

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Тихоокеанский государственный университет»

ПРОЕКТНОЕ ЗАДАНИЕ

по производственной практике «Проектная практика» для студентов заочной формы обучения по направления подготовки 08.03.01 «Строительство» (уровень бакалавриата) профиль «Промышленное и гражданское строительство»

1. Разработать проект монолитного железобетонного перекрытия с плитами опертymi по контуру многоэтажного производственного здания с неполным каркасом и несущими наружными кирпичными стенами.

2. Выполнить расчет и конструирование плиты и балок монолитного перекрытия.

3. Выполнить рабочие чертежи плиты и балок монолитного перекрытия, узлы сопряжения балок с колоннами, спецификации

Объем работы: расчетно-пояснительная записка – 10-15 листов формата А4; графическая часть – 1 лист чертежей формата А2.

Исходные данные для выполнения работы принимают по табл. 1 и 2 по двум последним цифрам шифра (номера зачетной книжки).

Литература

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. -767 с.

2. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. Учеб. пособие. – 2-е изд., переработанное и доп. – М. Стройиздат, 1989. – 506 с.

3. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975, 192 с.

4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1978. – 175 с.

5. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. (с Изм. №1, №2, №3). – Минстрой России, 2016.

6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. (с Изм. №1). – Минстрой России, 2018.

7. ГОСТ 23279-2012 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий.

8. ГОСТ Р 21.101-2020. Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации.

9. ГОСТ 21.501-2018. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений.

Таблица 1 - Основные параметры здания

Наименование	Последняя цифра шифра (номера зачетной книжки)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Общая длина здания L , м	25,2	26,4	27,0	27,6	28,8	31,2	32,4	33,0	33,6	34,8
Ширина здания B , м	12,6	13,2	13,5	13,8	14,4	15,6	16,2	16,5	16,8	17,4
Шаг колонн в продольном и поперечном направлении l , м	4,2	4,4	4,5	4,6	4,8	5,2	5,4	5,5	5,6	5,8
Толщина наружных несущих кирпичных стен, мм	510					510				

Примечания. 1. Привязка наружных несущих стен к разбивочным осям $a = 200$ мм.

2. Опираие плиты перекрытия на наружные несущие стены $b_{оп} = 120$ мм.

3. Опираие балок перекрытия на наружные несущие стены $b_{оп} = 250$ мм.

Таблица 2 – Временная нормативная нагрузка на перекрытие, классы бетона и арматуры

Наименование	Разность двух последних цифр шифра (номера зачетной книжки)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Временная нормативная нагрузка p_n , кПа	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
Класс бетона монолитного перекрытия	B20					B25				
Класс арматуры плиты перекрытия	A400					B500				
Класс продольной арматуры балок	A400					A500				
Класс поперечной арматуры балок	A240					A240				

Примечание. Нагрузки от веса пола, плиты и балок монолитного перекрытия определяются студентами самостоятельно.

1 РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

1.1 Задание для проектирования

Рассчитать монолитное перекрытие с плитами опертыми по контуру здания с неполным каркасом и несущими наружными стенами по следующим исходным данным:

1. Общая длина здания $L = 30$ м;
2. Ширина здания $B = 15$ м;
3. Шаг колонн в продольном и поперечном направлении $l = 5,0$ м;
4. Нормативная нагрузка на перекрытие $p_n = 7,5$ кПа;
5. Класс бетона монолитного перекрытия В20;
6. Класс арматуры плиты перекрытия А400;
7. Класс продольной арматуры балок А400;
8. Класс поперечной арматуры балок А240.

1.1 Компоновка конструктивной схемы перекрытия

При компоновке перекрытия балки необходимо располагать по осям колонн. Размеры поперечных сечений балок должны соответствовать унифицированным (кратными 50 мм).

Предварительно назначают размеры основных элементов монолитного перекрытия:

высоту и ширину сечения балок

$$h = (1/10 \div 1/12)l = 400 \div 500 \text{ мм, кратно } 50 \text{ мм};$$

$$b = (0,4 \div 0,5)h = 200 \text{ или } 250 \text{ мм};$$

толщину плиты

$$h_{пл} = l/50 = 80 \div 120 \text{ мм, кратно } 20 \text{ мм}.$$

При заданном шаге колонн $l = 5000$ мм принимаем: $h = 500$ мм; $b = 200$ мм; $h_{пл} = 100$ мм.

1.2 Расчет плиты перекрытия

Изгибающие моменты в плите перекрытия определяют методом предельного равновесия [3] по формуле:

$$\frac{(g + p)l_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1, \quad (1)$$

где $(g + p)$ – расчетная нагрузка на 1 м² плиты от постоянных и временных нагрузок;

$l_1 \leq l_2$ – расчетные пролеты плиты;

M_1 и M_2 – пролетные изгибающие моменты на 1 м ширины плиты;

M_I ; M'_I ; M_{II} ; M'_{II} – опорные изгибающие моменты на 1 м ширины плиты.

Подсчет нагрузок на 1 м² плиты перекрытия приводится в таблице 1.

Таблица 1

Нагрузки на 1 м² монолитной плиты перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Железобетонная плита ($h_{пл} = 100$ мм, $\gamma = 25$ кН/м ²)	2,5	1,1	2,75
Цементно-песчаная стяжка ($\delta = 20$ мм, $\gamma = 18$ кН/м ²)	0,36	1,3	0,47
Цементно-песчаная мастика ($\delta = 10$ мм, $\gamma = 18$ кН/м ²)	0,18	1,3	0,23
Керамогранитная плитка ($\delta = 10$ мм, $\gamma = 28$ кН/м ²)	0,28	1,2	0,33
Итого постоянная:	$g_n = 3,32$	-	$g = 3,78$
Временная (по заданию)	$p_n = 7,5$	1,2	$p = 9,0$
Полная	$(q_n + p_n) = 10,82$	-	$(g + p) = 12,78$

Расчетные пролеты плиты перекрытия принимают:

на крайних участках – расстояние от оси опоры на стене до грани балок

$$l_{01} = l - a - 0,5b + 0,5b_{оп} = 5000 - 200 - 0,5 \cdot 200 + 0,5 \cdot 120 = 4760 \text{ мм};$$

на средних участках – расстояние в свету между гранями балок

$$l_0 = l - b = 5000 - 200 = 4800 \text{ мм}.$$

Для средних плит при расчетных пролетах $l_1 = l_2 = l_0$, пролетных моментах $M_1 = M_2 = M_{\text{пр}}$ и опорных моментах $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = M_{\text{оп}}$ формула (1) примет следующий вид

$$\frac{(g + p)l_0^2}{24} = M_{\text{пр}} + M_{\text{оп}}.$$

Отсюда задавшись соотношением изгибающих моментов $k = M_{\text{оп}}/M_{\text{пр}} = 2,0$ определяют пролетные и опорные моменты для средних плит:

$$M_{\text{пр}} = \frac{(g + p)l_0^2}{24(1 + k)} = \frac{12,78 \cdot 4,8^2}{24(1 + 2,0)} = 4,09 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{оп}} = k \cdot M_{\text{пр}} = 2,0 \cdot 4,09 = 8,18 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для крайних плит при расчетных пролетах $l_1 = l_{01}$ и $l_2 = l_0$, пролетных моментах $M_1 = M_2 = M_{\text{пр}}$ и опорных моментах $M_I = 0$; $M_{II} = M'_I = M'_{II} = M_{\text{оп}}$ формула (1) примет следующий вид

$$\frac{(g + p)l_{01}^2(3l_0 - l_{01})}{12} = (2M_{\text{пр}} + M_{\text{оп}})l_0 + (2M_{\text{пр}} + 2M_{\text{оп}})l_{01},$$

Отсюда при известных опорных моментах $M_{\text{оп}}$ определяют пролетные моменты для крайних плит

$$\begin{aligned} M_{\text{пр}} &= \frac{(g + p)l_{01}^2(3l_0 - l_{01})}{24(l_0 + l_{01})} - \frac{M_{\text{оп}}(l_0 + 2l_{01})}{2(l_0 + l_{01})} = \\ &= \frac{12,78 \cdot 4,76^2(3 \cdot 4,8 - 4,76)}{24(4,8 + 4,76)} - \frac{8,18(4,8 + 2 \cdot 4,76)}{2(4,8 + 4,76)} = 6,04 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Для угловых плит при расчетных пролетах $l_1 = l_2 = l_{01}$, пролетных моментах $M_1 = M_2 = M_{\text{пр}}$ и опорных моментах $M_I = M_{II} = M_{\text{оп}}$; $M'_I = M'_{II} = 0$ формула (1) примет следующий вид

$$\frac{(g + p)l_{01}^2}{12} = 2M_{\text{пр}} + M_{\text{оп}}.$$

Отсюда при известных опорных моментах $M_{\text{оп}}$ определяют пролетные моменты для угловых плит

$$M_{\text{пр}} = \frac{(g + p)l_{01}^2}{24} - 0,5M_{\text{оп}} = \frac{12,78 \cdot 4,76^2}{24} - 0,5 \cdot 8,18 = 7,98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

1.2 Подбор арматуры для плит

Для бетона класса В20 и арматуры класса А400 по таблицам прил. 1 находим расчетные сопротивления бетона и арматуры: $R_b = 11,5$ МПа; $R_s = 340$ МПа.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{340}{700}} = 0,538.$$

В пролетах плиты армируют в двух направлениях отдельными стержнями (вязанными сетками), на опорах сетками с поперечно рабочей арматурой диаметром $d_s \geq 6$ мм.

Принимаем предварительно $a = 25$ мм и определяем рабочую высоту сечения плиты $h_0 = h - a = 100 - 25 = 75$ мм.

В пролетах средних плит $M_{пр} = 4,09$ кН·м.

$$\alpha_m = \frac{M_{пр}}{R_b b h_0^2} = \frac{4,09 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,063;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,063} = 0,065 < \xi_R = 0,538;$$

$$A_s = b \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1000 \cdot 0,065 \cdot 75 \cdot \frac{11,5}{340} = 165 \text{ мм}^2.$$

По таблице прил. 1 принимаем вязанные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях $\emptyset 8$ А400 с шагом стержней $s = 200$ мм, площадью $A_s = 251,5$ мм².

На опорах плит $M_{оп} = 8,18$ кН·м.

$$\alpha_m = \frac{M_{оп}}{R_b b h_0^2} = \frac{8,18 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,126;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,126} = 0,135;$$

$$A_s = b \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1000 \cdot 0,135 \cdot 75 \cdot \frac{11,5}{340} = 342 \text{ мм}^2.$$

По таблице прил. 1 принимаем сетки с поперечной рабочей арматурой $\emptyset 10$ А400 с шагом стержней $s = 200$ мм, площадью $A_s = 392,5$ мм².

В пролетах крайних плит $M_{\text{пр}} = 6,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{пр}}}{R_b b h_0^2} = \frac{6,04 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,093;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,093} = 0,098;$$

$$A_s = b \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1000 \cdot 0,098 \cdot 75 \cdot \frac{11,5}{340} = 248 \text{ мм}^2.$$

По таблице прил. 1 принимаем вязанные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях $\emptyset 8 \text{ A400}$ с шагом стержней $s = 200 \text{ мм}$, площадью $A_s = 251,5 \text{ мм}^2$.

В пролетах угловых плит $M_{\text{пр}} = 7,98 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{пр}}}{R_b b h_0^2} = \frac{7,98 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 0,123;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,123} = 0,132;$$

$$A_s = b \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1000 \cdot 0,132 \cdot 75 \cdot \frac{11,5}{340} = 335 \text{ мм}^2.$$

По таблице прил. 1 принимаем вязанные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях $\emptyset 10 \text{ A400}$ с шагом стержней $s = 200 \text{ мм}$, площадью $A_s = 392,5 \text{ мм}^2$.

2.1 Расчет балок монолитного перекрытия

Нагрузка от плиты перекрытия передается на балки перекрытия по грузовым площадям в виде треугольников. Полная треугольная нагрузка на пролет балки равна:

$$R = \frac{(g + p)l_0^2}{2} = \frac{(3,78 + 9,0) \cdot 4,8^2}{2} = 147,23 \text{ кН}.$$

Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки и части перекрытия с временной нагрузкой, расположенные непосредственно на ней

$$\begin{aligned} q_b &= (h - h_{\text{пл}})b\gamma\gamma_f + (g + p)b = \\ &= (0,5 - 0,1) \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 + (3,78 + 9,0) \cdot 0,2 = 4,76 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Изгибающий момент от треугольной нагрузки для свободно опертой однопролетной балки:

$$M_0 = \frac{(g + p)l_0^3}{12} = \frac{(3,78 + 9,0) \cdot 4,8^3}{12} = 117,78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные пролеты балок перекрытия принимают:

в первом пролете – расстояние от оси опоры на стене до грани колонны

$$\begin{aligned} l_{01} &= l - a - 0,5h_k + 0,5b_{\text{оп}} = \\ &= 5000 - 200 - 0,5 \cdot 300 + 0,5 \cdot 250 = 4775 \text{ мм}; \end{aligned}$$

в средних пролетах – расстояние в свету между колоннами

$$l_0 = l - h_k = 5000 - 300 = 4700 \text{ мм},$$

где h_k – высота сечения колонны, принимаемая $300 \div 400$ мм, кратно 50 мм.

Изгибающие моменты в балках перекрытия определяют с учетом перераспределения усилий:

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_1 = M_B = 0,7M_0 + \frac{q_b l_{01}^2}{11} = 0,7 \cdot 117,78 + \frac{4,76 \cdot 4,775^2}{11} = 92,31 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах многопролетной балки

$$M_2 = M_C = 0,5M_0 + \frac{q_b l_0^2}{16} = 0,5 \cdot 117,78 + \frac{4,76 \cdot 4,7^2}{16} = 65,46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в среднем пролете трехпролетной балки с учетом защемления на опорах

$$M_2 = 0,4M_0 + \frac{q_b l_0^2}{24} = 0,4 \cdot 117,78 + \frac{4,76 \cdot 4,7^2}{24} = 51,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечные силы на опорах балок:

на крайней опоре

$$\begin{aligned} Q_A &= 0,5(R + q_b l_{01}) - M_B / l_{01} = \\ &= 0,5(147,23 + 4,76 \cdot 4,775) - 92,31 / 4,775 = 65,65 \text{ кН}. \end{aligned}$$

на второй опоре слева

$$\begin{aligned} Q_B^{\text{л}} &= 0,5(R + q_b l_{01}) + M_B / l_{01} = \\ &= 0,5(147,23 + 4,76 \cdot 4,775) + 92,31 / 4,775 = 104,31 \text{ кН}. \end{aligned}$$

на второй опоре справа и на средних опорах

$$Q_B^{\text{п}} = Q_C = 0,5(R + q_b l_0) = 0,5(147,23 + 4,76 \cdot 4,7) = 84,8 \text{ кН}.$$

2.2 Расчет продольной арматуры в пролетах балки

По таблицам прил. 1 находим: для бетона класса В20 $R_b = 11,5$ МПа; для продольной арматуры класса А400 $R_s = 340$ МПа.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{340}{700}} = 0,538.$$

В пролетах балки сечения рассчитывают как тавровое с полкой в сжатой зоне. Расчетное сечение балки в пролетах представлено на рисунке 1.

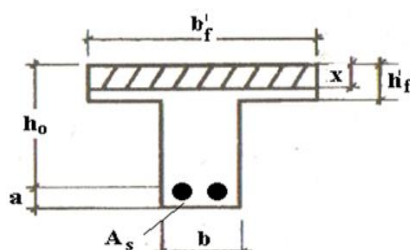


Рисунок 1 – Расчетное сечение балки в пролетах

Размеры расчетного сечения балки:

высота $h = 500$ мм;

ширина ребра $b = 200$ мм;

толщина полки $h'_f = h_{пл} = 100$ мм;

расчетная ширина полки при $h'_f \geq 0,1h$

$$b'_f = 12h'_f + b = 12 \cdot 100 + 200 = 1400 \text{ мм.}$$

Принимаем предварительно $a = 35$ мм и определяем рабочую высоту сечения балки в пролетах

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

Положение границы сжатой зоны определяем из условия

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f).$$

В первом пролете $M_1 = 92,31$ кН·м.

Так как $M_1 = 92,31$ кН·м $< 11,5 \cdot 1400 \cdot 100 \cdot (465 - 0,5 \cdot 100) = 668,15 \cdot 10^6$ Н·мм =

= 676,15 кН·м, граница сжатой зоны проходит в полке ($x < h'_f$) и арматуру считываем как для прямоугольного сечения шириной равной ширине полки $b'_f = 1400$ мм.

Вычисляем значения α_m и ξ :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{92,31 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1400 \cdot 465^2} = 0,027;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,027} = 0,0274.$$

Так как $\xi \leq \xi_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = b'_f \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1400 \cdot 0,0274 \cdot 465 \frac{11,5}{340} = 603 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем 2Ø20 А400, с $A_s = 628 \text{ мм}^2$.

Во втором пролете $M_2 = 65,46$ кН·м.

Вычисляем значения α_m и ξ :

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{65,46 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1400 \cdot 465^2} = 0,019;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,019} = 0,0192.$$

Так как $\xi \leq \xi_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = b'_f \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1400 \cdot 0,0192 \cdot 465 \frac{11,5}{340} = 423 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем 2Ø18 А400, с $A_s = 509 \text{ мм}^2$.

В среднем пролете трехпролетной балки $M_2 = 51,49$ кН·м.

Вычисляем значения α_m и ξ :

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{51,49 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1400 \cdot 465^2} = 0,0148;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0148} = 0,0149.$$

Так как $\xi \leq \xi_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = b'_f \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 1400 \cdot 0,0149 \cdot 465 \frac{11,5}{340} = 328 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем 2Ø16 А400, с $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

2.3 Расчет продольной арматуры на опорах балки

На опорах балки сечение рассчитываем как прямоугольное шириной равной ширине ребра $b = 200$ мм. Расчетное сечение балки на опорах представлено на рисунке 2.

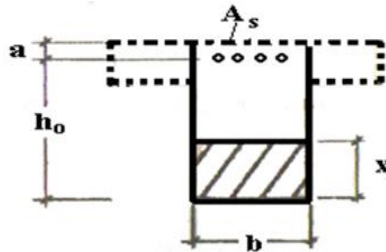


Рисунок 2 – Расчетное сечение балки на опорах

Принимаем предварительно $a = 50$ мм и определяем рабочую высоту сечения балок на опорах

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

На второй опоре $M_B = 92,31$ кН·м.

Вычисляем значения α_m и ξ :

$$\alpha_m = \frac{M_B}{R_b b h_0^2} = \frac{92,31 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 450^2} = 0,198;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,198} = 0,223.$$

Так как $\xi \leq \xi_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = b \xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 200 \cdot 0,223 \cdot 450 \cdot \frac{11,5}{340} = 679 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем 2Ø22 A400, с $A_s = 760 \text{ мм}^2$ или 4Ø16 A400, с $A_s = 804 \text{ мм}^2$.

На средних опорах $M_C = 65,46$ кН·м.

Вычисляем значения α_m и ξ :

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{оп}}}{R_b b h_0^2} = \frac{65,46 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 200 \cdot 450^2} = 0,141;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,141} = 0,153.$$

Так как $\xi \leq \xi_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = b\xi h_0 \frac{R_b}{R_s} = 200 \cdot 0,153 \cdot 450 \cdot \frac{11,5}{340} = 466 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры (прил. 2) принимаем 2Ø18 А400, с $A_s = 509 \text{ мм}^2$ или 4Ø14 А400, с $A_s = 616 \text{ мм}^2$.

2.3 Расчет балок по наклонным сечениям

Максимальная поперечная сила в балках $Q_{max} = Q_B^H = 104,3 \text{ кН}$.

Эквивалентна равномерно распределенная нагрузка на балки

$$q_1 = R/l_{01} + q_b = 147,23/4,775 + 4,76 = 35,6 \text{ кН/м}.$$

По таблицам прил. 1 находим: для бетона класса В20 $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; для поперечной арматуры класса А240 $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$.

Поперечную арматуру назначаем с учетом конструктивных требований [6]:

Диаметр поперечной арматуры из условия свариваемости должен быть $d_{sw} \geq 0,25d_{s,max}$, где $d_{s,max}$ — наибольший диаметр продольной арматуры.

Шаг поперечной арматуры должен быть:

на приопорных участках балки s_{w1} не более $0,5h_0$ и 300 мм и не более максимально допустимого

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_{max}} = \frac{0,9 \cdot 200 \cdot 465^2}{104,3 \cdot 10^3} = 373 \text{ мм};$$

в средней части пролета s_{w2} не более $0,75h_0$ и 500 мм.

Принимаем поперечную арматуру из 2 стержней диаметром $d_{sw} = 6 \text{ мм}$ площадью $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$ с шагом $s_{w1} = 200 \text{ мм}$ и $s_{w2} = 300 \text{ мм}$.

Интенсивность поперечного армирования на приопорном участке балки

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 57}{200} = 48,45 \text{ Н/мм}.$$

Проверяем прочность по сжатой полосе между наклонными сечениями

$$0,3R_bbh_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 465 = 320,9 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{max} = 104,3 \text{ кН},$$

т.е. прочность по сжатой полосе обеспечивается.

Для определения длины проекции наклонного сечения с предварительно вычисляем параметр M_b .

Так как $q_{sw} = 48,45 \text{ Н/мм} > 0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 200 = 45 \text{ Н/мм}$, то параметр M_b определяем по формуле:

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 465^2 = 58,38 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Проверяем условия:

$$\begin{aligned}\sqrt{M_b/q_1} &= \sqrt{58,38/35,6} = 1,28 \text{ м} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 465}{1 - 0,5 \frac{48,45}{0,9 \cdot 200}} = \\ &= 1075 \text{ мм} = 1,075 \text{ м}; \\ \frac{q_{sw}}{R_{bt}b} &= \frac{48,45}{0,9 \cdot 200} = 0,269 < 2.\end{aligned}$$

Поскольку оба условия соблюдаются длину проекции наклонного сечения c определяем по формуле

$$c = \sqrt{M_b/q_1} = \sqrt{58,38/35,6} = 1,28 \text{ м} < 3h_0 = 3 \cdot 465 = 1395 = 1,395 \text{ м}.$$

Принимаем длину проекции наклонного сечения $c = 1,28 \text{ м}$, длину проекции наклонной трещины $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 465 = 930 \text{ мм} = 0,93 \text{ м} < c = 1,28 \text{ м}$.

Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_{max} - q_1c = 104,3 - 35,6 \cdot 1,28 = 58,7 \text{ кН}.$$

Усилие Q_b определяем по формуле

$$Q_b = M_b/c = 58,38/1,28 = 45,6 \text{ кН}$$

и принимаем не более $Q_{b,max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 465 = 209,25 \cdot 10^3 \text{ Н}$ и не менее $Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 465 = 41,85 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Усилие Q_{sw} определяем по формуле

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 48,45 \cdot 930 = 33,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 33,8 \text{ кН}.$$

Проверяем прочность по наклонному сечению

$$Q_b + Q_{sw} = 45,6 + 33,8 = 79,4 \text{ кН} > Q = 58,7 \text{ кН},$$

т.е. прочность по наклонному сечению обеспечивается.

Балки в пролетах армируют двумя плоскими каркасами, которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственные каркасы приваркой горизонтальных поперечных стержней. Эти каркасы доходят до граней колонн, где связываются понизу стыковыми стержнями.

На опорах балки дополнительно армируют двумя плоскими седловидными каркасами с верхней продольной рабочей арматурой, что позволяет осуществить независимое армирование в пересечениях на колоннах.

2.4 Графическая часть монолитного перекрытия

Чертежи проектируемых конструкций выполняют в соответствии с требованиями ГОСТ [8, 9]. На листе формата А2 необходимо показать следующее:

1. План монолитного перекрытия с маркировкой продольных и поперечных балок.
2. Расположение нижней и верхней арматуры в плите перекрытия на плане и в поперечном сечении с маркировкой сварных сеток и нумерацией отдельных стержней.
3. Армирование продольных и поперечных балок с маркировкой сварных каркасов и нумерацией соединительных стержней.
4. Поперечные сечения балок в пролетах и на опорах с маркировкой сварных каркасов и нумерацией соединительных стержней.
5. Пролетные и надпорные сварные каркасы с нумерацией стержней.
6. Спецификация монолитного перекрытия: плиты; продольных и поперечных балок.
7. Спецификация арматурных изделий.
8. Основная надпись

Приложение 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Сжатие осевое, R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0
Растяжение осевое, R_{bt}	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7

Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению		сжатию, R_{sc}
	продольной, R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), R_{sw}	
A240	210	170	210
A400	340	280	340
A500	435	300	435(400)
B500	415	300	415(380)
Bp500	415	300	390(360)

Значение R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки

Площадь сечения рабочей арматуры на 1 м ширины сетки, мм²

Диаметр стержней, мм	Шаг стержней рабочей арматуры S , мм				
	100	(125)	150	(175)	200
3	71,0	56,8	47,3	40,6	35,5
4	126,0	100,8	84,0	72,0	63,0
5	196,0	156,8	130,6	112,0	98,0
6	283,0	226,4	188,6	161,7	141,5
8	503,0	402,4	335,3	287,4	251,5
10	785,0	628,0	523,3	448,6	392,5
12	1131,0	904,8	874,0	646,3	565,5

Приложение 2

Сортамент арматуры

Диаметр стержня, мм	Расчетные площади поперечных сечений, мм ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Диаметр арматуры классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A400	A500	B500	Bp500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+	-
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	2828	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	3685	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	+	+	+	-	-

