

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ  
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ  
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И  
СТРОИТЕЛЬСТВА»

Инженерно-строительный институт  
Кафедра «Строительные конструкции»

## **КУРСОВАЯ РАБОТА**

по дисциплине «Теоретические основы работы железобетонных конструкций»  
на тему:  
«Проектирование и расчёт железобетонных конструкций»

Автор работы: Родионова А. С.

Группа: 22СТ1м

Обозначение: КР-2069059-08.04.01-220937-23.

Направление: 08.04.01 «Строительство»

Руководитель работы: к.т.н. проф. Комаров В. А.

Работа защищена \_\_\_\_\_

Пенза 2023

## Содержание

1. Плита с овальными пустотами.....	3
2. Сборная железобетонная колонна .....	14
3. Фундамент.....	17
Список использованных источников .....	20

## 1. Плита с овальными пустотами

Шаг колонн в продольном направлении, м. . 7.0

Шаг колонн в поперечном направлении, м. . 6.0

Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м<sup>2</sup>. . 3.0

Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м<sup>2</sup>. . 4.0

Класс бетона для сборных конструкций. В35

Класс арматуры сборных ненапрягаемых конструкций А400

Класс предв. напрягаемой арматуры. . . . А1000

Способ натяжения арматуры на упоры . . . ЭЛ.ТЕРМ.

Условия твердения бетона . . . . . ТЕПЛ.ОБР.

Тип плиты перекрытия . . . . . <ОВАЛ.>

Влажность окружающей среды, . . . . . 60 %

По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия пусть принята номинальная ширина плиты 1200 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху  $l_0 = l - b / 2 = 7000 - 250/2 = 6875 \text{ мм} = 6,875 \text{ м}$ .

Подсчет нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия приведен в таблице 1.1.

Таблица 1.1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: от массы плиты ( $\delta = 0,092 \text{ м}$ , $\rho = 25,0 \text{ кН/м}^3$ )	$0,092 \cdot 25 = 2,3$	1,1	2,53
от массы пола	4,0	1,2	4,80
Итого	6,3	—	7,33
Временная	3,0	1,2	3,60
В том числе: длительная	2,4	1,2	2,88
кратковременная	0,6	1,2	0,72
Полная нагрузка	9,3	—	10,93
В том числе постоянная и длительная	8,7	—	—

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания  $\gamma_n = 1$  (класс ответственности здания II):

— для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 10,93 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 13,116 \text{ кН/м};$$

— для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$\text{полная } q_{tot} = 9,3 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 11,16 \text{ кН/м};$$

$$\text{длительная } q_l = 8,7 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 10,44 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия:

— для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,116 \cdot 6,875^2}{8} = 77,49 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{13,116 \cdot 6,875}{2} = 45,086 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = \frac{q_{tot} \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,16 \cdot 6,875^2}{8} = 65,936 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_l = \frac{q_l \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,44 \cdot 6,875^2}{8} = 61,682 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Назначаем геометрические размеры сечения плиты.

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35 находим по [1, табл. 6.7, 6.8, 6.11]:

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}; R_b = 19,5 \text{ МПа};$$
$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}; E_b = 34500 \text{ МПа};$$
$$\varphi_{b,cr} = 2,1 \text{ (при влажности 60\%)}.$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса А1000 находим [1, табл. 6.13, 6.14]:

$$R_{s,n} = R_{s,ser} = 1000 \text{ МПа}; R_s = 870 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями п. 9.1.1 [2]  $\sigma_{sp} = 600 \text{ МПа} < 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ МПа}$  и не менее  $0,3R_{s,n} = 0,3 \cdot 1000 = 300 \text{ МПа}$ .

**Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.** Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси,  $M = 77,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Согласно п. 8.1.11 [2] при  $\frac{h'_f}{h} = \frac{25}{220} = 0,11 > 0,1$  расчетная ширина полки  $b'_f = 1160 \text{ мм}$ .  $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$ .

Проверяем условие:

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 19,5 \cdot 1160 \cdot 25 \cdot (190 - 0,5 \cdot 25) = 100,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} =$$
$$100,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 77,49 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f = 1160 \text{ мм}$ .

$$\text{Вычислим } \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{77,49 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1160 \cdot 190^2} = 0,095.$$

По [1, прил. IV, табл. IV.2] для класса арматуры А1000 и  $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0,69$  находим  $\xi_R = 0,41$ .

Площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.10) [2], для этого вычисляем  $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,095} = 0,1$  и коэффициент  $\gamma_{s3}$ , учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно п. 3.9 [2].

$$\text{Так как } \frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,1}{0,41} = 0,244 < 0,6 \text{ принимаем } \gamma_{s3} = 1,1.$$

Тогда получим:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,1 \cdot 19,5 \cdot 1160 \cdot 190}{1,1 \cdot 870} = 449 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø14А1000 ( $A_{sp} = 616 \text{ мм}^2$ ).

**Расчет полки на местный изгиб.** Расчетный пролет будет равен  $l_0 = 335 \text{ мм} = 0,335 \text{ м}$ .

Нагрузка на 1 м<sup>2</sup> полки толщиной 25 мм будет равна:

$$q = (h'_f \rho \gamma_f + g_f \gamma_f + v \gamma_f) \gamma_n = (0,025 \cdot 25 \cdot 1 + 1 \cdot 1,2 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1 = 5,425 \text{ кН/м}^2,$$

где  $h'_f$  – толщина полки плиты, м;

$\rho$  – плотность тяжелого железобетона, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$g_f$  – постоянная нормативная нагрузка от массы пола, кН/м<sup>2</sup>;

$v$  – временная нормативная нагрузка, кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению здания.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяем с учетом частичной заделки полки плиты в ребрах по формуле  $M = \frac{q \cdot l_0^2}{11} = \frac{5,425 \cdot 0,335^2}{11} = 0,055 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Рабочая высота расчетного сечения прямоугольного профиля  $h_0 = \frac{h'_f}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ мм}$ . Назначаем диаметр рабочей арматуры сетки 3 мм класса В500 ( $R_s = 435 \text{ МПа}$ ,  $\alpha_R = 0,372$ ).

Тогда, при  $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,055 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1000 \cdot 12,5^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,372$ , требуемая площадь продольной рабочей арматуры сетки на ширине 1 м будет равна:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{19,5 \cdot 1000 \cdot 12,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018})}{435} = 10,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой Ø3В500 с шагом  $s = 200 \text{ мм}$  (6Ø3В500,  $A_s = 42,4 \text{ мм}^2$ ).

*Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.*

Поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 45,086 \text{ кН}$ , сплошная равномерно распределенная нагрузка  $q_1 = q = 13,116 \text{ кН/м}$ .

Поскольку п. 5.12 [2] допускает не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно п. 3.40 [2].

Проверяем условие (3.70) [2].

Так как  $2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 155 \cdot 190 = 95713 \text{ Н} = 95,713 \text{ кН} > Q_{max} = 45,086 \text{ кН}$ , то условие (3.70) [2] выполняется.

Проверим условие (3.71) [2], принимая приближенно значение  $Q_b = Q_{b,min}$ , а величину проекции опасного наклонного сечения  $c = h_0$  (минимальное значение).

Находим усилие обжатия от растянутой арматуры  $P \approx 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \cdot 600 \cdot 616 = 258720 \text{ Н} = 258,72 \text{ кН}$ .

По формуле (3.53, а) [2] определяем коэффициент  $\varphi_n$ . Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки  $A_1 = 205 \cdot 220 + 25 \cdot (1160 - 205) = 68975 \text{ мм}^2$ ; соответственно получим:

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{258720}{19,5 \cdot 68975} = 0,192,$$

тогда:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,192 - 1,16 \cdot 0,192^2 = 1,264.$$

Находим  $Q_{b,min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,264 \cdot 1,3 \cdot 155 \cdot 190 = 19143 \text{ Н} = 19,143 \text{ кН}$ . Поскольку  $Q = Q_{max} - q_1 c = 45,086 - 13,116 \cdot 0,19 = 42,594 \text{ кН} > Q_{b,min} = 19,143$

кН, следовательно, для прочности наклонных сечений плиты требуется поперечная арматура.

Устанавливаем в каждом ребре плиты плоский каркас с поперечными стержнями из арматуры класса В500, диаметром 3 мм ( $A_{sw} = 4 \cdot 7,1 = 28,3 \text{ мм}^2$ ,  $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ ) с шагом  $s_w = 90 \text{ мм} < h_0/2 = 190/2 = 95 \text{ мм}$ .

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.49) [2].  
 $0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 19,5 \cdot 155 \cdot 190 = 172283 \text{ Н} = 172,283 \text{ кН} > Q_{max} = 45,086 \text{ кН}$ , т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

По формуле (3.55) [2] определим усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 28,3}{90} = 94,33 \text{ Н/мм}.$$

Проверим условие (3.56) [2]:

$$0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,264 \cdot 1,3 \cdot 155 = 63,674 \text{ Н/мм} < q_{sw} = 94,33 \text{ Н/мм},$$

т.е. условие (3.56) [2] выполняется, и  $M_b$  будем вычислять по формуле (3.52) [2]:

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,264 \cdot 1,3 \cdot 155 \cdot 190^2 = 13,792 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения  $c$  и проекцию наклонной трещины  $c_0$  согласно п.3.33 [9].

Так как

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{13,792 \cdot 10^6}{13,116}} = 1025 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 190}{1 - 0,5 \cdot \frac{93,33}{1,264 \cdot 1,3 \cdot 155}} = 465 \text{ мм},$$

то  $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 1025 \text{ мм}$ , но так как  $3h_0 = 3 \cdot 190 = 570 < c$ , принимаем  $c = 3h_0 = 570$ . Поскольку  $c_0 = c = 570 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 190 = 380 \text{ мм}$ , принимаем  $c_0 = 380 \text{ мм}$ .

$$\text{Тогда } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{13,792 \cdot 10^6}{570} = 24196 \text{ Н} = 24,196 \text{ кН} > Q_{b,min} = 19,143 \text{ кН}.$$

Поэтому принимаем  $Q_b = 24,196 \text{ кН}$ .

Проверяем условие (3.50) [2], принимая  $Q$  в конце наклонного сечения, т.е.  
 $Q = Q_{max} - q_1 c = 45,086 - 13,116 \cdot 0,57 = 37,61 \text{ кН};$

$Q_b + 0,75q_{sw}c_0 = 24,196 + 0,75 \cdot 94,33 \cdot 0,38 = 51,08 \text{ кН} > Q = 37,61 \text{ кН}$ ,  
 т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.36 [2] определим  $s_{w,max}$  по формуле (3.67) [2]:

$$s_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,264 \cdot 1,3 \cdot 155 \cdot 190^2}{45086} = 204 \text{ мм} > s_w = 90 \text{ мм},$$

т.е. требования п. 3.36 [2] удовлетворены.

**Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.** Согласно требованиям п. 8.2.6 [1], представленным в [3, табл. IV.4, прил. IV], в плите, армированной напрягаемой арматурой класса А1000, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин  $a_{arc,ult} = 0,2 \text{ мм}$  и непродолжительного –  $a_{arc,ult} = 0,3 \text{ мм}$ .

По [4, табл. Е.1, поз. 2] для расчетного пролета 6,875 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно  $1/150 - (1/150 - 1/200) \cdot$

$(6,875-3)/(6-3) = 0,00451$ , и, следовательно, величина предельного прогиба составляет  $f_{ult} = 0,00451 \cdot 6875 = 31$  мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по формулам (2.11)–(2.13) и (4.4)–(4.5) [2].

Площадь бетонного сечения:

$$A = b'_f(h'_f + h_f) + b(h - h'_f - h_f) = 1160 \cdot (33,5 + 25) + 205 \cdot (220 - 2 \cdot 33,5) = 0,0992 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} = 0,0992 \cdot 10^6 + 5,797 \cdot 616 = 0,1028 \cdot 10^6 \text{ мм}^2;$$

где  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,797$ .

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани расчетного сечения:

$$S_{red} = S + \alpha A_{sp} a_p = (0,0790 + 0,0036 + 0,0350) \cdot 10^8 + 5,797 \cdot 616 \cdot 30 = 0,1187 \cdot 10^8 \text{ мм}^3,$$

где  $S = S_1 + S_2 + S_3$  – сумма приведенных статических моментов каждой фигуры сечения,

$$S_1 = b'_f h'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) = 1160 \cdot 33,5 \cdot \left(220 - \frac{33,5}{2}\right) = 0,0790 \cdot 10^8 \text{ мм}^3;$$

$$S_2 = b'_f h_f \cdot \frac{h_f}{2} = 1160 \cdot 25 \cdot \frac{25}{2} = 0,0036 \cdot 10^8 \text{ мм}^3;$$

$$S_3 = b \cdot (h - h'_f - h_f) \cdot \left(\frac{h - h'_f - h_f}{2} + h_f\right) = 205 \cdot (220 - 33,5 - 25) \cdot \left(\frac{220 - 33,5 - 25}{2} + 25\right) = 0,0350 \cdot 10^8 \text{ мм}^3.$$

$a_p = 30$  мм – расстояние от нижней грани сечения до арматуры.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,1187 \cdot 10^8}{0,1028 \cdot 10^6} = 115,5 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 = (0,3028 + 0,3092 + 0,0751) \cdot 10^9 + 5,797 \cdot 616 \cdot 85,5^2 = 0,6871 \cdot 10^9 + 0,0261 \cdot 10^9 = 0,7132 \cdot 10^9 \text{ мм}^4,$$

где  $I = I_1 + I_2 + I_3$  – сумма приведенных моментов инерции каждой фигуры сечения,

$$I_1 = \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - y - \frac{h'_f}{2}\right)^2 = \frac{1160 \cdot 33,5^3}{12} + 1160 \cdot 33,5 \cdot \left(220 - 115,5 - \frac{33,5}{2}\right)^2 = 0,3028 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$

$$I_2 = \frac{b'_f (h_f)^3}{12} + b'_f h_f \left(y - \frac{h_f}{2}\right)^2 = \frac{1160 \cdot 25^3}{12} + 1160 \cdot 25 \cdot \left(115,5 - \frac{25}{2}\right)^2 = 0,3092 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$

$$I_3 = \frac{b(h - h'_f - h_f)^3}{12} + b(h - h'_f - h_f) \left(\frac{h - h'_f - h_f}{2} - (y - h_f)\right)^2 = \frac{205 \cdot (220 - 33,5 - 25)^3}{12} + 205 \cdot (220 - 33,5 - 25) \cdot \left(\frac{220 - 33,5 - 25}{2} - (115,5 - 25)\right)^2 = 0,0751 \cdot 10^9 \text{ мм}^4;$$

$y_{sp} = y - a = 115,5 - 30 = 85,5$  мм – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до арматуры.

Момент сопротивления приведенного сечения относительно грани, растянутой от внешней нагрузки:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{0,7132 \cdot 10^9}{115,5} = 0,6175 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,6175 \cdot 10^7}{0,1028 \cdot 10^6} = 60,1 \text{ мм}.$$

Назначаем передаточную прочность бетона  $R_{bp} = 25$  МПа, удовлетворяющую требованиям п. 6.1.6 [1].

*Определим потери предварительных напряжений.*

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п. 9.1.3 [1] равны:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 600 = 18 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада при электротермическом способе натяжения арматуры на упоры формы отсутствуют, так как форма нагревается вместе с изделием, т.е.  $\Delta\sigma_{sp2} = 0$ .

При электротермическом способе натяжения арматуры потери  $\Delta\sigma_{sp3} = 0$  и  $\Delta\sigma_{sp4} = 0$ .

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры находим по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 18 + 0 + 0 + 0 = 18 \text{ МПа}.$$

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 616 \cdot (600 - 18) = 358510 \text{ Н} = 358,5 \text{ кН}.$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен  $e_{0p1} = y - a_p = 115,5 - 30 = 85,5$  мм.

Проверим максимальное сжимающее напряжение в бетоне  $\sigma_{bp}$  от действия усилия  $P_{(1)}$ , вычисляя  $\sigma_{bp}$  по формуле (9.14) [1] при  $y_s = y = 115,5$  мм и принимая момент от собственного веса плиты равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)}e_{0p1}y_s}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1028 \cdot 10^6} + \frac{358,5 \cdot 10^3 \cdot 85,5 \cdot 115,5}{0,7132 \cdot 10^{10}} = 3,42 + 4,75 = 8,17 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 25 = 22,5 \text{ МПа}.$$

т.е. требование п. 9.1.11 [1] выполняется.

Определим вторые потери напряжений согласно пп. 9.1.8 и 9.1.9 [1].

Потери от усадки равны  $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40$  МПа, где  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$  – деформация усадки бетона классов В35 и ниже.

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении (по заданию) необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим  $\Delta\sigma_{sp5} = 40 \cdot 0,85 = 34$  МПа.

Для нахождения потерь от ползучести бетона вычислим напряжение в бетоне  $\sigma_{bp}$  в середине пролета балки от действия силы  $P_{(1)}$  и изгибающего момента  $M_w$  от массы плиты.



Нагрузка от собственной массы плиты равна:

$$q_w = 2,3 \cdot 1,2 = 2,76 \text{ кН/м},$$

тогда:

$$M_w = \frac{q_w \cdot l_0^2}{8} = \frac{2,76 \cdot 6,875^2}{8} = 16,31 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение  $\sigma_{bp}$  на уровне напрягаемой арматуры (т.е. при  $y_{sp} = e_{op1}$ ), будет равно:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{(P_{(1)}e_{op1} - M_w) y_{sp}}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1028 \cdot 10^6} + \frac{(358,5 \cdot 10^3 \cdot 85,5 - 16,31 \cdot 10^3) \cdot 85,5}{0,7132 \cdot 10^9} = 3,42 + 2,15 = 5,57 \text{ МПа. (сжатие)}.$$

Напряжения  $\sigma'_{bp}$  на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации соответственно будут равны:

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{(P_{(1)}e_{op1} - M_w)(h - y)}{I_{red}} = \frac{358,5 \cdot 10^3}{0,1028 \cdot 10^6} - \frac{(358,5 \cdot 10^3 \cdot 85,5 - 16,31 \cdot 10^3) \cdot (220 - 115,5)}{0,7132 \cdot 10^9} = 3,42 - 2,74 = 0,68 \text{ МПа} > 0, \text{ (сжатие)}.$$

Потери от ползучести бетона определяем по формуле (9.9) [1], принимая значения  $\varphi_{b,cr}$  и  $E_b$  по заданному классу бетона В35, поскольку принятая передаточная прочность бетона больше 70% класса бетона В35, т.е.  $R_{bp} = 25 \text{ МПа} > 0,7 \cdot 35 = 24,5 \text{ МПа}$ . Для бетона класса В35 имеем  $E_b = 34500 \text{ МПа}$  и  $\varphi_{b,cr} = 2,1$  (при влажности 60%).

Тогда потери от ползучести соответственно будут равны:

– на уровне растянутой напрягаемой арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \frac{0,8 \cdot 2,1 \cdot 5,797 \cdot 5,57}{1 + 5,797 \cdot 0,0062 \left(1 + \frac{85,5^2 \cdot 0,1028 \cdot 10^6}{0,7132 \cdot 10^9}\right)(1 + 0,8 \cdot 2,1)} = 70,3 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{34500} = 5,797,$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{616}{0,0992 \cdot 10^6} = 0,0062.$$

С учетом тепловой обработки бетона при атмосферном давлении необходимо умножить полученный результат на коэффициент 0,85. Тогда окончательно получим  $\Delta\sigma_{sp6} = 70,3 \cdot 0,85 = 59,7 \text{ МПа}$ .

– на уровне крайнего сжатого волокна потери напряжений от ползучести (при отсутствии арматуры в сжатой при эксплуатации зоне бетона) составят:

$$\Delta\sigma'_{sp6} = 0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma'_{bp} = 0,8 \cdot 2,1 \cdot 5,797 \cdot 0,68 = 6,62 \text{ МПа}.$$

С учетом тепловой обработки бетона получим  $\Delta\sigma'_{sp6} = 6,62 \cdot 0,85 = 5,627 \text{ МПа}$ .

Следовательно, полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры составляют:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 18 + 0 + 0 + 0 + 34 + 59,7 = 111,7 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

С учетом всех потерь напряжения в напрягаемой арматуре будут равны:

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 600 - 111,7 = 488,3 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь определяем по формуле (9.13) [1]:

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp} = 488,4 \cdot 616 = 300,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 300,8 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет усилия обжатия  $P$  относительно центра тяжести приведенного сечения будет равен  $e_{0p} = e_{opl} = 85,5$  мм.

Выполним проверку образования трещин в плите для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

Определяем момент образования трещин по формуле (9.36) [1]:

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) = 1,25 \cdot 0,6175 \cdot 10^7 \cdot 1,95 + 300,8 \cdot 10^3 \cdot (85,5 + 60,1) = 58,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 58,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

где  $\gamma = 1,25$  принято по [3, табл. IV.5, прил. IV] при  $\frac{b'_f}{b} = \frac{1160}{205} = 5,66 > 4$ .

Поскольку  $M_{tot} = 65,936 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 58,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , то трещины в нижней зоне образуются.

*Расчет по раскрытию трещин.*

Определим по формуле (4.12) [2] приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок  $\sigma_s = \sigma_{sl}$ , т.е. принимаем  $M = M_l = 61,682 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Поскольку  $e_{sp} = y - a_{sp} - e_{0p} = 115,5 - 30 - 85,5 = 0$ , получаем:

$$M_s = M_l = 61,682 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тогда:

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{61,682 \cdot 10^3}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190 \cdot 10^{-3}} = 1,079.$$

Вычисляем коэффициент  $\varphi_f$ , учитывающий работу свесов в сжатой зоне сечения по формуле:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(1160 - 205) \cdot 33,5}{205 \cdot 190} = 0,821.$$

Согласно п. 8.2.16 [1], коэффициент приведения напрягаемой канатной арматуры к бетону будет равен:  $a_{s1} = \frac{0,0015E_s}{R_{b,ser}} = \frac{0,0015 \cdot 200000}{25,5} = 11,76$ , следовательно

$$\mu a_{s1} = 0,0158 \cdot 11,76 = 0,186,$$

где  $\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{616}{205 \cdot 190} = 0,0158$ .

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при  $\mu a_{s1} = 0,186$ ,  $\varphi_f = 0,821$ ,  $e_s/h_0 = 1,079$  находим  $\zeta = 0,845$ , тогда  $z = \zeta \cdot h_0 = 0,845 \cdot 190 = 160,6$  мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{\frac{M_s}{z} - P}{A_{sp}} = \frac{\frac{61,682 \cdot 10^6}{160,6} - 300,8 \cdot 10^3}{616} = 135,2 \text{ МПа}.$$

Аналогично определяем значение  $\sigma_{s,crc}$  при  $M = M_{crc} = 58,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

$$M_s = M_{crc} = 58,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тогда:

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{58,9 \cdot 10^3}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190 \cdot 10^{-3}} = 1,031.$$

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при  $\mu a_{s1} = 0,186$ ,  $\varphi_f = 0,821$ ,  $e_s/h_0 = 1,031$  находим  $\zeta = 0,855$ , тогда  $z = \zeta \cdot h_0 = 0,855 \cdot 190 = 162,5$  мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{\frac{M_s}{z} - P}{A_{sp}} = \frac{\frac{58,9 \cdot 10^6}{160,9} - 300,8 \cdot 10^3}{616} = 106 \text{ МПа.}$$

По формуле (4.17) [2] при  $\sigma_s = \sigma_{sl} = 135,2$  МПа определим коэффициент  $\psi_s$ , учитывающий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \cdot \frac{106}{135,2} = 0,373.$$

Определим расстояния между трещинами  $l_s$ . Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, будет равна:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + \frac{P}{R_{bt,ser}}} = \frac{0,1187 \cdot 10^8}{0,1028 \cdot 10^6 + \frac{300,8 \cdot 10^3}{1,95}} = 46,2 \text{ мм,}$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона  $y_t = k y_0 = 0,95 \cdot 46,2 = 44$  мм, что меньше  $h/2 = 220/2 = 110$  мм.

Поскольку  $y_t < 2a_p = 2 \cdot 30 = 60$  мм, принимаем  $y_t = 60$  мм, тогда площадь растянутого бетона будет равна  $A_{bt} = b y_t + (b_f - b) h_f = 205 \cdot 60 + (1160 - 205) \cdot 25 = 36175 \text{ мм}^2$ .

Следовательно:

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_{sp}} d_s = 0,5 \cdot \frac{36175}{616} \cdot 14 = 411,1 \text{ мм.}$$

Поскольку вычисленное значение  $l_s > 400$  мм и  $l_s > 40d_s = 40 \cdot 14 = 560$  мм, принимаем  $l_s = 400$  мм.

По формуле (8.128) [1] определяем ширину продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных длительных нагрузок:

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,373 \cdot \frac{135,2}{200000} \cdot 400 = 0,071 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,2,$$

где  $\varphi_1 = 1,4$  – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

$\varphi_2 = 0,5$  – коэффициент, учитывающий профиль арматуры;

$\varphi_3 = 1,0$  – для изгибаемых элементов.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок вычислим по формуле (4.19) [2]:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3},$$

где  $a_{crc2}$  – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок при  $\varphi_1 = 1,0$  (т.е. при  $M = M_{tot}$ );

$a_{crc3}$  – ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок при  $\varphi_1 = 1,0$  (т.е. при  $M = M_l$ ).

По формуле (4.12) [2] определим приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия всех нагрузок  $\sigma_s = \sigma_{stot}$ , т.е. принимаем  $M = M_{tot} = 65,936$  кН · м. Соответственно получим:

$$M_s = M_{tot} = 65,936 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0} = \frac{65,936 \cdot 10^3}{300,8 \cdot 10^3 \cdot 190 \cdot 10^{-3}} = 1,154.$$

По [3, табл. IV.6, прил. IV] при  $\mu a_{s1} = 0,186$ ,  $\varphi_f = 0,821$ ,  $e_s/h_0 = 1,154$  находим  $\zeta = 0,841$ , тогда  $z = \zeta \cdot h_0 = 0,841 \cdot 190 = 159,8$  мм. При этом приращение напряжений в напрягаемой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, вычисленное по формуле (4.12) [2] составит:

$$\sigma_s = \sigma_{stot} = \frac{\frac{M_s}{z} - P}{A_{sp}} = \frac{\frac{65,936 \cdot 10^6}{159,8} - 300,8 \cdot 10^3}{616} = 181,5 \text{ МПа}.$$

По формуле (4.17) [2] при  $\sigma_s = \sigma_{stotl} = 181,5$  МПа определим коэффициент  $\psi_s$ :

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8 \cdot \frac{106}{181,5} = 0,533.$$

По формуле (4.7) [2] определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок:

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,533 \cdot \frac{181,5}{200000} \cdot 400 = 0,135 \text{ мм}.$$

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок (при  $\varphi_1 = 1,0$ ):

$$a_{crc,3} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,373 \cdot \frac{106}{200000} \cdot 400 = 0,040 \text{ мм}.$$

Тогда ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия всех нагрузок будет равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,071 + 0,135 - 0,040 = 0,166 \text{ мм} < a_{arc,ult} = 0,3 \text{ мм}.$$

*Определение прогиба балки* в середине пролета от действия постоянных и длительных нагрузок выполняем в соответствии с требованиями пп. 4.16–4.20 и 4.23 [2].

Вычисляем величину приведенного модуля деформации сжатого бетона по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{25,5}{0,0028} = 7857 \text{ МПа},$$

где  $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$  при заданной влажности 60%.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону для арматуры растянутой зоны будет равно:

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,373 \cdot 7857} = 68,2.$$

Тогда при  $\mu a_{s2} = 0,0158 \cdot 68,2 = 1,102$ ,  $\varphi_f = 0,821$ ,  $e_s/h_0 = 1,154$  находим  $\varphi_c = 0,738$ .

Кривизна от длительных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{61,682 \cdot 10^3}{0,738 \cdot 205 \cdot 190^3 \cdot 7857} = 0,7565 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{мм}}.$$

По формуле (4.31) [2] определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{93,7 - 40,62}{200000 \cdot 190} = 0,1397 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{мм}},$$

где  $\sigma_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 34 + 59,7 = 93,7$  МПа

и  $\sigma'_{sb} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma'_{sp} = 34 + 6,62 = 40,62$  МПа.

Тогда полная кривизна от действия постоянных и длительных нагрузок будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (0,7565 - 0,1397) \cdot 10^{-5} = 0,6168 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Прогиб балки определяем по формуле (4.25) [2], принимая согласно [3, табл. IV.8, прил. IV] значение  $S = 5/48$ :

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} S l_0^2 = 0,6168 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 6875^2 = 30,4 \text{ мм} < f_{ult} = 31 \text{ мм}.$$

## 2. Сборная железобетонная колонна

Высота этажа, м . . . . . 3,0

Количество этажей . . . . . 3

Класс бетона монолитных конструкций и фундамента . . В20

Класс арм-ры монолитных конструкций и фундамента. . А400

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн  $7 \times 6 = 42 \text{ м}^2$  и коэффициентом надежности по назначению здания  $\gamma_n = 1$ .

Вычисление постоянной нагрузки от собственного веса  $1 \text{ м}^2$  кровли в соответствии с [3, прил. XIII] представлено в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Постоянная нагрузка от  $1 \text{ м}^2$  кровли

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Слой гравия, втопленный в битум	0,16	1,3	0,208
Гидроизоляционный ковер – 2 слоя «Техноэласт»	0,12	1,3	0,156
Цементная стяжка ( $\delta = 25 \text{ мм}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ )	0,45	1,3	0,585
Утеплитель – пенобетон ( $\delta = 110 \text{ мм}$ , $\rho = 5 \text{ кН/м}^3$ )	0,55	1,3	0,715
Обмазочная гидроизоляция	0,05	1,3	0,065
Всего			1,729

С учетом грузовой площади постоянная нагрузка от собственного веса кровли будет равна  $1,729 \cdot 42 = 72,618 \text{ кН}$ .

Постоянная нагрузка от железобетонных конструкций одного этажа:

– от перекрытия (см. табл. 1.1)  $2,3 \cdot 42,0 = 96,6 \text{ кН}$ ;  
 – от собственного веса ригеля сечением  $0,25 \times 0,60 \text{ м}$  длиной  $7 \text{ м}$  при плотности железобетона  $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$  и  $\gamma_f = 1,1$  будет равна  $0,25 \cdot 0,60 \cdot 7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,875 \text{ кН}$ ;

– от собственного веса колонны сечением  $0,3 \times 0,3 \text{ м}$  при высоте этажа  $3 \text{ м}$  составит  $0,3 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,475 \text{ кН}$ .

Итого постоянная нагрузка на колонну первого этажа от веса всех железобетонных конструкций здания (при заданном количестве этажей – 3) будет равна  $3 \cdot (96,6 + 28,875 + 2,475) = 383,85 \text{ кН}$ .

Постоянная нагрузка на колонну от массы пола 2-х этажей (по заданию  $g_n = 4 \text{ кН/м}^2$ ) при  $\gamma_f = 1,2$  составит  $2 \cdot 4 \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 403,2 \text{ кН}$ .

Нормативное значение снеговой нагрузки на покрытие определяем по формуле (10.1) [4]:

$$S_0 = 0,7c_e c_1 \mu S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,4 = 0,98 \text{ кН/м}^2,$$

где  $c_e = 1,0$  – коэффициент, учитывающий снос снега от ветра, принят по формуле (10.4) [4];

$c_t = 1,0$  – термический коэффициент, принят по формуле (10.6) [12];

$\mu = 1,0$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке, принят в соответствии с п. 10.2 [4];

$S_g = 1,4$  кПа – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли (III снеговой район) в соответствии с таблицей 10.1 [4].

Расчетное значение снеговой нагрузки будет равно:

$$S = S_0 \cdot \gamma_f = 0,98 \cdot 1,4 = 1,372 \text{ кН/м}^2,$$

где  $\gamma_f = 1,4$  – коэффициент надежности по снеговой нагрузке согласно п. 10.12 [4].

При этом длительная составляющая будет равна  $0,7 \cdot 1,372 = 0,96 \text{ кН/м}^2$ , где коэффициент 0,7 принят по п. 10.11 [4].

С учетом грузовой площади получим следующие величины нагрузки от снега на колонну: от полной снеговой нагрузки –  $1,372 \cdot 42,0 = 57,624 \text{ кН}$ , а для длительной составляющей снеговой нагрузки –  $0,96 \cdot 42,0 = 40,32 \text{ кН}$ .

От полной временной нагрузки на перекрытиях 2-х этажей (по заданию  $v = 3 \text{ кН/м}^2$ ) при  $\gamma_f = 1,2$  нагрузка на колонну составит  $2 \cdot 3 \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 302,4 \text{ кН}$ , соответственно длительная составляющая будет равна  $2 \cdot (3 - 1,5) \cdot 1,2 \cdot 42,0 = 151,2 \text{ кН}$ .

Суммарная величина продольной силы в колонне первого этажа будет  $72,618 + 383,85 + 403,2 + 57,624 + 302,4 = 1219,7 \text{ кН}$ , в том числе длительно составляющая равна  $72,618 + 383,85 + 403,2 + 40,32 + 151,2 = 1051,2 \text{ кН}$ .

С учетом класса ответственности здания при  $\gamma_n = 1$  максимальная величина продольной силы в колонне составит  $N = 1219,7 \cdot 1 = 1219,7 \text{ кН}$ ; в том числе длительно действующая  $N_l = 1051,2 \cdot 1 = 1051,2 \text{ кН}$ .

Характеристики бетона и арматуры для колонны. По заданию бетон класса В20,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 0,90 \text{ МПа}$ . Продольная рабочая арматура класса А400,  $R_{sc} = 340 \text{ МПа}$ . Поперечная арматура класса В500.

Расчет прочности сечения колонны выполняем по формулам п. 3.64 [5] на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом, поскольку класс тяжелого бетона ниже В20, а  $l_0 = 3000 \text{ мм} < 20h = 20 \cdot 300 = 6000 \text{ мм}$ .

По [3, прил. IV, табл. IV.3] при  $l_0/h = 3000/300 = 10,0$  и  $N_l/N = 1051,2/1219,7 = 0,862$  находим коэффициенты  $\varphi_b = 0,893$  и  $\varphi_{sb} = 0,903$ . Принимая ориентировочно значение  $\varphi \approx (\varphi_b + \varphi_{sb})/2 = (0,893 + 0,903)/2 = 0,898$  вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [5]:

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}} = \frac{\frac{1219,7 \cdot 10^3}{0,898} - 11,5 \cdot 90000}{340} = 951 \text{ мм}^2,$$

где  $A = bh = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ мм}^2$ .

Принимаем 4Ø18А400 ( $A_{s,tot} = 1018 \text{ мм}^2$ ).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

Вычисляем:

$$\alpha_s = R_{sc} A_{s,tot} / (R_b A) = 340 \cdot 1018 / (11,5 \cdot 90000) = 0,334;$$

тогда  $\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot \alpha_s = 0,893 + 2 \cdot (0,903 - 0,893) \cdot 0,334 = 0,900 < \varphi_{sb} = 0,903$ .

При этом несущая способность расчетного сечения колонны первого этажа будет равна:

$$N_{ult} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,900 \cdot (11,5 \cdot 90000 + 340 \cdot 1018) = 1243 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1243 \text{ кН} > N = 1219,7 \text{ кН},$$

следовательно, прочность колонны обеспечена.

Так же удовлетворяются требования п. 5.12 [5] по минимальному армированию, поскольку:

$$\mu = \frac{A_{s,tot}}{A} \cdot 100\% = \frac{1018}{90000} \cdot 100 = 1,131\% > 0,4\%.$$

Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.23 [5] из арматуры класса В500 диаметром 5 мм, устанавливаемую с шагом  $s_w = 15d = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$ .



### 3. Фундамент

Фундамент проектируем под рассчитанную выше колонну с расчетным усилием на подколонник  $N = 1219,7$  кН.

Характеристики бетона и арматуры для фундамента.

По заданию бетон тяжелый класса В20. Расчетные сопротивления бетона будут равны  $R_b = 11,5$  МПа и  $R_{bt} = 0,9$  МПа.

Рабочая арматура сетки класса А400,  $R_s = 340$  МПа.

Для определения размеров подошвы фундамента вычислим нормативное усилие от колонны, принимая среднее значение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_{fm} = 1,15$ , соответственно получим  $N^n = N/\gamma_{fm} = 1219,7 / 1,15 = 1060,6$  кН.

Грунт основания имеет расчетное сопротивление  $R_0 = 0,28$  МПа = 280 кН/м<sup>2</sup>, а глубина заложения фундамента  $d = 1,8$  м.

Принимая средний вес единицы объема бетона фундамента и грунта на обрезах  $\gamma_{mt} = 20$  кН/м<sup>3</sup>, вычислим требуемую площадь подошвы фундамента по формуле:

$$A = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{1060,6}{280 - 20 \cdot 1,8} = 4,35 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее  $a = \sqrt{A} = \sqrt{4,35} = 2,09$  м; назначаем  $a = 2,1$  м, тогда фактическая площадь подошвы фундамента составит:

$A = 2,1^2 = 4,41$  м<sup>2</sup>, а давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки будет равно:

$$p'_s = \frac{N}{A} = \frac{1219,7}{4,41} = 276,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,277 \text{ МПа}.$$

Размеры сечения колонны  $h_c \times b_c = 300 \times 300$  мм. Высота фундамента должна удовлетворять двум условиям: прочности плитной части фундамента на продавливание и надежного стыка сборной колонны в фундаменте.

Рабочую высоту фундамента по условию прочности на продавливание вычислим по формуле:

$$h_0 = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p'_s}} = -\frac{300 + 300}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1219,7 \cdot 10^3}{0,9 + 0,277}} = 359 \text{ мм},$$

тогда  $H = h_0 + 50 = 359 + 50 = 409$  мм.

Для проектирования стыка колонны с фундаментом необходимо определить длину анкеровки сжатой арматуры колонны в фундаменте согласно требованиям п.п. 5.32 – 5.33 [5].

Базовую (основную) длину анкеровки арматурного стержня Ø18А400 в бетоне колонны класса В20 находим по формуле (5.1) [5]:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{340 \cdot 254,5}{2,25 \cdot 56,52} = 680 \text{ мм},$$

где:  $A_s$  и  $u_s$  – соответственно площадь и периметр анкеруемого арматурного стержня Ø28 мм;  $R_{bond}$  – расчетное сопротивление сцепления арматуры, определяемое по формуле (5.2) [5]:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,25 \text{ МПа},$$

здесь  $\eta_1 = 2,5$  для арматуры классов А400 и А500 и  $\eta_2 = 1,0$  при диаметре анкеруемой арматуры  $\leq 32$  мм ( $\eta_2 = 0,9$  при диаметре арматуры 36 и 40 мм).

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры колонны вычисляем по формуле (5.3) [5]:

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 0,75 \cdot 680 \cdot \frac{951}{1018} = 476 \text{ мм},$$

где  $A_{s,cal}, A_{s,ef}$  – площади поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивлением и фактически установленная;  $\alpha = 0,75$  для сжатых стержней.

Глубина заделки колонны в фундамент должна быть не менее  $h_c = 300$  мм и по условию анкеровки арматуры не менее  $l_{an} + 10 = 476 + 10 = 486$  мм. Принимаем глубину заделки колонны в фундамент 500 мм  $> 486$  мм. Тогда минимальная высота фундамента под сборную колонну по конструктивным требованиям будет равна  $500 + 250 = 750$  мм.

С учетом удовлетворения двух условий принимаем окончательно фундамент высотой  $H = 750$  мм, двухступенчатый, с высотой нижней ступени  $h_1 = 400$  мм.

С учетом бетонной подготовки под подошвой фундамента будем иметь рабочую высоту  $h_0 = 750 - 50 = 700$  мм и для первой ступени  $h_{01} = 400 - 50 = 350$  мм.

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении 3 – 3. Для единицы ширины этого сечения ( $b = 1$  мм) находим:

$$Q = 0,5(a - h_c - 2h_0)bp'_s = 0,5 \cdot (2100 - 300 - 2 \cdot 700) \cdot 1 \cdot 0,277 = 55,4 \text{ Н}.$$

Поскольку  $Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_{01} = 0,5 \cdot 0,90 \cdot 1 \cdot 350 = 157,5 \text{ Н} > Q = 55,4 \text{ Н}$ , то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента определим из условия расчета фундамента на изгиб в сечениях 1 – 1 и 2 – 2.

Изгибающие моменты вычисляем по формулам:

$$M_1 = 0,125p'_s(a - h_c)^2a = 0,125 \cdot 0,277 \cdot (2100 - 300)^2 \cdot 2100 = 235,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$M_2 = 0,125p'_s(a - a_1)^2a = 0,125 \cdot 0,277 \cdot (2100 - 900)^2 \cdot 2100 = 104,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9h_0R_s} = \frac{235,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 700 \cdot 340} = 1100 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9h_{01}R_s} = \frac{104,7 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 350 \cdot 340} = 978 \text{ мм}^2.$$

Нестандартную сварную сетку конструируем с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 10Ø12 А400 ( $A_s = 1131 \text{ мм}^2$ ). Соответственно получим фактический процент армирование расчетных сечений:

$$\mu_1 = \frac{A_s}{a_1 h_0} \cdot 100 = \frac{1131}{900 \cdot 700} \cdot 100 = 0,18 \%;$$

$$\mu_2 = \frac{A_s}{a h_{01}} \cdot 100 = \frac{1131}{2100 \cdot 350} \cdot 100 = 0,15 \% > \mu_{min} = 0,1\%.$$

Средний шаг стержней в сетке вычислим по формуле:

$$s = \frac{a - 100}{n - 1} = \frac{2100 - 100}{10 - 1} = 222 \text{ мм.}$$

Задаём шаг стержней в сетке  $s = 200$  мм.

## Список использованных источников

1. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».
2. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО ЦНИИПромзданий. – 2005. – 158 с.
3. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ: учебное пособие. Издание второе, переработанное и дополненное / *Н.А. Бородачев*. – 256 с.
4. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия».
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. – 214 с.