного здания с внутренними железобетонными колоннами и с наружными несущими стенами из каменной кладки.

В задании на выполнение курсового проекта указывается:

1 Схема здания с основными размерами в плане и по высоте: сетка колонн, высота этажа, длина и ширина здания.

2 Класс бетона и арматуры.

3 Временная нагрузка (полезная) на 1 м^2 междуэтажного перекрытия.

4 Собственная масса пола (без железобетонной конструкции перекрытия).

5 Тип панели перекрытия (ребристая, многопустотная и т.д.).

6 Район строительства (для определения снеговой нагрузки).

7 Расчетное сопротивление грунта R_0 .

Задание выдается каждому студенту на специальных бланках.

2 Объем курсового проекта

Требуется выполнить проект междуэтажного перекрытия из сборного железобетона в составе:

1 Расчет и конструирование сборной преднапряженной железобетонной панели (плиты) перекрытия.

2 Расчет и конструирование ригеля междуэтажного перекрытия.

3 Расчет и конструирование сжатой железобетонной колонны первого этажа.

4 Расчет и конструирование центрально-нагруженного фундамента под колонну.

Общий объем проекта 30-35 страниц пояснительной записки и 1 лист графической части формата А1. Все расчеты

выполняются в пояснительной записке и должны сопровождаться эскизами, расчетными схемами. В графической части должно быть показано: маркировочный план сборных элементов перекрытия, разрез здания, рабочие чертежи сборных элементов перекрытия, колонны и фундамента. Для каждого железобетонного элемента составляется спецификация арматуры и выборка материалов с указанием расхода бетона и арматуры на элемент, его вес и класс бетона.

3 Общие указания по проектированию сборного балочного железобетонного перекрытия

Сборное железобетонное балочное перекрытие монтируется из балок (ригелей) и панелей. Ригели могут быть разрезными и неразрезными. Укладываются ригели в основном в поперечном направлении здания. Опирание производится на колонны и несущие наружные стены (неполный каркас) или только на колонны, а стены самонесущие (полный каркас).

Маркировочная схема сборного перекрытия выполняется в масштабе 1:200 и вычерчивается в виде совмещенного плана колонн, сборных ригелей и сборных крупнопанельных плит перекрытий (рисунок 5.1).

Сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полкой сверху или полкой для опирания плит в пределах высоты сечения ригеля. Как правило для гражданских зданий рекомендуется в качестве плит перекрытия использовать многопустотные панели (с круглыми, овальными, овально-сводчатыми, или другими формами отверстий), обычно при нагрузке до 6 кН/м^2 . Для промышленных зданий, а так же при нагрузках более 6 кН/м^2 , или пролете свыше 6 м целесообразно применять ребристые настилы.

Расчет преднапряженной панели перекрытия и ригеля производится по первой и второй группам предельных состояний:

- по прочности нормальных и наклонных сечений;

- по образованию трещин или их раскрытию, по деформациям.

Колонна рассчитывается по прочности, то есть по первой группе предельных состояний.

4 Конструирование и расчет ребристой сборной железобетонной панели перекрытия

4.1 Основные положения по конструированию

Для расчета принимается основной тип панели, размеры которой заданы, но уточняются с учетом опирания панелей на сборный ригель. Толщина полки для панели перекрытия принимается 50-60 мм.

Высота поперечных ребер плит перекрытий 150-200 мм, ширина 50 мм, торцевые ребра 150-300 мм. Ребристые настилы шириной менее 1,5 м можно проектировать без промежуточных поперечных ребер, что упрощает их изготовление. Высота продольных ребер преднапряженного настила может быть принята равной $1/15 \div 1/18$ пролета. Ширина продольных ребер назначается из условия размещения преднапряженной рабочей арматуры в один ряд при защитном слое (с двух сторон) не менее 20-25 мм, таким образом, ширина принимается равна примерно 60-85 мм. Расчетный пролет продольных ребер принимается равным расстоянию между центрами площадок опирания. В качестве преднапряженной рабочей продольной арматуры, располагаемой в продольных ребрах ребристых панелей, используется арматура классов: А-III (А540), А-IV (А600), А-V (А800), А-VI (А1000), Ат-V (Ат800), Ат-VI (Ат1000), Вр-II (от Вр1200 до Вр1500) и канаты К-7 (К1400).

Создание преднапряжения осуществляется на упоры силовых форм и стенда. Для натяжения стержневой арматуры используются электротермический или механический метод. Величина контролируемого напряжения принимается согласно [2]. Класс бетона панелей принимается В20...В35 в зави-

симости от нагрузки, класса арматуры, экономической целесообразности.

Полки ребристой плиты армируются сварной сеткой, поперечные ребра – сварными плоскими каркасами, продольные ребра так же имеют плоские каркасы. Сварные сетки полок, поперечные и монтажные стержни каркасов изготавливаются обычно из арматуры классов: А-I (А240), Вр-I (В500).

4.2 Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия

Для примера рассмотрим здание с неполным железобетонным каркасом размером в плане 21,6×34,8 м. При компоновке перекрытия целесообразно принимать поперечное расположение ригелей.

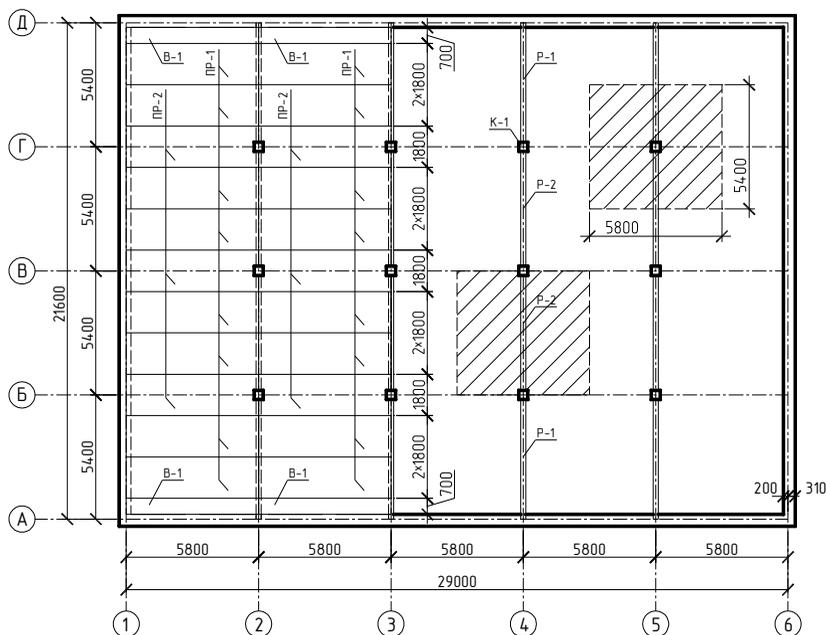


Рисунок 4.1 – Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия

По заданию принимается ребристая панель перекрытия шириной 1,8 м. Раскладку панелей начинаем со среднего пролета. В среднем пролете принимаем 2 рядовых панели и 1 связевую. Ширину связевой панели принимаем:

$$5,4 - 2 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ м}$$

В крайнем пролете 2 рядовых панели, 0,5 связевой панели и доборный элемент шириной:

$$5,4 - 2 \cdot 1,8 - 0,9 - 0,2 = 0,7 \text{ м}$$

где 0,9 – половина связевой панели, м;

0,2 – привязка несущей стены, м.

4.3 Расчет сборной железобетонной ребристой панели перекрытия

4.3.1 Конструкция панели

Расчетный пролет панели l_0 , мм, можно принять по упрощенной схеме для плит опертых на ригель сверху по формуле:

$$l_0 = 0,98 \cdot l \quad (4.1)$$

где l – расстояние между поперечными осями здания, мм.

$$l_0 = 0,98 \cdot 5800 = 5680 \text{ мм}$$

Назначаем высоту панели h , мм, из условия жесткости по формуле:

$$h = (1/15 \div 1/18) \cdot l_0 \quad (4.2)$$

Принимаем высоту панели $h = 400$ мм.

Так как ширина панели более 1,5 м, то ее необходимо проектировать с промежуточными поперечными ребрами.

Номинальные размеры панели:

$$b = 1800 \text{ мм}$$

$$l = 5800 \text{ мм}$$

Конструктивные размеры панели:

$$b = 1800 - 10 = 1790 \text{ мм}$$

$$l = 5800 - 20 = 5780 \text{ мм}$$

Назначаем толщину полки 60 мм, ширину продольных ребер 70 мм. Конструкция и размеры панели приведены на рисунке 4.2.

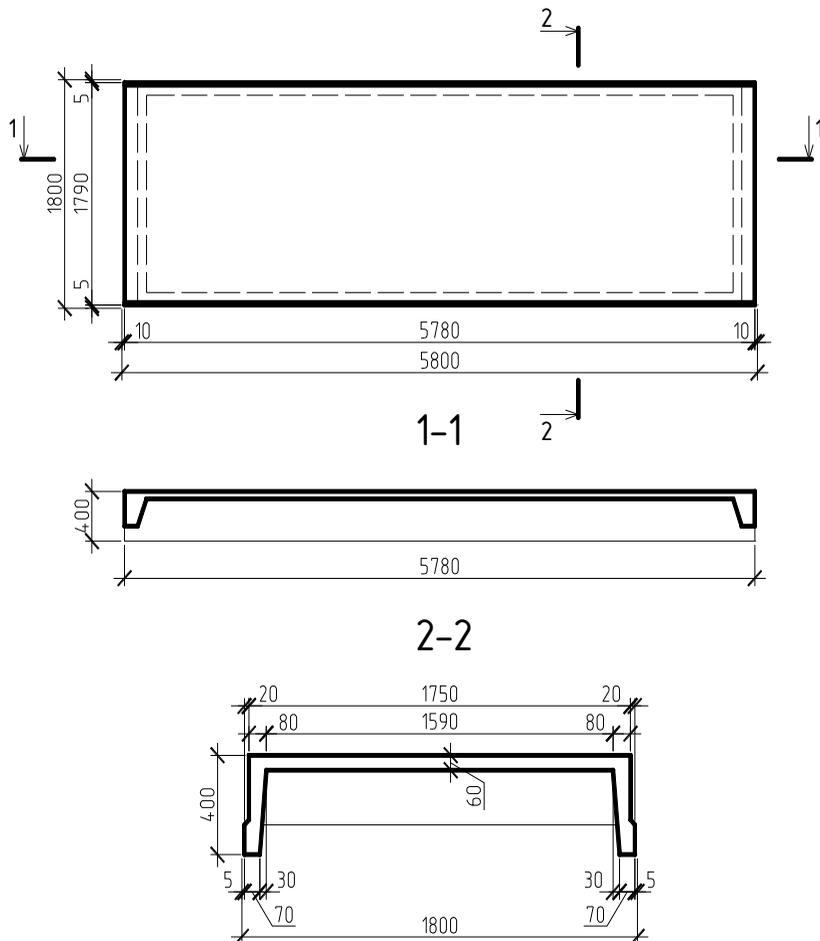


Рисунок 4.2 – Конструкция и размеры панели

4.3.2 Сбор нагрузок на перекрытие

На плиту перекрытия действуют постоянные и временные нагрузки. К постоянным нагрузкам относятся собственный вес пола и панели. Временные нагрузки делятся на кратковременные и длительные.

Временная нагрузка дается в задании на курсовой проект. В ее состав входит кратковременная нагрузка равная 2 кН/м^2 , остальная часть временной нагрузки относится к длительной.

Подсчет нагрузок на плиту сводится в таблицу 4.1.

Таблица 4.1 – Нагрузки на 1 м^2 плиты перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Постоянная:			
- вес конструкции пола (по заданию)	1,50	1,2	1,80
- собственный вес панели	2,60	1,1	2,86
Итого:	$g^n = 4,10$		$g^n = 4,66$
2. Временная (по заданию):	9,0	1,2	10,8
- кратковременная	2,0	1,2	2,4
- длительная	7,0	1,2	8,4
Итого:	$p^n = 9$		$p = 10,8$
3. Полная:	$q^n = g^n + p^n = 4,10 + 9 = 13,10$		$q = g + p = 4,66 + 10,8 = 15,46$

Собственный вес панели определяется путем умножения объемного веса бетона на приведенную толщину панели. Для ребристой плиты приведенная толщина бетона принимается в среднем $10,5 \text{ см}$ с объемным весом 25 кН/м^3 (тяжелый бетон).

4.3.3 Материалы для панели перекрытия

В задании на курсовой проект указываются класс бетона и арматуры для преднапряженных и не преднапряженных конструкций.

Для плиты перекрытия (преднапряженной конструкции) в данном примере назначим тяжелый бетон класса В30 и арматура Ат-V (А800).

Выписываем из таблиц СНиП 2.03.01-84* основные нормативные и расчетные характеристики бетона и арматуры.

Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b=17,0$ МПа (таблица 13 [1]).

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{bt}=1,20$ МПа.

Нормативное сопротивление бетона сжатию и растяжению $R_{bn}(R_{b,ser})=22,0$ МПа; $R_{btn}(R_{bt,ser})=1,80$ МПа (таблица 12 [1]).

Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=1,00$ (таблица 15 [1]).

Бетон подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении. Начальный модуль упругости бетона $E_b=29,0 \cdot 10^3$ МПа.

Передачная прочность бетона устанавливается так, чтобы $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75$

Напрягаемая арматура класса Ат-V (А800) натягивается электротермическим способом на упоры. Технология изготовления панелей перекрытия агрегатно-поточная.

Расчетное сопротивление арматуры растяжению $R_s=680$ МПа.

Нормативное сопротивление арматуры растяжению $R_{sn}=785$ МПа.

Модуль упругости арматуры $E_s=1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Ненапрягаемая арматура в полке панели В_p-I (В500) $E_s=1,7 \cdot 10^5$ МПа, $R_s=365$ МПа, в ребрах – А-I (А240). $E_s=2,1 \cdot 10^5$ МПа, $R_s=225$ МПа (таблицы 22, 23, 29 [1]).

Расчетное сопротивление арматуры на действие поперечной силы $R_{sw}=175 \text{ МПа}$ (таблица 22 [1]).

Панель будет эксплуатироваться при влажности окружающей среды 75%.

4.3.4 Расчет полки панели на местный изгиб

Полка рассчитывается как балочная плита на изгиб в коротком направлении, так как соотношение длинной и короткой стороны больше двух. Полка рассматривается как балка, защемленная в продольных ребрах (рис. 4.3).

Расчетный пролет полки – расстояние в свету между продольными ребрами.

$$l_{\text{полки}} = 1750 - 2 \cdot 80 = 1590 \text{ мм}$$

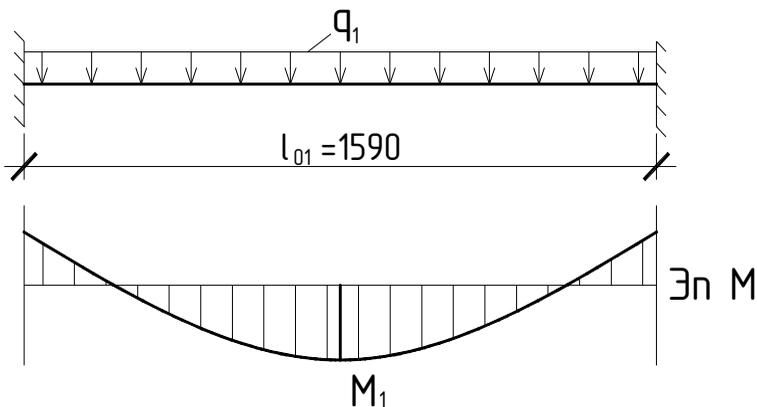


Рисунок 4.3 – Расчетная схема полки

Для расчета выделяем полосу шириной 1 м. Погонная нагрузка на балку собирается с грузовой площади шириной 1 м.

Таблица 4.2 – Подсчет нагрузок на полку панели (в $\kappa H/m^2$)

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\kappa H/m^2$	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, $\kappa H/m^2$
1. Постоянная: - вес конструкции пола - собственный вес полки (60 мм)	1,5 1,5	1,2 1,1	1,80 1,65
Итого:	3,0		3,45
2. Временная (по заданию):	9,0	1,2	10,8
Итого:	9,0		10,8
3. Полная:	12,0		14,25

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты:

$$q = (g + v) \cdot \gamma_n = 14,25 \cdot 0,95 = 13,538 \kappa H/m,$$

Нормативная:

$$q^n = (g^n + v^n) \cdot \gamma_n = 12,00 \cdot 0,95 = 11,40 \kappa H/m$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению здания, принимается по [5].

Момент в середине пролета с учетом возможного образования пластического шарнира, определяется по формуле (4.3):

$$M_{\text{прол}} = \frac{q \cdot l_{\text{полки}}^2}{11} \quad (4.3)$$

$$M_{\text{прол}} = \frac{13,538 \cdot 1,59^2}{11} = 3,111 \kappa H \cdot m$$

$$M_{\text{прол}}^n = \frac{11,40 \cdot 1,59^2}{11} = 2,620 \kappa H \cdot m$$

Расчет прочности нормальных сечений

Ширина расчетного сечения $b_1 = 1000 \text{ мм}$, высота $h_f' = 60 \text{ мм}$, полезная высота сечения:

$$h_{01} = h_f' - a = 60 - 15 = 45 \text{ мм},$$

где a – защитный слой бетона, мм.

Находим коэффициент α_m , по формуле (4.4):

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{прол}}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_1 \cdot h_{01}^2} \quad (4.4)$$
$$\alpha_m = \frac{3,111}{1 \cdot 1,7 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 0,045^2} = 0,0904$$

По таблице 20 [6] находим:

$$\xi = 0,095 \quad \eta = 0,953$$

Определяем граничное значение относительной величины сжатой зоны бетона по формуле 14 [2] для арматуры класса Вр-I (В500) и бетона класса В30:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.5)$$

где $\omega = \alpha - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b$ – характеристика сжатой зоны бетона;

α – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,85;

$\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$ – при использовании коэффициента

$$\gamma_{b2} = 1,0.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 1 \cdot 17,0 = 0,714$$

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,54$$

Так как $\xi = 0,095 < \xi_R = 0,54$ высоту полки увеличивать не требуется.

Площадь арматуры на погонный метр по длине панели определяем по формуле (4.6):

$$A_s = \frac{M_{\text{прод}}}{R_s \cdot \eta \cdot h_{01}}, \quad (4.6)$$

$$A_s = \frac{3,111}{36,5 \cdot 10^4 \cdot 0,953 \cdot 0,045} = 0,0002 \text{ м}^2 = 200 \text{ мм}^2$$

Принимаем шаг рабочих стержней $S = 100 \text{ мм}$.

Количество стержней на 1м длины: $n_{cm} = \frac{1000}{100} + 1 = 11 \text{ шт}$.

Определяем площадь одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n_{cm}} = \frac{200}{11} = 18,18 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (приложение 1 [2]) принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой Вр-I (В500) $d = 5 \text{ мм}$, шагом 100 мм , площадью $A_{s1} = 19,60 \text{ мм}^2$. Распределительная арматура (продольная) принимается конструктивно (по условию свариваемости) диаметром $d = 3 \text{ мм}$, шагом 200 мм .

Армирование полки панели производим в соответствии с эпюрой моментов (рисунок 4.3).

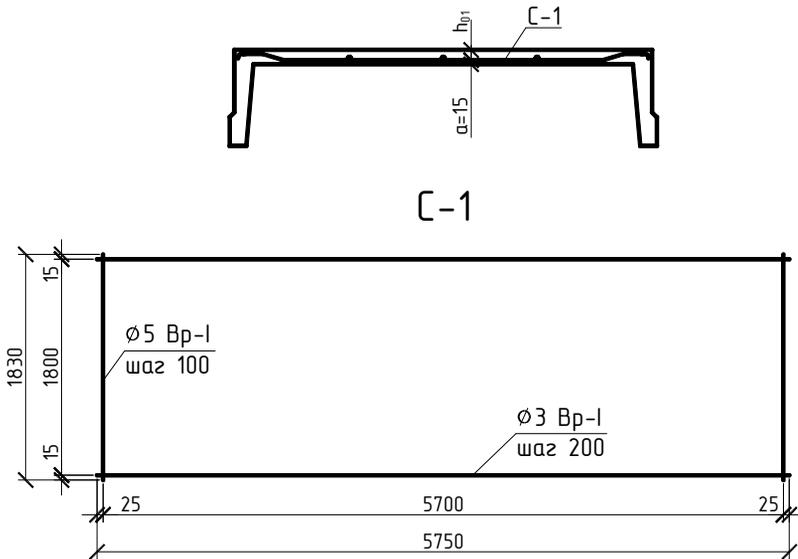


Рисунок 4.4 – Армирование полки панели и сетка С-1

4.3.5 Расчет продольных ребер панели по первой группе предельных состояний

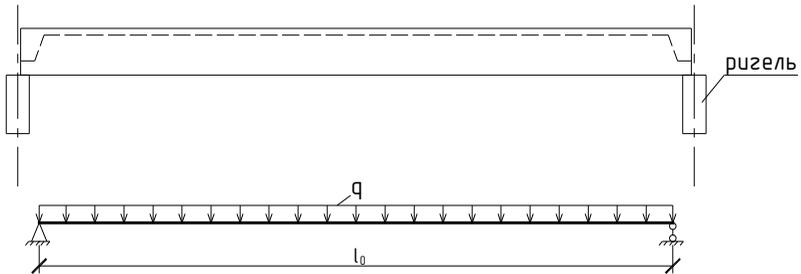


Рисунок 4.5 – Расчетная схема панели

Нагрузки собираем с грузовой площади шириной 1,8 м (см. рис. 4.1).

Нагрузка на 1 погонный метр панели (см. табл. 4.1):

- Расчетная:

$$q = (g + p) \cdot b \cdot \gamma_n$$
$$q = 15,46 \cdot 1,8 \cdot 0,95 = 26,437 \text{ кН / м}$$

- Нормативная полная:

$$q^n = (g^n + p^n) \cdot b \cdot \gamma_n$$
$$q^n = 13,10 \cdot 1,8 \cdot 0,95 = 22,401 \text{ кН / м}$$

- Нормативная длительно действующая (постоянная + длительная временная):

$$q_e^n = (g^n + p_e^n) \cdot b \cdot \gamma_n$$
$$q_e^n = (4,10 + 7,00) \cdot 1,8 \cdot 0,95 = 18,981 \text{ кН / м}$$

- Нормативная кратковременная:

$$q_{sh}^n = p_{sh}^n \cdot b \cdot \gamma_n$$
$$q_{sh}^n = 2 \cdot 1,8 \cdot 0,95 = 3,42 \text{ кН / м}$$

Определяем изгибающие моменты в середине пролета:

- От расчетной нагрузки q :

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8}$$

$$M = \frac{26,437 \cdot 5,68^2}{8} = 106,615 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- От нормативной нагрузки q^n :

$$M^n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8}$$

$$M^n = \frac{22,401 \cdot 5,68^2}{8} = 90,339 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- От нормативной длительно действующей нагрузки q_e^n :

$$M_e^n = \frac{q_e^n \cdot l_0^2}{8}$$

$$M_e^n = \frac{18,981 \cdot 5,68^2}{8} = 76,547 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- От нормативной кратковременной нагрузки q_{sh}^n :

$$M_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \cdot l_0^2}{8}$$

$$M_{sh}^n = \frac{3,42 \cdot 5,68^2}{8} = 13,792 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2}$$

$$Q = \frac{26,437 \cdot 5,68}{2} = 75,081 \text{ кН}$$

Приведенное сечение панели – тавровое с полкой в сжатой зоне, показано на рисунке (4.6).

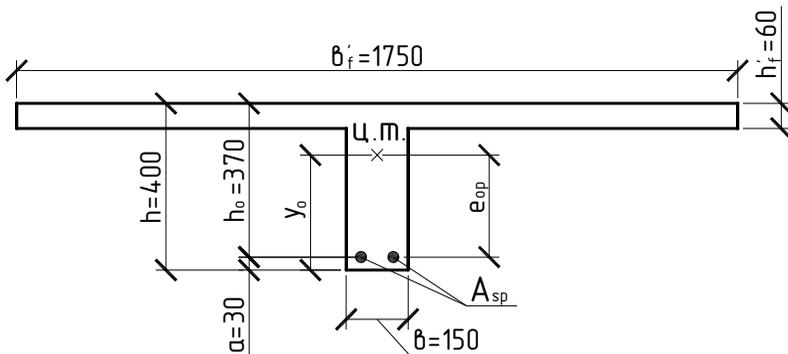


Рисунок 4.6 – Приведенное сечение панели

Ширина ребра приведенного сечения равна суммарной ширине продольных ребер панели (см. рис. 4.2). Средняя ширина продольных ребер:

$$\frac{70 + 80}{2} = 75 \text{ мм}$$

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{60}{400} = 0,15 > 0,1 - \text{ в расчет вводится вся полка}$$

$$b'_f = 1750 \text{ мм}$$

Расчет прочности нормальных сечений

Определяем положение нейтральной оси. Момент, воспринимаемый полкой, определяем по формуле (4.7):

$$M = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) \quad (4.7)$$

$$M = 1 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 175 \cdot 6 \cdot (37 - 0,5 \cdot 6) = 606,900 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сравниваем момент от расчетной нагрузки с моментом, воспринимаемым полкой:

$M = 106,615 \text{ кН} \cdot \text{м} < 606,900 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – нейтральная ось проходит в полке, расчет ведем как для прямоугольного сечения шириной $b'_f = 1750 \text{ мм}$.

Назначаем величину предварительного напряжения по формуле (4.8):

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot R_{sn} \quad (4.8)$$

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 785 = 549,5 \text{ МПа}$$

Проверяем соблюдение условий по формулам (4.9):

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn} \quad (4.9)$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 0,3 \cdot R_{sn},$$

где p – допустимое отклонение значения предварительного напряжения при электротермическом способе натяжения арматуры, МПа:

$$p = 30 + \frac{360}{l},$$

l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

$$p = 30 + \frac{360}{5,8} = 92,07 \text{ МПа}$$

$$549,5 + 92,07 = 641,57 \text{ МПа} \leq 785 \text{ МПа}$$

$$549,5 - 92,07 = 457,43 \text{ МПа} \geq 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ МПа}$$

Условия выполняются.

Вычисляем по формуле (4.10):

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1, \quad (4.10)$$

где n_p – число стержней напрягаемой арматуры.

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{90}{549,5} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,14 > 0,1$$

Коэффициент точности натяжения арматуры:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp}$$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,14 = 0,86$$

Величина предварительно напряжения с учетом точности натяжения арматуры:

$$\sigma_{sp} = 549,5 \cdot 0,86 = 472,57 \text{ МПа}$$

Подбор продольной напрягаемой арматуры.

Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_0^2}$$

$$\alpha_m = \frac{106,615 \cdot 10^5}{1 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 175 \cdot 37^2} = 0,026$$

По таблице 20 [6] определяем:

$$\xi = 0,026 \quad \eta = 0,987$$

Определяем граничное значение относительной величины сжатой зоны бетона по формуле 4.5:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}$$

где $\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 378,06 = 701,94 \text{ МПа}$

$\sigma_{sp} = 0,8 \cdot \sigma_{sp} = 0,8 \cdot 472,57 = 378,06 \text{ МПа}$ – принято с учетом потерь предварительного напряжения.

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{701,94}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1} \right)} = 0,442$$

$$\xi = 0,026 < \xi_R = 0,442$$

Определяем площадь напрягаемой арматуры по формуле:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0}, \quad (4.11)$$

Где γ_{s6} – коэффициент, учитывающий работу высокопрочной арматуры выше условного предела текучести, определяется согласно [1] по формуле:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot \xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

η – коэффициент, принимаемый равным 1,15 для арматуры класса Ат-V (A800).

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,026}{0,442} - 1 \right) = 1,282 > 1,15,$$

принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$, тогда:

$$A_{sp} = \frac{106,615 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 680 \cdot 10^2 \cdot 0,987 \cdot 37} = 373 \text{ мм}^2$$

По сортаменту арматуры (приложение 1 [2]) принимаем 2Ø16АТ-V (А800), площадью $A_{sp} = 402 \text{ мм}^2 > 307 \text{ мм}^2$.

Напрягаемую арматуру размещаем в растянутой зоне продольных ребер панели по одному стержню в каждом ребре.

Расчет прочности наклонных сечений

Принимаем поперечные стержни из стали А-I (А240) диаметром 6 мм ($A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$). Поперечная арматура объединяется в каркасы и располагается в продольных ребрах панели. Количество каркасов в поперечном сечении равно двум.

Проверяем прочность панели на действие наклонных сжимающих усилий:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} \gamma_{b2} R_b b h_0, \quad (4.12)$$

где φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры, определяется по формуле:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_{sw} \leq 1,3,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{29000} = 5,862$$

$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S}$ – коэффициент армирования поперечной арматуры.

По конструктивным требованиям назначаем шаг на опорных участках:

$$S \leq 150 \text{ мм};$$

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 200 \text{ мм}.$$

Шаг на приопорных участках принимаем 150 мм.

$$\mu_{sw} = \frac{2 \cdot 28,3}{150 \cdot 150} = 0,0025$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,862 \cdot 0,0025 = 0,928 < 1,3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 1 \cdot 17 = 0,83,$$

β – коэффициент, принимаемый равный для тяжелого и мелкозернистого бетонов 0,01.

$$75,081 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 0,928 \cdot 0,83 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 37 = 218,016 \text{ кН},$$

прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Влияние свесов сжатых полок:

$$\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot \frac{3h_f'^2}{bh_0},$$

$$\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot \frac{3 \cdot 6^2}{15 \cdot 37} = 0,3 < 0,5$$

Влияние усилия обжатия:

Усилие обжатия от растянутой продольной арматуры:

$$P_2 = 0,8 \cdot R_{sn} \cdot A_{sp} = 0,8 \cdot 785 \cdot 4,02 = 252,456 \text{ кН}$$

$$\varphi_n = \frac{0,1P_2}{\gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0},$$

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 252456}{1 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 37} = 0,4 < 0,5$$

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,3 + 0,4 = 1,7 > 1,5$$

Принимаем $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,5$

Определяем коэффициенты φ_{b2} и φ_{b3} по [1]:

$\varphi_{b2} = 2$ – учитывает влияние вида бетона;

$\varphi_{b3} = 0,6$ – принимается в зависимости от типа бетона.

Определяем момент воспринимаемый бетоном сжатой зоны:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2, \quad (4.13)$$

$$M_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 37^2 = 7392600 \text{ H} \cdot \text{см} = 73,926 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} \quad (4.14)$$

$$q_{sw} = \frac{175 \cdot 28,3}{150} = 33,017 \text{ H / мм}$$

Вычисляем $Q_{b,\min}$, согласно [1]:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (4.12)$$

$$Q_{b,\min} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 15 \cdot 37 = 59940 \text{ H} = 59,94 \text{ кН}$$

Поскольку:

$$\frac{Q_{b,\min}}{2h_0} = \frac{59940}{2 \cdot 370} = 81,0 \text{ H / мм} > q_{sw} = 14,7 \text{ H / мм},$$

корректируем значение M_b :

$$M_b = \frac{2h_0^2 q_{sw} \varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} = \frac{2 \cdot 370^2 \cdot 33,017 \cdot 2}{0,6} = 30133515 \text{ H} \cdot \text{мм} = 30,134 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Длина проекции наклонной трещины на продольную ось элемента:

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}, \quad (4.13)$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{30,134 \cdot 10^6}{33,017}} = 0,96 \text{ м}$$

Расстояние до опасного наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}, \quad (4.14)$$

$$c = \sqrt{\frac{30,134}{26,437}} = 1,07 \text{ м}$$

Проверяем условие: $c_0 \leq c$, т.е. $c_0 = 0,96 \text{ м} < c = 1,07 \text{ м}$.

Выполняем проверку прочности в конце наклонного сечения. Определяем поперечную силу Q в этом сечении:

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 75,081 - 26,437 \cdot 1,07 = 46,793 \text{ кН}$$

Так как $Q_b + q_{sw} \cdot c_0 = 56,311 + 14,7 \cdot 0,96 = 70,423 \text{ кН}$, то прочность наклонного сечения обеспечена.

Принимаем шаг в средней части пролета исходя из условия:

$$\begin{cases} S \leq 500 \text{ мм} \\ S \leq \frac{3}{4} h = 300 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем шаг хомутов в середине панели $s = 300 \text{ мм}$.

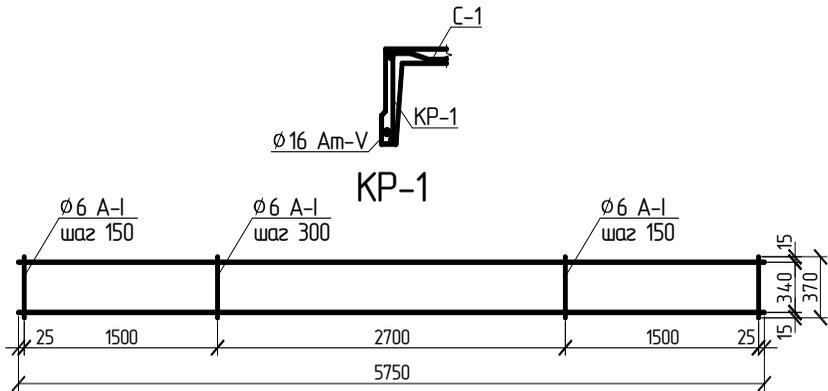


Рисунок 4.7 – Армирование продольного ребра

4.3.6 Расчет панели по второй группе предельных состояний

Геометрические характеристики приведенного сечения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55. \text{ Для арматуры класса Ат-V}$$

(А800), согласно таблицам 18, 29 [1]

Площадь приведенного сечения (см. рис. 4.6):

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} = b'_f \cdot h'_f + b(h - h'_f) + \alpha \cdot A_{sp} \quad (4.15)$$

$$A_{red} = 175 \cdot 6 + 15 \cdot (40 - 6) + 6,55 \cdot 4,02 = 1589,931 \text{ см}^2$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b(h - h'_f) \frac{(h - h'_f)}{2} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a \quad (4.16)$$

$$S_{red} = 175 \cdot 6 \cdot \left(40 - \frac{6}{2} \right) + 15 \cdot (40 - 6) \cdot \frac{(40 - 6)}{2} + 6,55 \cdot 4,02 \cdot 3 = 47598,993 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad (4.17)$$

$$y_0 = \frac{47598,993}{1589,931} = 29,938 \text{ см}$$

Момент инерции сечения относительно центра тяжести:

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} + b'_f h'_f (h - 0,5h'_f - y_0)^2 + \frac{b(h - h'_f)^3}{12} + b(h - h'_f) \left(y_0 - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2 + \alpha \cdot A_{sp} (y_0 - a)^2 \quad (4.18)$$

$$I_{red} = \frac{175 \cdot 6^3}{12} + 175 \cdot 6 \cdot (40 - 0,5 \cdot 6 - 29,938)^2 + \frac{15 \cdot (40 - 6)^3}{12} + 15 \cdot (40 - 6) \cdot \left(29,938 - \frac{40 - 6}{2} \right)^2 + 6,55 \cdot 4,02 \cdot (29,938 - 3)^2 = 209122,521 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления по нижней зоне:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0}, \quad (4.19)$$

$$W_{red} = \frac{209122,521}{29,938} = 6985,187 \text{ см}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r = 0,85 \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (4.20)$$

$$r = 0,85 \cdot \frac{6985,187}{1589,931} = 3,734 \text{ см}$$

Упругопластический момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне:

$$W_{pe} = \gamma \cdot W_{red}, \quad (4.21)$$

$$W_{pe} = 1,75 \cdot 6985,187 = 12224,077 \text{ см}^3$$

где γ – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения. Для таврового сечения с полкой в сжатой зоне $\gamma=1,75$.

Определение потерь предварительного напряжения

Потери от релаксации напряжений в арматуре:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp}, \quad (4.22)$$

где σ_{sp} – принимается без учета потерь при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot 549,5 = 16,49 \text{ МПа}$$

Потери от температурного перепада между арматурой и упорами стенда $\sigma_2 = 0$, так как при прогревании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия с учетом потерь σ_1 :

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1), \quad (4.23)$$

$$P_1 = 4,02 \cdot (549,5 - 16,49) \cdot 100 = 214270 \text{ Н} = 214,270 \text{ кН}$$

Эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_{op} = y_0 - a, \quad (4.24)$$

$$e_{op} = 29,938 - 3 = 26,938 \text{ см}$$

Напряжения в бетоне при обжатии:

$$\sigma_{ep} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}}, \quad (4.25)$$

$$\sigma_{ep} = \frac{214270}{1589,931} + \frac{214270 \cdot 26,938 \cdot 29,938}{209122,521} = 961,088 \text{ H / см}^2 = 9,611 \text{ МПа}$$

Определяем передаточную прочность бетона из условия $\sigma_{ep} / R_{bp} \leq 0,75$:

$$R_{bp} \geq \frac{\sigma_{ep}}{0,75} = \frac{9,611}{0,75} = 12,815 \text{ МПа}$$

$$R_{bp} = 12,815 \text{ МПа} < 0,5 \cdot B = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ МПа},$$

Принимаем $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$, тогда $\sigma_{ep} / R_{bp} = 0,641$.

Определяем сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом изгибающего момента от веса плиты:

$$M' = \frac{q_{c.с} \cdot \gamma_n \cdot b \cdot l_0^2}{8}, \quad (4.26)$$

$$M' = \frac{2,60 \cdot 0,95 \cdot 1,5 \cdot 5,68^2}{8} = 14,942 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{ep} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M')}{I_{red}} \cdot e_{op}, \quad (4.27)$$

$$\sigma_{ep} = \frac{214270}{1589,931} + \frac{(214270 \cdot 26,938 - 1494200)}{209122,521} \cdot 26,938 = 685,810 \text{ H / см}^2 = 6,858 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{ep} / R_{ep} = 6,858 / 15 = 0,457 < \alpha = 0,625 = 0,25 + 0,025 \cdot R_{ep} < 0,8$$

Потери от быстроснатекающей ползучести:

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}}, \quad (4.28)$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,457 = 15,545 \text{ МПа}$$

Первые потери:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 16,49 + 15,55 = 32,04 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6), \quad (4.29)$$

$$P_1 = 4,02 \cdot (549,5 - 16,49 - 15,55) \cdot 100 = 208018,920 \text{ H} = 208,019 \text{ кН}$$

Напряжение в бетоне при обжатии с учетом первых потерь:

$$\sigma_{ep} = \frac{208018,920}{1589,931} + \frac{(208018,920 \cdot 26,938 - 1494200)}{209122,521} \cdot 26,938 =$$

$$= 660,187 \text{ H / см}^2 = 6,602 \text{ МПа}$$

$$\text{Тогда } \sigma_{ep} / R_{ep} = 6,602 / 15 = 0,44 < 0,75$$

Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}, \quad (4.30)$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,44 = 56,10 \text{ МПа}$$

Вторые потери:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35,00 + 56,60 = 91,10 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 32,04 + 91,10 = 123,14 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}), \quad (4.31)$$

$$P_2 = 4,02 \cdot (549,5 - 123,14) \cdot 100 = 171397 \text{ H} = 171,397 \text{ кН}$$

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Конструкция относится к третьей категории по трещиностойкости (таблица 1а [2]). Расчет ведется на нормативные нагрузки.

Момент трещинообразования:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pe} + M_{rp}, \quad (4.32)$$

где M_{rp} – ядровый момент усилий обжатия;

$\gamma_{sp} = 0,86$ – коэффициент прочности натяжения арматуры при благоприятном действии предварительного напряжения.

$$\begin{aligned}
M_{rp} &= \gamma_{sp} \cdot P_2(e_{op} + r) = 0,86 \cdot 171397 \cdot (26938 + 3,734) = \\
&= 4521096,354 \text{ H} \cdot \text{см} = 45,211 \text{ кН} \cdot \text{м} \\
M_{crc} &= 1,8 \cdot 100 \cdot 12224,077 + 4521096,354 = \\
&= 6721430,214 \text{ H} \cdot \text{см} = 67,214 \text{ кН} \cdot \text{м} \\
M^n &= 90,339 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 67,214 \text{ кН} \cdot \text{м}
\end{aligned}$$

В растянутой зоне образуются трещины.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет производим при $\gamma_{sp} = 1$. По таблице П.2 [4] предельная ширина раскрытия трещин:

- Непродолжительная $a_{crc} = 0,4 \text{ мм}$;
- Продолжительная $a_{crc} = 0,3 \text{ мм}$.

Приращение напряжений в растянутой арматуре от постоянной и длительной временной нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{M_e^n - P_2 \cdot z_1}{W_s}, \quad (4.33)$$

где z_1 – плечо внутренней пары сил:

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right], \quad (4.34)$$

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0}, \text{ при}$$

$$b'_f - b = 175 - 15 = 160 \text{ см} \geq 3h'_f = 18 \text{ см} \Rightarrow (b'_f - b) = 18 \text{ см}$$

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot 18 \cdot 6}{15 \cdot 37} = 0,15 \leq 0,5$$

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_s}{h_0} - 5}, \quad (4.35)$$

β – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 1,8

$$\delta = \frac{M_l^n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{bn}} = \frac{7654700}{15 \cdot 37^2 \cdot 22 \cdot 100} = 0,169$$

$$e_s = \left| \frac{M_l^n}{P_2} \right| = \frac{7654700}{17397} = 446,61 \text{ мм}$$

$$\alpha = 6,55; \mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{4,02}{15 \cdot 37} = 0,007; \mu\alpha = 0,047$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{a}{h_0} \right) = 0,15 \cdot \left(1 - \frac{3}{37} \right) = 0,138$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,169 + 0,138)}{10 \cdot 0,047}} + \frac{1,5 + 0,15}{11,5 \cdot \frac{446,61}{370} - 5} = 0,325 < 1$$

$$z_1 = 37 \cdot \left[1 - \frac{\frac{6}{37} \cdot 0,15 + 0,325^2}{2 \cdot (0,15 + 0,325)} \right] = 31,94 \text{ см} = 319,4 \text{ мм}$$

$W_s = A_{sp} \cdot z_1 = 4,02 \cdot 31,94 = 128,399 \text{ см}^3$ – момент сопротивления сечения по растянутой арматуре.

$$\sigma_s = \frac{7654700 - 171397 \cdot 31,94}{128,399} = 16980,505 \text{ Н / см} = 169,805 \text{ МПа}$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре от полной нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{M^n - P_2 \cdot z_1}{W_s} = \frac{9033900 - 171397 \cdot 31,94}{128,399} = 277,220 \text{ МПа}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия всей нагрузки:

$$a_{crel} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_e \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \sqrt[3]{d}, \quad (4.36)$$

где $\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{4,02}{15 \cdot 37} = 0,007 < 0,02$ – коэффициент армиро-

вания сечения продольной арматурой;

$\delta = 1$ – для изгибаемых элементов;

$\eta = 1$;

φ_e – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

d – диаметр продольной арматуры, мм.

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,007) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{277,220}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,205 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия длительной нагрузки:

$$a_{crc2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,007) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{169,805}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,126 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия длительной нагрузки:

$$a_{crc3} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,007) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot \frac{169,805}{190000} \cdot \sqrt[3]{16} = 0,189 \text{ мм}$$

$$a_{crc} = 0,189 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,205 - 0,126 + 0,189 = 0,268 \text{ мм}$$

$$a_{crc} = 0,268 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$$

Расчет прогиба плиты

Принимаем предельный прогиб плиты:

$$f = \frac{1}{200} \cdot l_0 = \frac{1}{200} \cdot 5680 = 28,4 \text{ мм}.$$

Прогиб определяем от длительных нагрузок с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен $M_e^n = 76,547 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Продольная сила $P_2 = 171,397 \text{ кН}$.

Эксцентриситет:

$$e_s = \frac{M_e^n}{P_2} = \frac{76,547}{171,397} = 0,447 \text{ м}$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pe}}{M_e^n - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 100 \cdot 12224,077}{7654700 - 4521100} = 0,702 < 1$$

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{es} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \frac{e_s}{h_0}} \quad (4.37)$$

где $\varphi_{es} = 0,8$ при длительном действии нагрузки;

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,702 - \frac{1 - 0,702^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,702) \cdot \frac{44,7}{37}} = 0,501 < 1$$

Вычисляем кривизну оси при изгибе:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_e^n}{h_0 \cdot z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{v \cdot E_b \cdot A_b} \right) - \frac{P_2 \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_{sp}} \quad (4.38)$$

где $\psi_b = 0,9$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна на участке с трещинами;

$v = 0,15$ – при длительном действии нагрузки, характеризует упругопластическое состояние бетона сжатой зоны;

$$A_b = b'_f \cdot h'_f = 175 \cdot 6 = 1050 \text{ см}^2$$

$$\frac{1}{r} = \frac{7654700}{37 \cdot 31,94 \cdot 100} \cdot \left(\frac{0,501}{190000 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 29000 \cdot 1050} \right) - \frac{171397 \cdot 0,501}{37 \cdot 190000 \cdot 4,02 \cdot 100} = 2,486 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогиб в середине пролета:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 2,486 \cdot 10^{-5} \cdot 568^2 = 8,4 \text{ мм} < f = 28,4 \text{ мм} \quad (4.39)$$

Таким образом, панель перекрытия удовлетворяет расчету по первой второй группам предельных состояний.

5 Расчет сборного однопролетного ригеля перекрытия

5.1 Расчетный пролет, расчетная схема

Ригель крайнего ряда рассчитывается на действие равномерно распределенной нагрузки как однопролетная балка с шарнирным опиранием на наружную стену и частичным защемлением на консоль колонны (рисунок 5.1). Расчетный пролет ригеля – расстояние между осями опор.

$$l_0 = 5,4 - 0,5 \cdot 0,2 - (0,05 + 0,5 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 0,2) = 4,95 \text{ м},$$

где 0,05 – зазор между торцом ригеля и гранью колонны, м;

0,4 – ширина сечения колонны, м;

0,2 – площадка опирания ригеля на наружную стену и на консоль, м.

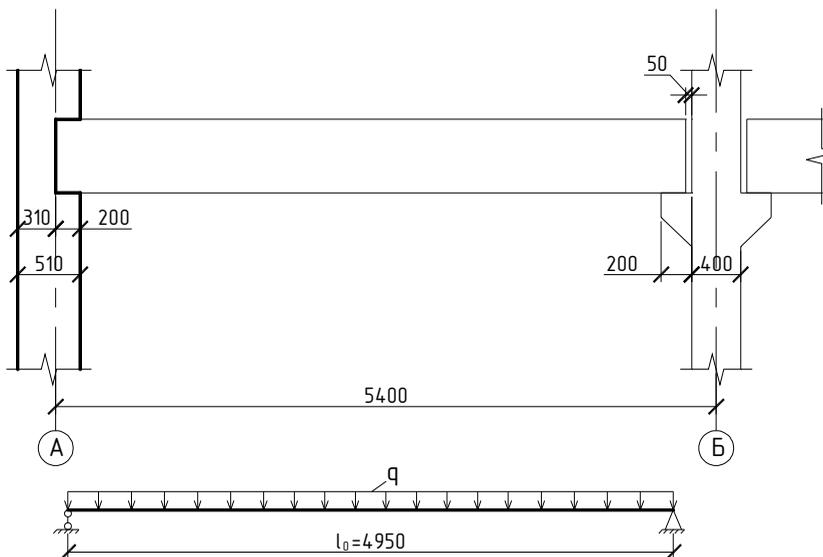


Рисунок 5.1 – Расчетная схема

Высота:

$$h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot l_0 = \frac{1}{10} \cdot 4950 = 495 \text{ мм} \approx 500 \text{ мм}$$

Ширина:

$$b = (0,3...0,4) \cdot h = 0,4 \cdot 500 = 200 \text{ мм}$$

5.2 Сбор нагрузок

Нагрузки на ригель собираются с грузовой площади шириной 6 м. (см. рис. 4.1)

Постоянная нагрузка:

– от веса пола и панели (см. табл. 4.1):

$$q = g \cdot l_2 \cdot \gamma_n$$

$$q = 4,66 \cdot 5,8 \cdot 0,95 = 25,677 \text{ кН / м}$$

– от собственного веса ригеля:

$$q_{с.в.} = b \cdot h \cdot \gamma_{ж/б} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$q_{с.в.} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,613 \text{ кН / м}$$

– временная нагрузка (см. табл. 4.1):

$$p = p_{расч} \cdot l_2 \cdot \gamma_n$$

$$p = 10,8 \cdot 5,8 \cdot 0,95 = 59,508 \text{ кН / м}$$

Полная нагрузка:

$$q = q + q_{с.в.} + p = 25,677 + 2,613 + 59,508 = 87,798 \text{ кН / м}$$

5.3 Определение расчетных усилий

Ригель рассчитываем как однопролетный с учетом частичного защемления на опоре.

Эпюру моментов для ригеля, частично защемленного на опоре, можно посмотреть на рисунке 5.4.

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = M^0 - \Delta M ; \quad (5.1)$$

$$M^0 = \frac{q \cdot l_0^2}{8} ;$$

$$\Delta M = \frac{M_{опор}}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = \frac{87,798 \cdot 4,95^2}{8} - 27,5 = 241,409 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2};$$

$$Q = \frac{87,798 \cdot 4,95}{2} = 217,300 \text{ кН}$$

5.4 Характеристики материалов

Бетон тяжелый класса В20

$R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ (таблица 8, [6]),
 $\gamma_{b2} = 1,0$ (таблица 15 [1]), $E_b = 24000 \text{ МПа}$.

Продольная арматура класса А-III (А400) $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Поперечная арматура класса А-I (А240), $R_s = 225 \text{ МПа}$,
 $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; $E_s = 210000 \text{ МПа}$.

5.5 Проверка достаточности размеров ригеля

Граничное значение относительной величины сжатой зоны бетона определяем по формуле (4.5):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)};$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона; $\omega = 0,758$ (таблица 18, [6]);

$\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа}$ – напряжение в арматуре;

$\sigma_{SC,U} = 400 \text{ МПа}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны при использовании коэффициента $\gamma_{b2} = 1,0$ (стр.22, [6]).

$$\xi_{R} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,758}{1,1} \right)} = 0,590$$

По таблице 18 [6] определяем $\alpha_R = 0,405$.

Рабочая высота:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot \alpha_R}}; \quad (5.2)$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{24140900}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 0,405}} = 50,9 \text{ см} = 509 \text{ мм}$$

Полная высота $h = h_0 + a = 509 + 70 = 579 \text{ мм} > 500 \text{ мм} \Rightarrow$
ранее принятая высота недостаточна, принимаем $h = 600 \text{ мм}$.

Тогда рабочая высота сечения:

$$h_0 = h - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм}.$$

5.6 Расчет прочности нормальных сечений

Для нижней арматуры, определяем коэффициент α_m , по формуле (4.4):

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} \leq \alpha_R$$

$$\alpha_m = \frac{24140900}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 100 \cdot 53^2} = 0,374$$

$$\alpha_m = 0,374 < \alpha_R = 0,405$$

По таблице 20 [6] определяем $\eta = 0,751$.

Требуемая площадь рабочей арматуры определяем по формуле (4.6):

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}$$

$$A_s = \frac{24140900}{365 \cdot 100 \cdot 0,751 \cdot 53} = 16,617 \text{ см}^2 = 1661,7 \text{ мм}^2$$

Принимаем два ряда продольных стержней: нижний – 2Ø25А-III (А400), верхний – 2Ø22А-III (А400) с общей площадью: $A_s = 982 + 760 = 1742 \text{ мм}^2$.

Для верхней арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{опор}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} \leq \alpha_R,$$

где $h_0 = h - a = 600 - 30 = 570 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{5500000}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 57^2 \cdot 100} = 0,074$$

$$\alpha_m = 0,074 < \alpha_R = 0,405$$

По таблице 20 [6] определяем $\eta = 0,962$.

$$A_s' = \frac{M_{опор}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}$$

$$A_s' = \frac{M_{опор}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{5500000}{365 \cdot 100 \cdot 0,962 \cdot 57} = 2,748 \text{ см}^2 = 274,8 \text{ мм}^2$$

Принимаем 2Ø14А-III (А400) с площадью $A_s = 308 \text{ мм}^2$

5.7 Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем прочность на действие наклонных сжимающих усилий.

При высоте ригеля $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$ на приопорных участках по конструктивным требованиям принимается $s \leq 500 \text{ мм}$.

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

Назначаем $s = 150 \text{ мм}$ ($A_{swi} = 101 \text{ мм}^2$), диаметр поперечной арматуры 8 мм, принимаем согласно приложению IX [4] по условию свариваемости с продольной арматурой.

Расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе

между наклонными трещинами должен производиться из условия:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 8,75 \cdot 0,0103 = 1,451 > 1,3$$

Принимаем $\varphi_{w1} = 1,3$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885$$

$$\mu_w = \frac{153,9 \cdot 2}{200 \cdot 150} = 0,0103$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{24000} = 8,75$$

$$Q = 217,300 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,3 \cdot 0,885 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 53 \cdot 1 = 420738 \text{ Н} = 420,738 \text{ кН}$$

– следовательно, условие выполняется.

Определяем $Q_{b,\min}$:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 53 \cdot 1 = 57,240 \text{ кН}$$

Определяем погонное усилие q_{sw} , воспринимаемое поперечными стержнями:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}$$

$$q_{sw} = \frac{175 \cdot 101 \cdot 2}{150} = 235,67 \text{ Н / мм}$$

Проверяем погонное усилие q_{sw} , по условию:

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2 \cdot h_0}$$

$$q_{sw} = 235,67 \text{ Н / мм} \geq \frac{57240}{2 \cdot 530} = 54,0 \text{ Н / мм}$$

Вычисляем M_b :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \gamma_{b2}$$

$$M_b = 2 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 53^2 \cdot 1 = 10112400 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Определяем величину проекции наклонной трещины c :

$$c \leq \frac{\varphi_{b2} \cdot h_0}{\varphi_{b3}} = \frac{2}{0,6} \cdot 530 = 1767 \text{ мм}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{10112400}{580,440}} = 1320 \text{ мм}$$

$$q_1 = q + q_{c.в.} + p/2 = 25,677 + 2,613 + 59,508/2 = 580,440 \text{ Н/см.}$$

Прочность обеспечена, если:

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

где Q_b – сила, воспринимаемая бетоном, $\kappa\text{Н}$;

Q_{sw} – сила, воспринимаемая хомутами, $\kappa\text{Н}$.

$$Q_b = \frac{M_b}{c}$$

$$Q_b = \frac{10112400}{132,0} = 76609 \text{ Н} = 76,609 \text{ кН}$$

$$Q_b \geq Q_{b,\min}$$

$$Q_b = 76,609 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 57,240 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Вычисляем поперечную силу Q в вершине наклонного сечения:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 217300 - 580,440 \cdot 132,0 = 140,682 \text{ кН}$$

Устанавливаем длину проекции расчетного наклонного сечения c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{10112400}{2639}} = 619 \text{ мм}$$

Длина проекции должна удовлетворять условиям:

$$c_0 < c$$

$$c_0 < 2 \cdot h_0$$

Так как $c = 1320 \text{ мм} > h_0 = 530 \text{ мм}$, так же должно выполняться условие:

$$c_0 > h_0$$

$$c_0 = 619 \text{ мм} < c = 1320 \text{ мм}$$

$$c_0 = 619 \text{ мм} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 530 = 1060 \text{ мм}$$

$$c_0 = 613 \text{ мм} > h_0 = 530 \text{ мм}$$

Условия выполняются.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0$$

$$Q_{sw} = 235,67 \cdot 619 = 145,88 \text{ кН}$$

$$Q = 217,300 < 76,609 + 145,88 = 222,5 \text{ кН}$$

Прочность наклонных сечений обеспечена.

В средней части шаг хомутов увеличиваем до $s = 400 \text{ мм}$, так как:

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

$$s \leq 500 \text{ мм}$$

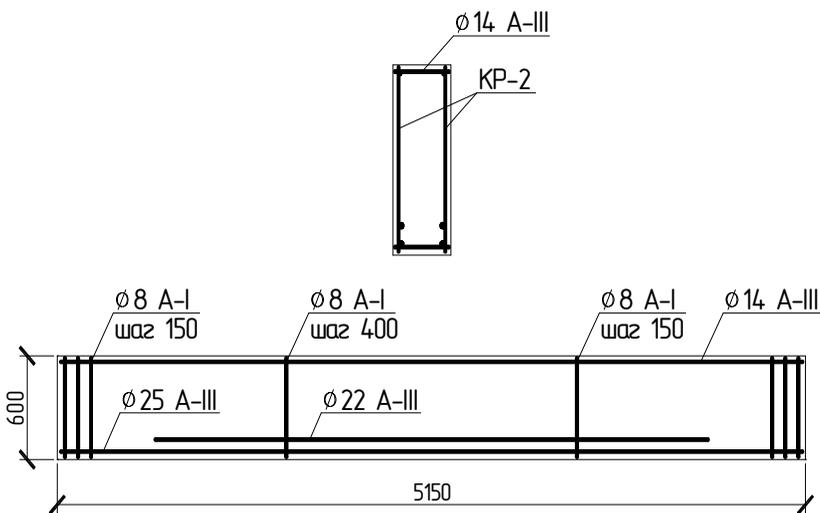


Рисунок 5. 2 – Армирование ригеля

5.8 Конструирование однопролетного ригеля

В целях экономии арматуры один ряд стержней обрывают, не доведя до опор, так как арматура рассчитана на максимальный момент в середине пролета. Уточняем расстояние до центра тяжести всей арматуры и арматуры, доводимой до опор. Арматуру размещаем в соответствии с конструктивными требованиями.

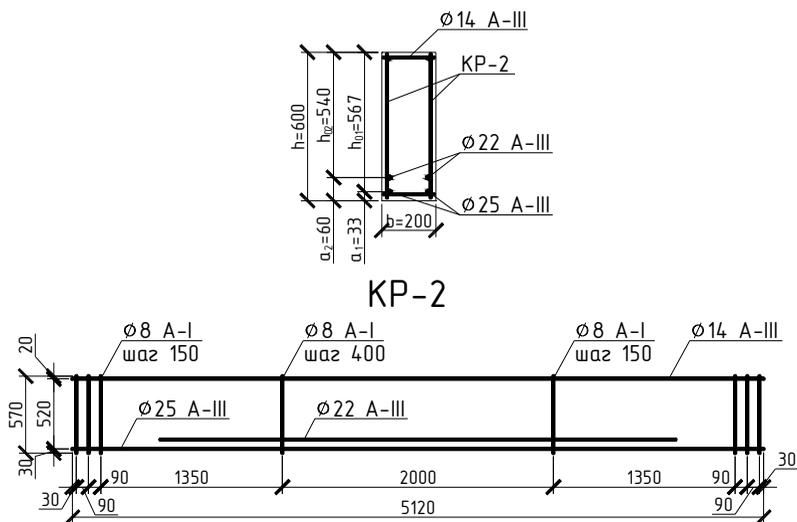


Рисунок 5.3 – Конструирование арматуры ригеля

Обрываем верхний ряд стержней. Определяем момент, который воспринимают оставшиеся стержни:

$$M_{2d25} = A_{s1} \cdot R_s \cdot \eta_1 \cdot h_{01}; \quad (5.3)$$

$$\xi_1 = \frac{A_{s1} \cdot R_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{01}};$$

$$\xi_1 = \frac{9,82 \cdot 365}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 56,7} = 0,275$$

По таблице 20 [6] определяем $\eta_1 = 0,863$.

$$M_{2d25} = 9,82 \cdot 365 \cdot 100 \cdot 0,863 \cdot 56,7 = 195,710 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем момент, воспринимаемый всей арматурой:

$$M = A_s \cdot R_s \cdot \eta \cdot h_0;$$

$$\xi = \frac{A_s \cdot R_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{02}};$$

$$\xi = \frac{17,42 \cdot 365}{1,0 \cdot 11,5 \cdot 20 \cdot 54} = 0,512$$

По таблице 20 [6] определяем $\eta = 0,744$.

$$M = 19,63 \cdot 365 \cdot 100 \cdot 0,744 \cdot 54 = 287,859 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем расстояние до точек теоретического обрыва верхнего ряда стержней $y_{1,2}$. Изгибающий момент на расстоянии y от опоры:

$$M_y = \frac{q \cdot l_0}{2} \cdot y - \frac{q \cdot y^2}{2} - \frac{y \cdot M_{опор}}{l_0} \quad (5.4)$$

где q – полная нагрузка, кН/м ;

l_0 – расчетный пролет ригеля, м ;

M_y – момент воспринимаемый оставшимися стержнями из формулы 5.3, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

$M_{опор}$ – момент возникающий на опоре, $\text{кН} \cdot \text{м}$.

Преобразуем уравнение (5.4) в квадратное:

$$y^2 - 4,697 \cdot y + 4,458 = 0$$

$y_1 = 1,32 \text{ м}$; $y_2 = 3,38 \text{ м}$ – точки теоретического обрыва верхнего ряда арматурных стержней.

Стержни заводятся за точки теоретического обрыва на величину ω :

$$\begin{cases} \omega \geq \frac{Q_y}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d \\ \omega \geq 20 \cdot d \end{cases} \quad (5.5)$$

где Q_y – поперечная сила в точке теоретического обрыва, кН ;

q_{sw} – интенсивность нагрузки, воспринимаемой хомутом в точке теоретического обрыва, кН/см ;
 d – диаметр обрываемого стержня, см .

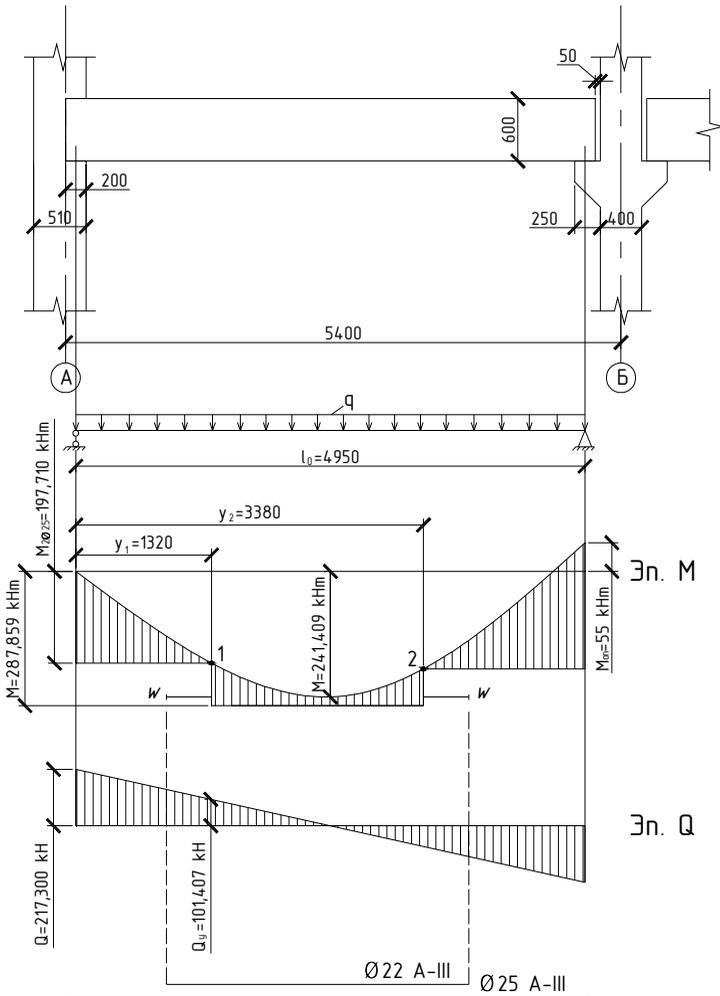


Рисунок 5.4 – Эпюры материалов ригеля и эпюры M и Q

$$Q_y = \frac{Q \cdot (0,5 \cdot l_0 - y_1)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{217,300 \cdot (0,5 \cdot 4,95 - 1,32)}{0,5 \cdot 4,95} = 101,407 \text{ кН}$$

$$q_{sw} = \frac{R_s \cdot A_{sw}}{s} = \frac{225 \cdot 2 \cdot 113,1}{15} = 3393 \text{ Н / см}$$

$$\begin{cases} \omega \geq \frac{101,407}{2 \cdot 3,393} + 5 \cdot 2,2 = 25,9 \text{ см} = 259 \text{ мм} \\ \omega \geq 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм} \end{cases}$$

Назначаем $\omega = 440 \text{ мм}$.

Эпюра материалов ригеля и эпюры M и Q представлены на рисунке 5.4

6 Расчет сборной железобетонной колонны

6.1 Данные для проектирования

Бетон класса В20, продольная арматура класса А–III (А400), поперечная арматура класса А–I (А240), высота этажа $h = 3,3 \text{ м}$, количество этажей $n = 5$. Район строительства – г. Братск (III район по весу снегового покрова. Расчетная нагрузка от веса кровли 1400 Н/м^2 . Расчетная нагрузка от веса снегового покрова 1800 Н/м^2).

6.2 Нагрузки на колонну среднего ряда первого этажа

Нагрузки собираются с грузовой площади $A_{\text{груз}}, \text{м}^2$, (рис.5.1):

$$A_{\text{груз}} = L_1 \cdot L_2 = 5,8 \cdot 5,4 = 31,32 \text{ м}^2$$

Нагрузки от перекрытия:

Постоянные:

– от веса пола и панели перекрытия

$$q_{\text{пл}} = 4,66 \cdot 31,32 \cdot 0,95 = 138,654 \text{ кН}$$

– от веса ригеля перекрытия

$$q_{\text{риг}} = 2,613 \cdot 5,4 \cdot 0,95 = 13,405 \text{ кН}$$

$$\text{ИТОГО: } G_1 = 138,654 + 13,405 = 152,059 \text{ кН}$$

Временная:

– длительная:

$$P_1 = 8,4 \cdot 31,32 \cdot 0,95 = 249,934 \text{ кН}$$

– кратковременная:

$$P_2 = 2,4 \cdot 33,32 \cdot 0,95 = 71,410 \text{ кН}$$

Нагрузки от покрытия:

Постоянная:

– от веса кровли и панели перекрытия:

$$q_k = (1,4 + 2,86) \cdot 31,32 \cdot 0,95 = 126,752 \text{ кН}$$

– от ригеля покрытия: 13,405 кН

$$\text{ИТОГО: } G_2 = 126,752 + 13,405 = 140,157 \text{ кН}$$

Снеговые нагрузки:

– длительная равна кратковременной:

$$P_{сн} = 0,5 \cdot 1,8 \cdot 31,32 \cdot 0,95 = 26,779 \text{ кН}$$

Собственный вес колонны первого этажа размером $b \times h = 400 \times 400 \text{ мм}$ (обрез фундамента находится на отметке $-0,6 \text{ м}$):

$$G_3 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot (3,3 + 0,6) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 16,302 \text{ кН}$$

Собственный вес колонны средних этажей с размерами $b \times h = 300 \times 300 \text{ мм}$:

$$G_4 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 3,3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 7,759 \text{ кН}$$

6.3 Определение усилий в колонне

Усилия от постоянной нагрузки:

$$(n-1) \cdot G_1 + G_2 + G_3 + (n-1) \cdot G_4 = \\ (5-1) \cdot 152,059 + 140,157 + 16,302 + (5-1) \cdot 7,759 = 795,731 \text{ кН}$$

Усилия от длительно действующей временной нагрузки на перекрытие:

$$(n-1) \cdot P_1 = (5-1) \cdot 249,934 = 999,736 \text{ кН}$$

Усилия от кратковременной нагрузки на перекрытие:

$$(n-1) \cdot P_2 = (5-1) \cdot 71,410 = 285,640 \text{ кН}$$

Усилия от снеговой нагрузки:

$$P_3 = P_4 = 26,779 \text{ кН}$$

Составляем основные сочетания нагрузок.

Основное сочетание первой группы (постоянная, длительная, кратковременная):

$$N = 795,731 + 999,736 + 26,779 + 285,640 = 2107,886 \text{ кН}$$

$$N = 795,731 + 999,736 + 26,779 + 26,779 = 1849,025 \text{ кН}$$

Основные сочетания второй группы (постоянные, длительные, две кратковременные с коэффициентом сочетания 0,9):

$$N = 795,731 + 999,736 + 26,779 + (285,640 + 26,779) \cdot 0,9 = 2103,423 \text{ кН}$$

Максимальное усилие в колонне $N = 2107,886 \text{ кН}$, в том числе длительно действующие:

$$N_l = 795,731 + 999,736 + 26,779 = 1822,246 \text{ кН}$$

6.4 Расчетная длина колонны

$l_0 = H + 0,6 = 3,3 + 0,6 = 3,9 \text{ м}$ – при податливой заделке в фундаменте.

6.5 Гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{390}{40} = 9,75.$$

6.6 Подбор продольной арматуры

Так как армирование и сечение колонны симметричны, арматура класса А–III (А400) и $\lambda = 9,75 < 20$, расчет можно выполнять на условное центральное сжатие.

Площадь продольной арматуры находим из условия прочности:

$$N \leq \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s), \quad (6.1)$$

где φ – коэффициент, учитывающий гибкость, длительность загрузки и характер армирования:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot \alpha_s, \quad (6.2)$$

$$\alpha_s = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot A} \Rightarrow \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot A},$$

$$\frac{N_l}{N} = \frac{1822,246}{2107,886} = 0,864$$

$\varphi_{sb} = 0,895$ и $\varphi_b = 0,904$ - коэффициенты, принимаемые по таблицам 26 и 27 [6].

Задаемся коэффициентом армирования:

$$\mu_1 = \frac{A_s}{A} = 0,01 \quad (\mu_{\max} = 0,015)$$

Определяем φ :

$$\varphi = 0,895 + 2 \cdot (0,904 - 0,895) \cdot \frac{365}{11,5} \cdot 0,01 = 0,884 \leq \varphi_{sb} = 0,904$$

Определяем площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{N/\varphi - R_b \cdot A}{R_{sc}}; \quad (6.3)$$

$$A = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{2107886 / 0,884 - 11,5 \cdot 100 \cdot 1600}{365 \cdot 100} = 14,917 \text{ см}^2 = 1491,7 \text{ мм}^2.$$

Проверяем коэффициент армирования:

$$\mu_2 = \frac{14,917}{1600} = 0,009 < 50\% \mu_1 = \mu_{\max} = 0,015.$$

Принимаем 4Ø22 А-III (А400) с площадью $A_s = 1520 \text{ мм}^2$.

Поперечную арматуру принимаем конструктивно Ø6 А-I (А240). Шаг хомутов:

$$\begin{cases} S \leq 500 \text{ мм} \\ S \leq 20 \cdot d = 20 \cdot 2,2 = 440 \text{ мм} \\ S \leq h = 400 \text{ мм} \end{cases}$$

Окончательно принимаем $S = 400 \text{ мм}$.

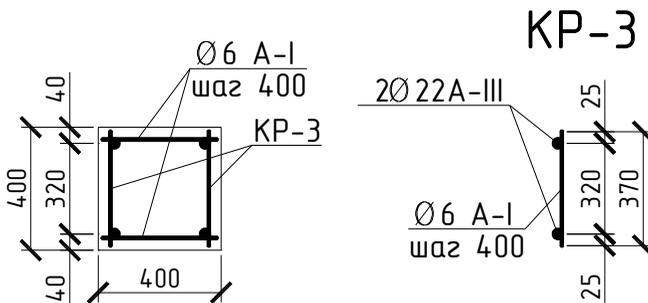


Рисунок 6.1 - Армирование колонны

6.7 Расчет консоли колонны

Принимаем длину опорной площадки $l = 200$ мм .

$$\frac{Q}{l \cdot b_{\text{риз}}} < R_b \quad (6.4)$$

$$\frac{206325}{200 \cdot 200} = 5,2 \text{ МПа} < 11,5 \text{ МПа}$$

Вылет консоли:

$$l_1 = l + c = 200 + 50 = 250 \text{ мм}$$

$$a = l_1 - \frac{l}{2} = 25 - \frac{20}{2} = 15 \text{ см} = 150 \text{ мм}$$

Принимаем:

$$h = (0,7 \div 0,8) \cdot h_{\text{риз}} = 0,75 \cdot 600 = 450 \text{ мм}$$

Высота консоли у свободного края:

$$h_1 = 200 \text{ мм} ;$$

$$h_0 = h - a = 450 - 30 = 420 \text{ мм}$$

Консоль короткая, т.к. $l_1 = 250 \text{ мм} < 0,9 \cdot h_0 = 405 \text{ мм}$

Проверяем высоту сечения короткой консоли:

$$Q \leq \frac{1,5 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{a} \quad (6.5)$$

$$Q = 206,325 \text{ кН} \leq \frac{1,5 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 42^2 \cdot 100}{15 \cdot 1000} = 635,04 \text{ кН}$$

$$Q = 206,325 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$206,325 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 42 / 1000 = 378,00 \text{ кН}$$

Высота сечения короткой консоли удовлетворяет требованиям прочности, т.к. все условия выполнены.

Изгибающий момент в консоли:

$$M = 1,25 \cdot Q \cdot a = 1,25 \cdot 206,325 \cdot 0,15 = 38,686 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (6.6)$$

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_0} = \frac{38,686 \cdot 10^5}{365 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 42} = 2,80 \text{ см}^2 = 280 \text{ мм}^2$$

Принимаем 2Ø14А-III (А400) ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$).

Поперечное армирование при $h = 450 \text{ мм} \geq 2,5 \cdot a = 2,5 \cdot 150 = 375 \text{ мм}$ принимаем горизонтальными хомутами с отогнутыми стержнями. Максимальное сечение отогнутой арматуры:

$$A_i = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 42 = 3,36 \text{ см}^2 = 336 \text{ мм}^2$$

Принимаем 2Ø16А-III (А400) ($A_s = 4,02 \text{ см}^2$).

Хомуты принимаем конструктивно из стали Ø6А-I (А240) с шагом:

$$\begin{cases} S \leq 150 \text{ мм} \\ S \leq \frac{h}{4} = \frac{450}{4} = 112,5 \text{ мм} \end{cases}$$

Окончательно принимаем $S = 100 \text{ мм}$.

Армирование консоли показано на рисунке 4.2.

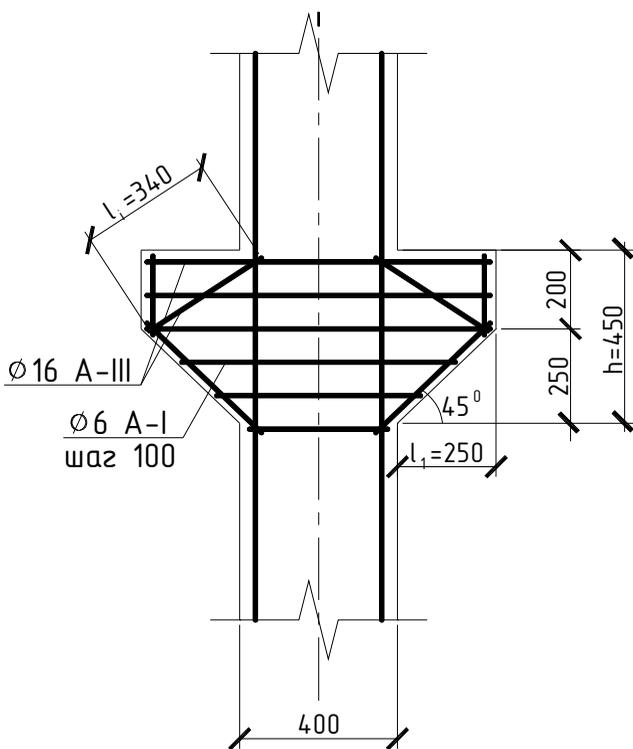


Рисунок 4.2 – Армирование консоли

7 Расчет фундамента под среднюю колонну

7.1 Данные для проектирования

Бетон тяжелый класса В20 $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$.

Арматура А-III (А400), $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Глубина заложения фундамента $H_1 = 1,4 \text{ м}$.

Средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах $\gamma = 20 \text{ кН/м}$.

Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,25 \text{ МПа}$

7.2 Определение размеров подошвы фундамента

$$N_n = \frac{N}{\gamma_f}, \quad (7.1)$$

где $\gamma_f = 1,15$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

$$N_n = \frac{2107,886}{1,15} = 1832,944 \text{ кН}$$

Требуемая площадь фундамента:

$$A_\phi = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1}, \quad (7.2)$$

$$A_\phi = \frac{1832944}{0,25 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^3 \cdot 1,4} = 8,257 \text{ м}^2$$

$$a_\phi = b_\phi = \sqrt{A_\phi} = 2,87 \text{ м}$$

Принимаем $a_\phi = b_\phi = 3 \text{ м}$ (кратно 100 мм).

7.3 Высота фундамента

Минимальная высота фундамента определяется из 3-х условий:

Из условия заделки колонны в стакане фундамента:

$$H = 1,5 \cdot h_{\text{кол}} + 0,25 \quad (7.3)$$

$$H = 1,5 \cdot 0,4 + 0,25 = 850 \text{ мм}$$

Из условия анкеровки:

$$H = 25 \cdot d_{s(\text{кол})} + 0,25 \quad (7.4)$$

$$H = 25 \cdot 0,028 + 0,25 = 950 \text{ мм}$$

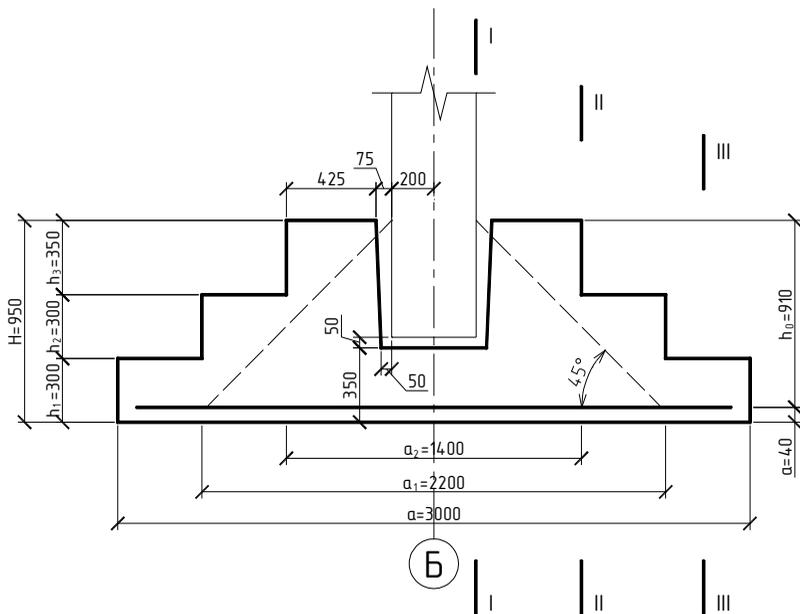


Рисунок 7.1 – Фундамент средней колонны

Из условия продавливания фундамента колонной по поверхности пирамиды:

$$h_0 = -\frac{b_k + h_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{P_{ep} + R_{bt}}}, \quad (7.5)$$

$$P_{ep} = \frac{N}{A_{\phi}} \leq R_0, \quad (7.6)$$

$$P_{sp} = \frac{2107,866 \cdot 10^3}{3 \cdot 3} = 234209,6 \text{ Н / м}^2 = 0,23 \text{ МПа} < R_0 = 0,25 \text{ МПа}$$

$$h_0 = -\frac{0,4+0,4}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2107,866 \cdot 10^3}{234209,6 + 0,95 \cdot 0,9 \cdot 10^6}} = 0,496 \text{ м} \approx 0,5 \text{ м} = 500 \text{ мм}$$

$$H = h_0 + a = 0,5 + 0,04 = 0,54 \text{ м}$$

где $a = 0,04$ – при наличии бетонной подготовки под подошвой, м.

Принимаем наибольшее значение высоты фундамента $H = 950 \text{ мм}$.

При наличии бетонной подготовки под подошвой рабочая высота составит:

$$h_0 = 950 - 40 = 910 \text{ мм}$$

Фундамент принимаем трехступенчатым так, как высота фундамента $H > 900 \text{ мм}$

Высоту ступеней принимаем конструктивно $h_1 = 300 \text{ мм}$, $h_2 = 300 \text{ мм}$, $h_3 = 350 \text{ мм}$. Размеры принимаются так, чтобы грани пирамиды продавливания не пересекали фундамент.

Проверяем прочность по Q без поперечной арматуры в наклонном сечении, начинающимся в III-III. Для единицы ширины этого сечения:

$$Q = 0,5 \cdot p \cdot (a - h_c - 2 \cdot h_0) \quad (7.7)$$

$$Q = 0,5 \cdot 234,210 \cdot (3 - 0,4 - 2 \cdot 0,91) = 91,342 \text{ кН}$$

$$Q \leq 0,6 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \quad (7.8)$$

$$Q = 91,342 \text{ кН} < 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 26 / 1000 = 140,400 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

7.4 Прочность фундамента на продавливание

Проверяем по поверхности пирамиды, грани которой расположены под углом 45^0 к грани колонны на отметке верха фундамента.

Условие продавливания:

$$P \leq \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot U_m \quad (7.9)$$

где P – продавливающая сила, κH ;

U_m – среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания, m .

$$P = N - P_{zp} \cdot A_1$$

где A_1 – площадь основания пирамиды продавливания, m^2 :

$$A_1 = (h_c + 2 \cdot h_0)^2 = (0,4 + 2 \cdot 0,91)^2 = 4,928 \text{ м}^2$$

$$P = 2107,886 - 234,210 \cdot 4,928 = 953,699 \text{ кН}$$

$$U_m = 4 \cdot (h_c + h_0) = 4 \cdot (0,4 + 0,91) = 5,24 \text{ м}^2$$

$$P = 953,699 \text{ кН} \leq 1 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 91 \cdot 524 / 1000 = 4291,56 \text{ кН}$$

Условие против продавливания выполняется.

7.5 Расчет арматуры фундамента

Расчет усилия определяется в сечении $I-I$, $II-II$ (см. рис. 7.1) как в консолях с защемленным концом:

$$M_I = 0,125 \cdot P_{zp} \cdot a \cdot (a - h_c)^2, \quad (7.10)$$

$$M_I = 0,125 \cdot 234209,6 \cdot 3 \cdot (3 - 0,4)^2 = 593721,336 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot P_{zp} \cdot a \cdot (a - a_2)^2, \quad (7.11)$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot 234209,6 \cdot 3 \cdot (3 - 1,4)^2 = 224841,216 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_0},$$

$$A_{sI} = \frac{59372133,6}{365 \cdot 0,9 \cdot 91} = 1986,1 \text{ мм}^2$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{R_s \cdot 0,9 \cdot h_{01}},$$

$$A_{sII} = \frac{22484121,6}{365 \cdot 0,9 \cdot 56} = 1222,2 \text{ мм}^2$$

Принимаем сетку, состоящую из стержней $\varnothing 14$ А-III (А400) с шагом 200 мм ($A_s = 15 \cdot 153,9 = 2308,5 \text{ мм}^2$).

Проценты армирования расчетных сечений:

$$\mu_I = \frac{A_s}{a_2 \cdot h_0} = \frac{2308,5}{100 \cdot 91} = 0,25\% > \mu_{\min} = 0,05\% ,$$

$$\mu_{II} = \frac{A_s}{a_1 \cdot h_{01}} = \frac{2308,5}{160 \cdot 56} = 0,41\% > \mu_{\min} = 0,05\% .$$

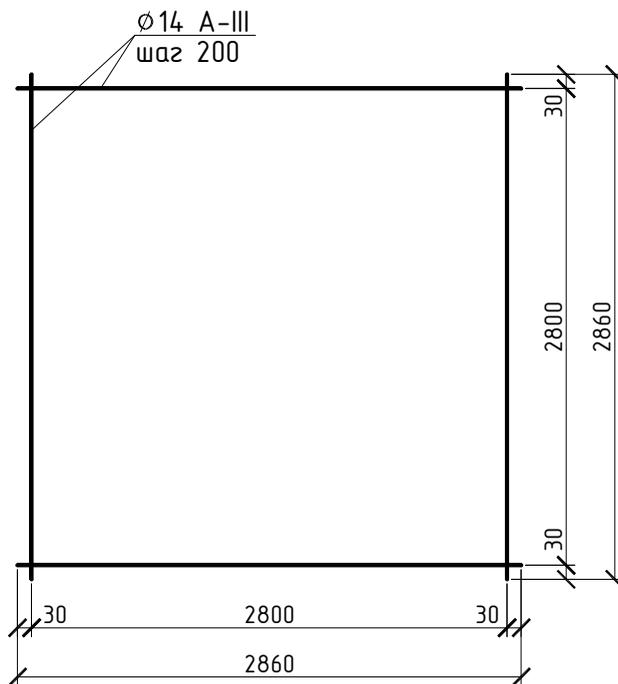


Рисунок 7.2 – Армирование фундамента сеткой С-2

8 Рекомендуемая литература

При выполнении курсового проекта следует, как правило, пользоваться последними по их выходу из печати учебниками и руководствами. В настоящих указаниях даны ссылки на следующую литературу:

1 СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80с.

2 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01 – 84). ЧI – II/ЦНИИ промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 192с.

3 Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций их тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978.

4 Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 728с.

5 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004.- 87 с.

6 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84)/ЦНИИ промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

7 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИ Промзданий», 2005. – 214 с.

8 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИ Промзданий», 2005. – 159 с.

В тексте указаний ссылки на рекомендуемую литературу даются в соответствии с указанной нумерацией.

Приложения

Приложение 1

Рекомендуемые классы и минимальные передаточные прочности бетона

Напрягаемая арматура	Класс бетона, не ниже	Минимальная передаточная прочность бетона R_{bp} , МПа, не ниже
Проволочная класса: Вр-II (Вр1200...Вр1500) при $d \leq 5\text{мм}$ при $d \geq 6\text{мм}$ К-7 (К1400)	В20	11
	В20	11
	В30	15,5
	В30	15,5
Стержневая без анкеров $d = 10...18\text{мм}$ класса: А-IV (А600) А-V (А800) Ат-VI (А1000)	В15	11
	В20	11
	В30	15,5
$d = 20\text{мм}$ и более класса: А-IV (А600) А-V (А800) А-VI (А1000)	В20	11
	В25	11
	В30	15,5
	В30	15,5

Примечания: 1. Если класс бетона принят выше указанного минимального значения, то передаточную прочность R_{bp} принимают не менее 50% принятого класса ($R_{bp}=0,5B$). 2. При классе легкого бетона В7,5...В12,5 в ограждающих однослойных конструкциях допускается использование напрягаемой арматуры класса А-IV (А600) при уровне обжатия бетона $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,3$; при этом передаточная прочность R_{bp} должна составлять не менее 80% от класса бетона.

Нормативные R_{bt} и $R_{bt,ser}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ МПа

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
		В3,5	В5	В7,5	В10	В12,5	В15	В20	В25	В30	В35	В40	В45	В50	В55	В60
Сжатие осевое (призмная прочность) R_{bt} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
	Ячеистый	3	4,6	6	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Мелкозернистый	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	группы: А	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
Легкий при мелком заполнителе: плотном пористом ячеистый	Б	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,8	—	—	—	—

Примечания: 1. Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10%.

2. Для керамзитоперлитабетона на вспученном перлитовом песке R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85. 3. Для поризованного бетона R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают таким же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7. 4. Для напрягающегося бетона R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для тяжелого, а значения R_{bt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа

Вид сопротивления	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Легкий	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
	Ячеистый	2,2	3,1	4,5	6,0	7,0	7,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Мелкозернистый	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	группы: А Б В	0,26 0,17 —	0,37 0,27 —	0,48 0,40 —	0,57 0,45 —	0,66 0,57 —	0,75 0,64 0,75	0,90 0,77 0,90	1,05 0,90 1,05	1,20 1,00 1,20	1,30 — 1,30	1,40 — 1,40	— — 1,45	— — 1,55	— — 1,60	— — 1,65
Легкий при мелкоз заполнителе: плотном пористом ячеистый	Легкий при мелкоз заполнителе:	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	плотном пористом	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	ячеистый	0,18	0,24	0,28	0,39	0,44	0,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10%.
 2. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85. 3. Для поризованного бетона числовые значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 0,7. 4. Для напрягающего бетона R_{bt} и $R_{bt,ser}$ принимают, как для тяжелого, а значения R_b и R_{bt} определяют по опытным данным.

Начальные модули упругости при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^3$, МПа

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый: естественного твердения подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении подвергнутый автоклавной обработке Мелкозернистый группы	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	—	—	—	—
	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	—	—	—	—
Б – естественного твердения, под- вергнутый тепловой обработке	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	—	—	—	—	—	—
	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	—	—	—	—	—	—
В – автоклавного твердения	—	—	—	—	—	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0
Легкий и поризованный, с плотно- стью бетона, кг/м ³ :	800	4,5	5,0	5,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1000	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	1200	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	—	—	—	—	—	—	—	—
	1400	7,8	8,8	10,0	11,0	12,5	13,5	14,5	15,5	—	—	—	—	—	—
	1600	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,5	—	—	—	—
1800	—	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	—	—	—	—
2000	—	—	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	—	—	—	—
Ячеистый:															
D 800	3,4	4,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D 1000	—	5,0	6,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
D 1200	—	—	—	8,4	8,8	9,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание: Для напрягающих бетонов значения E_b принимают, как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент $\alpha=0,56+0,06B$

Предельные значения отношения при обжатии σ_{br}/R_{br}

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения напрягаемой арматуры	Расчетная зимняя температура наружного воздуха			
		-40°C и выше		ниже -40°C	
		центральное обжатие	внецентренное обжатие	центральное обжатие	внецентренное обжатие
Уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На опоры	0,85	0,95*	0,70	0,85
	На бетон	0,70	0,85	0,60	0,70
Увеличивается при действии внешних нагрузок	На опоры	0,65	0,70	0,50	0,60
	На бетон	0,60	0,65	0,45	0,50

Примечания: 1. Значения σ_{br}/R_{br} для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 40°C принимают на 0,05 меньше указанных в данной таблице. 2. Для легких бетонов классов В7,5 и В12,5 значения σ_{br}/R_{br} принимают не более 0,3.

*Для элементов, изготавливаемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования $\mu_{wt} \geq 0,5\%$ на длине зоны передачи напряжений l_p допускается принимать значение $\sigma_{br}/R_{br}=1$.

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

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

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Линейная плотность, м/кг	Арматура									
												стержневая					шпиральная				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Вр-I	Вр-II	Вр-II	Вр-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	X	-	-	-	
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	-	-	-	-	-	X	X	-	-	
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,95	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	X	X	X	-	
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	X	-	-	-	-	-	X	X	X	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	X	X	X	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	X	-	-	-	-	-	X	X	X	
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	-	X	X	X	X	-	-	-	-	
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	X	X	X	X	X	-	-	-	-	
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	-	X	X	X	X	-	-	-	-	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	-	X	X	X	X	-	-	-	-	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	-	X	X	X	X	-	-	-	-	
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	-	-	X	X	X	-	-	-	-	
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,805	-	-	X	X	X	-	-	-	-	

Примечание: Знаком « X » отмечены прокатываемые диаметры.

Сортамент арматурных канатов

Класс каната	Диаметр, мм		Расчетная площадь поперечного сечения, см ²	Теоретическая масса каната, кг	Класс каната	Диаметр, мм		Расчетная площадь поперечного сечения, см ²	Теоретическая масса каната, кг
	каната	отдельных проволок				каната	отдельных проволок		
К-7	6	2	0,227	0,173	К-19	14	2,8	1,287	1,020
	9	3	0,510	0,402	К2х7	18	3	1,019	0,801
						13	2	0,678	0,583
	12	4	0,906	0,714	К3х7	20	3	1,527	1,209
	15	5	1,416	1,116	К3х19	16,5	1,5	1,031	0,795
					22	2	1,809	1,419	

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры, модуль упругости, МПа

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы			Модуль упругости, E_s
			растяжению		сжатию, R_{sc}	
			продольной и поперечной при расчетах наклонных сечений на действие M, R_s	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы Q, R_{sw}		
Стержневая						
A-I (A240)	6...22	235	225	175	225	210 000
A-II (A300)	10...32	295	280	225	280	210 000
A-III (A400)	6...8	390	355	285*	355	200 000
A-III (A400)	10...40	390	365	290*	365	200 000
A-IIIв (A540)	20...40	540	490	390	200	180 000
A-IV (A600)	10...32	590	510	405	400	190 000
A-V (A800)	10...32	785	680	545	400	190 000
A-VI (A1000)	10...32	980	815	650	400	190 000
Проволочная						
Bp-I (B500)	3	410	375	270(300**)	375	170 000
	4	405	365	265(296**)	365	170 000
	5	395	360	260(290**)	360	170 000
Bp-II (Bp1200 ...1400)	3	1460	1215	970	400	200 000
	4	1370	1145	915	400	200 000
	5	1250	1045	835	400	200 000
	6	1175	980	785	400	200 000
	7	1100	915	730	400	200 000
	8	1020	850	680	400	200 000

Продолжение приложения 9

Класс арматуры	Диаметр, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы	Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы			Модуль упругости, E_s
			растяжению		сжатию, R_{sc}	
			продольной и поперечной при расчетах наклонных сечений на действие M, R_s	поперечной при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы Q, R_{sw}		
Канатная						
К-7 (К1400)	6	1450	1210	965	400	180 000
	9	1370	1145	915	400	150 000
	12	1335	1110	890	400	150 000
	15	1295	1080	865	400	150 000
К-19 (К1500)	14	1410	1175	940	400	150 000

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, принимают $R_{sn}=255\text{МПа}$.

** При применении в вязанных каркасах.

Приложение 10

Нагрузки и коэффициенты надежности по нагрузке γ_f

Категория требований к трещиностойкости конструкций	Расчет			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
1	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f > 1^*$	–	–	–
2	Все нагрузки при $\gamma_f > 1^*$, когда расчет производят для выявления необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин или по их закрытию	Все нагрузки при $\gamma_f = 1$	–	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$
3	Все нагрузки при $\gamma_f > 1^*$, когда расчет производят для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин	То же	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$	–

* Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают, как при расчете по прочности.

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны ζ_R сечения

Класс арматуры	γ_{s2}	Класс тяжелого и мелкозернистого бетона										Класс легкого бетона						
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B60	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
A-I (A240)	0,9	0,698	0,674	0,652	0,630	0,608	0,591	0,570	0,561	0,537	0,665	0,643	0,619	0,597	0,576	0,555	0,539	
	1,0	0,670	0,645	0,618	0,596	0,570	0,549	0,5280	0,516	0,492	—	—	—	—	—	—	—	
	1,1	0,663	0,636	0,605	0,579	0,544	0,533	0,509	0,496	0,468	0,635	0,606	0,581	0,551	0,526	0,502	0,482	
A-II (A300)	0,9	0,680	0,650	0,632	0,610	0,588	0,571	0,550	0,541	0,517	0,646	0,623	0,599	0,577	0,556	0,535	0,519	
	1,0	0,648	0,623	0,593	0,573	0,547	0,526	0,505	0,493	0,469	—	—	—	—	—	—	—	
	1,1	0,640	0,613	0,582	0,556	0,530	0,509	0,485	0,473	0,446	0,612	0,598	0,558	0,528	0,503	0,479	0,459	
A-III (A400) ($d=10...40$ мм)	0,9	0,652	0,627	0,604	0,582	0,560	0,542	0,521	0,513	0,488	0,618	0,602	0,571	0,551	0,528	0,507	0,490	
	1,0	0,616	0,591	0,563	0,541	0,515	0,494	0,473	0,461	0,438	—	—	—	—	—	—	—	
	1,1	0,608	0,581	0,550	0,523	0,498	0,477	0,453	0,442	0,415	0,580	0,565	0,526	0,496	0,471	0,447	0,428	
A-IV (A600)	0,9	—	0,590	0,570	0,550	0,535	0,520	0,505	0,490	0,470	—	—	0,550	0,530	0,490	0,470	0,450	
	1,0	—	0,530	0,510	0,490	0,470	0,450	0,430	0,410	0,390	—	—	0,510	0,480	0,430	0,410	0,400	
	0,9	—	0,580	0,560	0,540	0,525	0,510	0,495	0,480	0,460	—	—	0,520	0,500	0,480	0,460	0,440	
A-V (A800)	1,0	—	0,520	0,495	0,470	0,455	0,440	0,420	0,400	0,380	—	—	0,470	0,440	0,420	0,400	0,380	
	0,9	—	0,560	0,540	0,520	0,505	0,490	0,475	0,460	0,440	—	—	0,510	0,490	0,470	0,460	0,440	
	1,0	—	0,500	0,480	0,460	0,440	0,420	0,405	0,390	0,370	—	—	0,460	0,430	0,410	0,390	0,370	
K-7 (K1400) ($d=12; 15$ мм)	0,9	—	0,540	0,520	0,500	0,485	0,470	0,455	0,440	0,420	—	—	0,500	0,480	0,460	0,440	0,420	
	1,1	—	0,470	0,450	0,430	0,410	0,39	0,375	0,36	0,330	—	—	0,450	0,420	0,40	0,380	0,360	
	Вр-II (Bp1200...1500) ($d=4; 5$ мм)																	

Категории требований к трещиностойкости конструкций и предельно допустимая ширина раскрытия трещин

Условия работы конструкций		Арматура классов		
		A-I (A240), A-II (A300), A-III (A400), A-IIIв (A540), Bp-I (B500), A-IV (A600)	A-V (A800), A-VI (A1000), Bp-II (Bp1200 ... 1500) K-7 (K1400) при диаметре проволоки 3,5 мм и более	Bp-II (Bp1200 ... 1500), K-7 (K1400) при диаметре проволоки 3 мм и менее
1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов	при полностью растянутом сечении	3-я категория $a_{cr1} = 0,2\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,1\text{мм}$	1-я категория	
	при частично сжатом сечении	3-я категория $a_{cr1} = 0,3\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,2\text{мм}$		
2. Элементы, воспринимающие давление сыпучих тел		3-я категория $a_{cr1} = 0,3\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,2\text{мм}$		
3. Прочие элементы:	в закрытом помещении	3-я категория $a_{cr1} = 0,4\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,3\text{мм}$	3-я категория $a_{cr1} = 0,3\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,2\text{мм}$	3-я категория $a_{cr1} = 0,2\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,1\text{мм}$
	на открытом воздухе		3-я категория $a_{cr1} = 0,2\text{мм}$ $a_{cr2} = 0,1\text{мм}$	2-я категория $a_{cr1} = 0,8\text{мм}$

Предельные прогибы железобетонных элементов

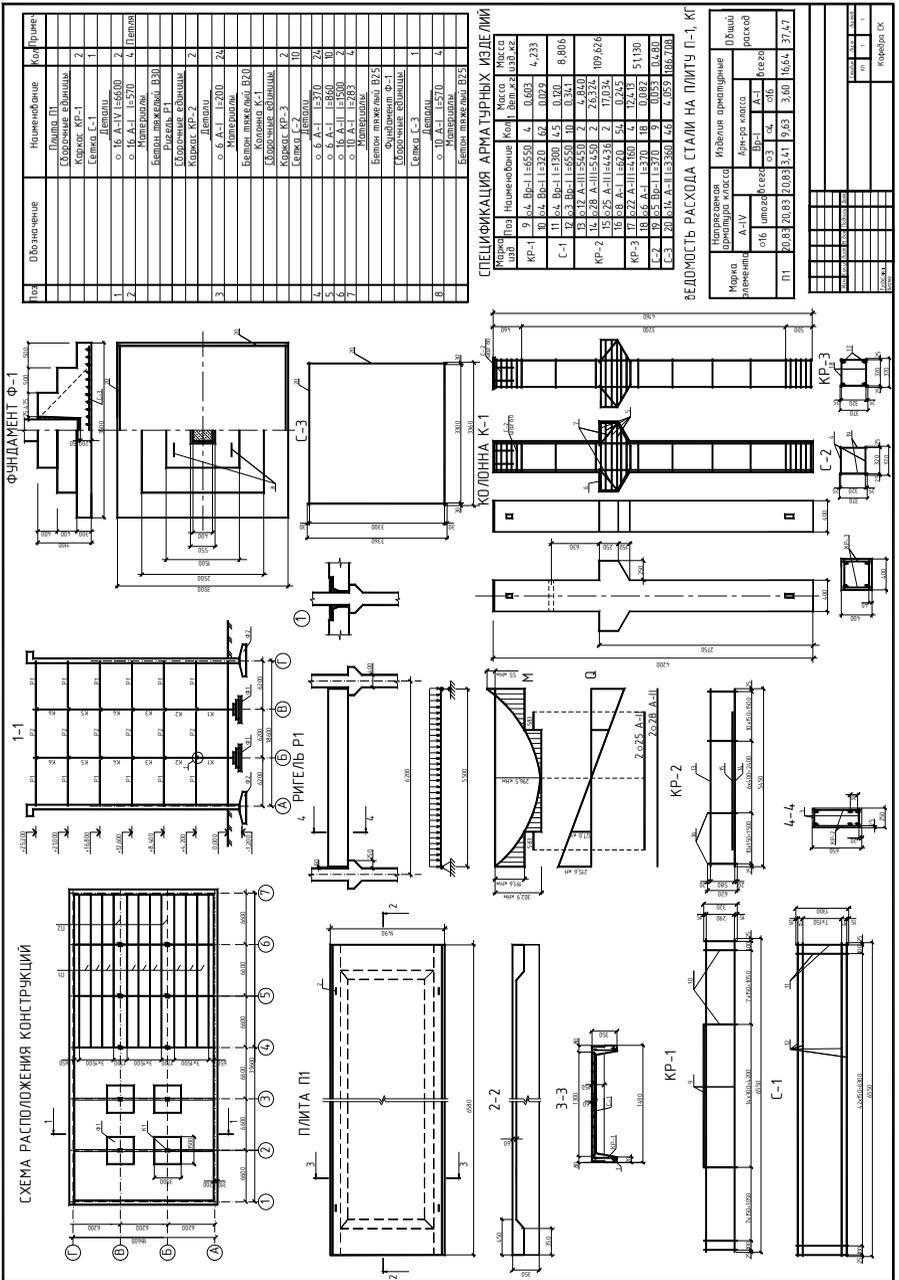
1. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в п. 3) при пролетах: $l < 6\text{м}$ $6\text{м} \leq l \leq 7,5\text{м}$ $l > 7,5\text{м}$	$l / 200$ 3 см $l / 250$
2. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах: $l < 5\text{м}$ $5\text{м} \leq l \leq 10\text{м}$ $l > 10\text{м}$	$l / 200$ 2,5 см $l / 400$
3. Покрытия зданий сельскохозяйственного назначения при пролетах: $l < 6\text{м}$ $6\text{м} \leq l \leq 10\text{м}$ $l > 10\text{м}$	$l / 150$ 4 см $l / 250$

Значения ξ, ν, α_m

ξ	ν	α_m	ξ	ν	α_m	ξ	ν	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,02	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,235	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,309	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,359	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,72	0,640	0,461

Значения граничного коэффициента ξ_R

Класс арматуры	γ_{b2}	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
A-I (A240)	0,9	0,461	0,457	0,451	0,446	0,441	0,435	0,430	0,424
	1,0	0,453	0,447	0,439	0,433	0,426	0,419	0,412	0,405
	1,1	0,451	0,444	0,438	0,430	0,421	0,414	0,405	0,398
A-II (A300)	0,9	0,455	0,451	0,445	0,438	0,434	0,427	0,422	0,415
	1,0	0,445	0,439	0,430	0,423	0,416	0,409	0,401	0,393
	1,1	0,443	0,435	0,429	0,420	0,411	0,403	0,393	0,386
A-III (A400) ($d=10...40$ мм)	0,9	0,448	0,443	0,437	0,430	0,425	0,418	0,412	0,405
	1,0	0,436	0,429	0,420	0,412	0,405	0,397	0,389	0,381
	1,1	0,434	0,425	0,418	0,408	0,399	0,391	0,381	0,372
A-IV (A600)	0,9	–	0,440	0,430	0,420	0,420	0,410	0,400	0,400
	1,0	–	0,420	0,410	0,400	0,390	0,380	0,370	0,360
A-V (A800)	1,1	–	0,420	0,410	0,400	0,390	0,380	0,370	0,360
	0,9	–	0,410	0,400	0,390	0,385	0,380	0,370	0,360
A-VI (A1000)	1;1,1	–	0,380	0,370	0,360	0,350	0,340	0,330	0,320
	1;1,1	–	0,360	0,345	0,330	0,320	0,310	0,300	0,290
K-7 (K1400) ($d=12; 15$ мм) Bp-II (Bp1200.1500) ($d=4; 5$ мм)	1;1,1	–	0,340	0,325	0,310	0,300	0,290	0,280	0,270



СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Марка	Пол	Назначение	Кол	Масса								
КР-1	КР-2	КР-3	С-1	С-2	С-3	КР-1	КР-2	КР-3	С-1	С-2	С-3	
9 А	4	Врп-1	14550	4	0,663	4,233						
10 А	4	Врп-1	1320	62	0,029	1,806						
11 А	4	Врп-1	14550	45	0,020	0,900						
12 А	3	Врп-1	14550	10	0,351	3,510						
13 А	3	Врп-1	14550	2	0,850	1,700						
14 А	3	Врп-1	14550	2	0,850	1,700						
15 А	2	Врп-1	14436	7	1,034	7,238						
16 А	8	А-1	14620	54	0,245	13,230						
17 А	2	Врп-1	14200	4	0,245	0,980						
18 А	8	А-1	14370	8	0,085	0,680						
19 А	2	Врп-1	14330	146	0,059	8,594						
20 А	10	А-1	14570	4	0,245	0,980						

ВЕДОМОСТЬ РАСХОДА СТАЛИ НА ПЛИТЫ П-1, К1

Марка арматуры	Диаметр	Класс	Объем	Масса	
				Теоретическая	Фактическая
А-1	10	К1	1,806	1,806	1,806
А-1	12	К1	0,900	0,900	0,900
А-1	14	К1	13,230	13,230	13,230
А-1	16	К1	13,230	13,230	13,230
А-1	18	К1	0,680	0,680	0,680
А-1	20	К1	0,980	0,980	0,980
Итого			37,826	37,826	37,826

Марка арматуры	Диаметр	Класс	Объем	Масса	
				Теоретическая	Фактическая
А-1	10	К1	1,806	1,806	1,806
А-1	12	К1	0,900	0,900	0,900
А-1	14	К1	13,230	13,230	13,230
А-1	16	К1	13,230	13,230	13,230
А-1	18	К1	0,680	0,680	0,680
А-1	20	К1	0,980	0,980	0,980
Итого			37,826	37,826	37,826