

ООО "НАИМЕНОВАНИЕ ОРГАНИЗАЦИИ"

«Объект строительства»

ПРОЕКТНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ

Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения»

Результаты расчета конструкций

Фундамент НОМЕР

Шифр расчета

Номер договора

Выполнил

ФИО

Главный инженер проекта

ФИО

2020

Исходные данные

- 1. Определение глубины заложения**
- 2. Определение размеров фундамента**
- 3. Определение расчетного сопротивления грунта основания**
- 4. Расчет эксцентриситетов нагрузки по подошве фундамента**

Рассчитываем давление в угловой точке P

Проверки на эксцентриситеты, R , P

- 5. Расчет осадки основания**
- 6. Расчет ступеней**
- 7. Расчет на продавливание**
- 8. Расчет анкерного болта**
- 9. Армирование плитной части**
- 10. Проверка прочности плитной части**
- 11. Расчет по образованию и раскрытию трещин плитной части**
 - 11.1. Проверка сечений по стороне l**
 - 11.1.1. Сечение 1-1**
 - 11.1.2. Сечение 2-2**
 - 11.2. Проверка сечений по стороне b**
 - 11.1.1. Сечение 1-1**
 - 11.1.2. Сечение 2-2**
- 12. Армирование подколонника**
- 13. Вывод конечных результатов расчета**

Список используемой литературы

Исходные данные

Нагрузки на фундамент

Таблица 1.

Наименование	N (кН)	M_x (кН · м)	M_y (кН · м)	Q_x (кН)	Q_y (кН)	Тип
Собственный вес	825	0	0	0	0	постоянная
Полезная нагрузка	125	185	40	10	5	длительная
Снеговая нагрузка	10	14	8	0	0	кратковременная
Ветровая нагрузка	2	9	4	15	10	кратковременная

Таблица 2.

Параметры фундамента	Параметры здания
<p>Глубина заложения фундамента $d_{зд} = 1.3$[м]. Высота фундамента $h_f = 1.5$[м]. Мощность насыпного грунта $h_{насып} = 0.3$[м]. Форма подошвы - прямоугольная. Фундамент под - наружную стену. Толщина подготовки под фундамент $h_n = 0.1$ [м]. Предельное значение осадки основания $S_u = 15$[см]. Класс арматуры - А500. Класс бетона - В15. Тип колонны - металлическая. Размеры подколонника: $l_c = 1.2$[м], $b_c = 1.1$[м].</p>	<p>Место строительства - Москва*. Высота и длина здания - $H=12$[м], $L=60$[м]. Геотехническая категория здания - I. Тип здания - Для фундаментов бескрановых зданий . Конструктивная схема - жесткая. Отапливаемое. Температура в помещении - 18 [°C]. Устройство пола - По грунту.</p>
Параметры базы колонны	
<p>Конструкция колонны: одноветвевая. Нагрузка на колонну: статическая. Конструкция болта: с отгибом. Марка стали болта: Ст3пс2.</p>	<p>База колонны: с высокой траверсой. Количество растянутых болтов: 2. Ширина анкерной плитки $b : 0.65$[м]. Длина анкерной плитки $l : 0.8$[м]. Расстояние от оси колонны до оси болта $la : 0.5$[м]. Расстояние от оси колонны до оси болта $ba : 0.45$[м].</p>

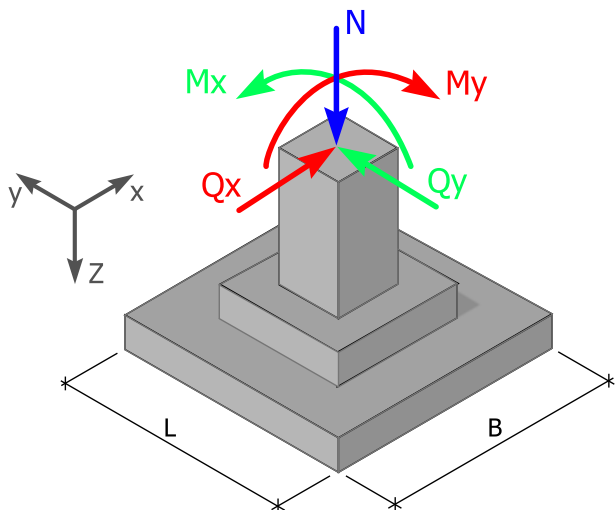


Рисунок 1 - Схема загрузки столбчатого фундамента

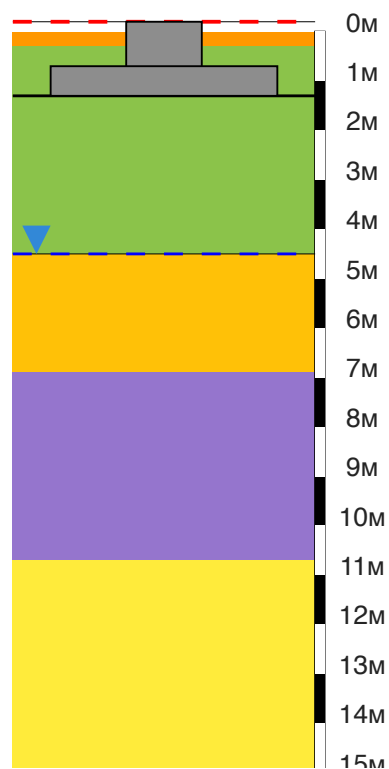


Рисунок 2 - ИГР со схемой расположения фундамента

1. Определение глубины заложения

Определяем нормативную глубину сезонного промерзания грунта d_{fn} по формуле (5.3) в соответствии с [1].

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0.23 \cdot \sqrt{22.9} = 1.1[\text{м}] \quad (5.3)$$

где d_0 - величина, принимаемая в зависимости от типа грунта по П5.5.3 [1];

M_t - безразмерный коэффициент по [2] в соответствии с местом строительства;

Определяем расчетную глубину сезонного промерзания грунта d_f по формуле (5.4) [1].

$$d_f = k_h d_{fn} = 0.54 \cdot 1.1 = 0.59[\text{м}] \quad (5.4)$$

где k_h - по таблице 5.2. [1].

Определяем глубину заложения фундамента d в зависимости от уровня грунтовых вод по таблице (5.3)[1].

В результате расчета и заданных исходных данных принимаем глубину заложения фундамента $d = 1.3 [\text{м}]$.

2. Определение размеров фундамента

Задаем соотношение сторон подошвы фундамента b/l : 0.8 в соответствии с [3].

$$l = 3.4[\text{м}]; b = 2.8[\text{м}];$$

Методом подбора определена площадь фундамента $A = l \cdot b = 3.4 \cdot 2.8 = 9.52[\text{м}^2]$.

Выполним необходимые проверки.

3. Определение расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное сопротивление грунта основания определяется по формуле (5.7) в соответствии с П.5.6.7[1];

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}) = \quad (5.7)$$
$$= \frac{1.1 \cdot 1}{1} \cdot (0.39 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 9.135 + 2.57 \cdot 1.3 \cdot 18.2 + (2.57 - 1) \cdot 0 \cdot 18.2 + 5.15 \cdot 13) = 152.3 [\text{кПа}]$$

Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} = \frac{26.9 - 10}{1 + 0.85} = 9.135 [\text{кН/3}]$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты, определяемые по таблице 5.4;

M_y, M_q, M_c - коэффициенты, определяемые по таблице 5.5.;

k - коэффициенты, принимаемый равным 1, если прочностные характеристики грунта (ϕ и c) определены непосредственными испытаниями;

k_z - коэффициенты, принимаемый равным 1 при $b < 10$ м, $k_z = z_0/b + 0.2$ при $b \geq 10$ м; ($z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м; (при бетонной или щебеночной подготовке h_n допускается увеличивать b на $2 \cdot h_n$, $h_n = 0.1$);

γ_{II} - среднее расчетное значение удельного веса грунта залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН м^3 ;

γ'_{II} - расчетное значение удельного веса грунта залегающего выше подошвы фундамента, кН м^3 ;

d_1 - глубина заложения фундамента, м;

d_b - глубина подвала, м;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;

4. Расчет эксцентриситетов нагрузки по подошве фундамента

Момент от равнодействующей всех нагрузок, действующий вдоль оси y .

$$M_x = |M_x + Q_y \cdot d| = 208 + 15 \cdot 1.5 = 230.5[\text{кН} \cdot \text{м}]$$

Момент от равнодействующей всех нагрузок, действующий вдоль оси x .

$$M_y = |M_y + Q_x \cdot d| = 52 + 25 \cdot 1.5 = 89.5[\text{кН} \cdot \text{м}]$$

Находим эксцентриситеты нагрузок по подошве фундамента по формуле (5.14) [1].

$$e = M/(N + \gamma_{ml} d) \quad (5.14)$$

$$e_x = M_y/(N + \gamma_{ml} d) = 89.5/(962 + 20 \cdot 1.3 \cdot 3.4 \cdot 2.8) = 0.074[\text{м}]$$

$$e_y = M_x/(N + \gamma_{ml} d) = 230.5/(962 + 20 \cdot 1.3 \cdot 3.4 \cdot 2.8) = 0.191[\text{м}]$$

Равномерно распределенное давление по подошве.

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 = 127.1[\text{кПа}]$$

Рассчитываем угловые давления P по формулам (5.15) [1].

$$P_{max} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 + \frac{230.5}{4.44} + \frac{89.5}{5.39} = 195.52[\text{кПа}] \quad (5.15)$$

$$P_{min} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d - \frac{M_x}{W_x} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 - \frac{230.5}{4.44} - \frac{89.5}{5.39} = 58.58[\text{кПа}] \quad (5.15)$$

Рассчитываем крайние давления P по формулам (5.11) [1].

$$P_{y,max} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d + \frac{M_x}{W_x} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 + \frac{230.5}{4.44} = 178.93[\text{кПа}] \quad (5.11)$$

$$P_{y,min} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d - \frac{M_x}{W_x} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 - \frac{230.5}{4.44} = 75.17[\text{кПа}] \quad (5.11)$$

$$P_{x,max} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d + \frac{M_y}{W_y} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 + \frac{89.5}{5.39} = 143.64[\text{кПа}] \quad (5.11)$$

$$P_{x,min} = \frac{N}{A} + \gamma_{ml} \cdot d - \frac{M_y}{W_y} = \frac{962}{9.52} + 20 \cdot 1.3 - \frac{89.5}{5.39} = 110.46[\text{кПа}] \quad (5.11)$$

Осуществляем проверку согласно П5.6.26 [1].

$$R = 152.3[\text{кПа}] > P = 127.1[\text{кПа}] .$$

$$1.5 \cdot R = 1.5 \cdot 152.3 = 228.45 > P_{max} = 195.35[\text{кПа}]$$

$$1.2 \cdot R = 1.2 \cdot 152.3 = 182.76 > P_x = 143.64[\text{кПа}]$$

$$1.2 \cdot R = 1.2 \cdot 152.3 = 182.76 > P_y = 178.93[\text{кПа}]$$

Так как здание бескрановое величина относительного эксцентриситета не должна превышать $\epsilon_u = 1/4$ в соответствии с п.5.6.27 [1].

$$\epsilon_x = e_x/l = 0.074/3.4 = 0.0218 < 0.25$$

$$\epsilon_y = e_y/b = 0.191/2.8 = 0.0681 < 0.25$$

При этом эпюра согласно рисунку 3.

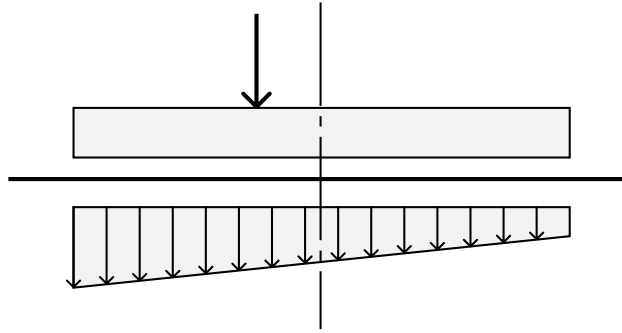
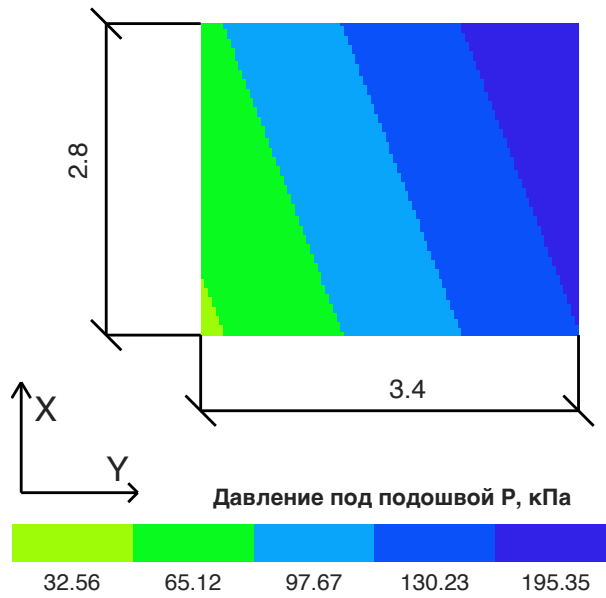


Рисунок 3 - Эпюра давления под подошвой

График отрыва подошвы



Отрыв фундамента отсутствует.

5. Определение осадки основания

Расчет осуществляется в соответствии с п.5.6.31 [1].

Производим расчет осадки основания методом послойного суммирования.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы по п.5.6.32 [1].

$$\sigma_{zg0} = \gamma'_{II} \cdot d = 18.2 \cdot 1.3 = 18.2 \cdot 1.3 = 23.66[\text{кПа}]$$

Согласно требованиям методики расчета, сжимаемая толща грунта под подошвой разбивается на слои. Необходимые величины для каждого слоя вычисляются в табличной форме по формулам согласно п.5.6.32 [1].

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p \quad (5.17)$$

$$\sigma_{zy,i} = \alpha_i \cdot \sigma_{zg0} \quad (5.18)$$

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg0} + \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i$$

Где α_i - коэффициент определенный по таблице 5.8[1].

Минимальная глубина сжимаемой толщи для $b \leq 10$ м составляет $H_{min} = 0.5 \cdot b = 0.5 \cdot 2.8 = 1.4$.

Так как нижняя граница сжимаемой толщи находится в слое грунта с модулем деформации $E \leq 7$ Мпа или такой слой залегает непосредственно ниже глубины H_c , то это слой включают в сжимаемую толщу, а за H_c принимают минимальное из значений, соответствующих подошве слоя или глубине, где выполняются условия $\sigma_{zp} = 0.2\sigma_{zg}$ по П.5.6.41[1].

Так как $p > \sigma_{zg,0}$ то осадка определяется по формуле (5.16)[1].

$$S = \beta \sum_{i=0}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=0}^n \frac{\sigma_{zy,i} h_i}{E_{e,i}}, \beta = 0.8 \quad (5.16)$$

Таблица 3.

№	Э	h	z	γ	α	σ_{zp}	σ_{zy}	σ_{zg}	$0.2 \cdot \sigma_{zg}$	E	E_e	S
		м	м	кН · м ³		кПа	кПа	кПа	кПа	МПа	МПа	см
0	-	-	0	-	1	127.1	23.66	23.66	4.73	-	-	0
1	1	1.12	0.56	17.3	0.966	122.83	22.87	33.35	6.67	14.1	70.5	0.664
2	1	1.12	1.68	17.3	0.647	82.2	15.3	52.72	10.54	14.1	70.5	0.445
3	1	0.96	2.72	17.3	0.394	50.12	9.33	70.72	14.14	14.1	70.5	0.232
4	2	1.12	3.76	8.76	0.25	31.77	5.91	56.58	11.32	5.3	26.5	0.457
5	2	1.28	4.96	8.76	0.158	20.11	3.74	67.09	13.42	5.3	26.5	0.331
6	3	1.12	6.16	9.66	0.108	13.74	2.56	83.15	16.63	11	55	0.095

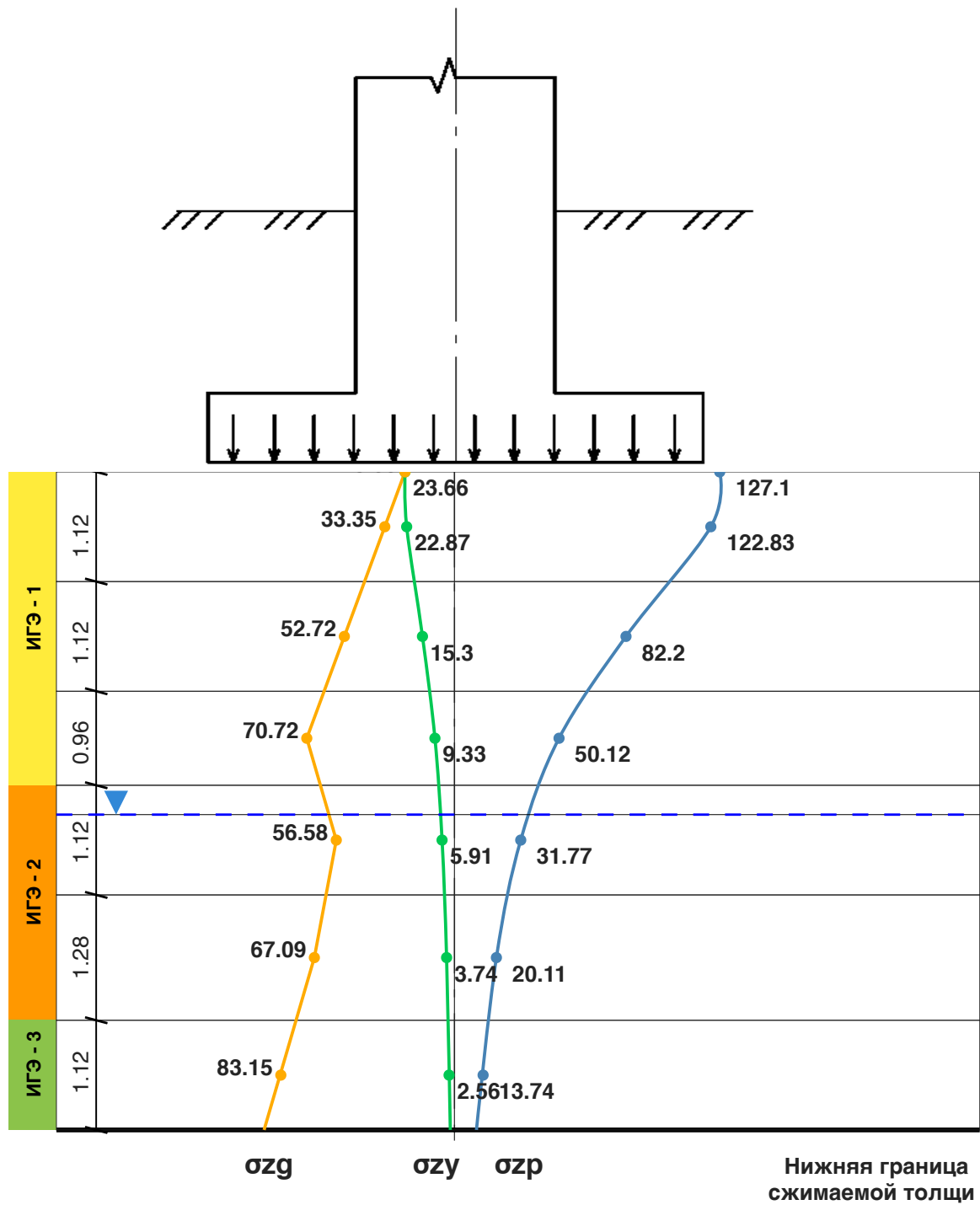


Рисунок 4 - График осадки фундамента

$$S = 2.224[\text{см}]$$

$$S = 2.224[\text{см}] \leq S_u = 15[\text{см}]$$

Условия расчета основания фундамента по второй группе предельных состояний соблюдается.

6. Расчет ступеней

Осуществляем конструирование фундамента в соответствии с [4].

Расстояние от подколонника до края фундамента по стороне x .

$$x_l = (l - l_c) \cdot 0.5 = (3.4 - 1.2) \cdot 0.5 = 1.1[\text{м}]$$

Расстояние от подколонника до края фундамента по стороне y .

$$x_b = (b - b_c) \cdot 0.5 = (2.8 - 1.1) \cdot 0.5 = 0.85[\text{м}]$$

Зададим высоту ступеней $h = 0.3[\text{м}]$.

С учетом предполагаемого диаметра арматуры вдоль стороны $l : d_s = 12 [\text{мм}]$ и вдоль стороны $b : d_s = 12[\text{мм}]$.

Определение ступеней по стороне y

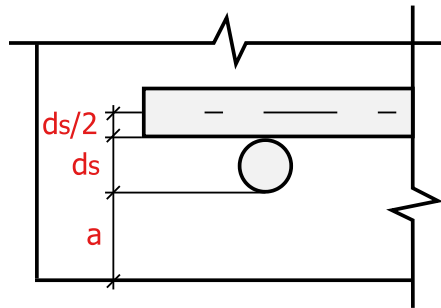


Рисунок 5 - Схема расположения арматуры

Рабочая высота 1-й ступени при защитном слое в 40 мм по стороне y .

$$h_0 = h - 0.04 - d_{s,b} - d_{s,l}/2 = 0.3 - 0.04 - 0.012 - 0.012/2 = 0.254[\text{м}]$$

Согласно рисунку 5.

Допустимый вылет 1-й ступени по стороне y .

$$H_{max} = 2 \cdot h_0 = 0.5[\text{м}]$$

Определяем количество ступеней по стороне y с учетом H_{max} .

$$n_l = \frac{x_l}{H_{max}} = \frac{1.1}{0.5} = 2$$

где $x_l = 1.1$ - расстояние от подколонника до края фундамента по стороне y .

Вылет 1-й ступени по стороне x с учетом H_{max} , $c_{y1} = 0.5[\text{м}]$.

Рабочая высота 2-й ступени при защитном слое в 40 мм по стороне y .

$$h_0 = h - 0.04 - d_{s,b} - d_{s,l}/2 = 0.3 - 0.04 - 0.012 - 0.012/2 = 0.554[\text{м}]$$

Согласно рисунку 5.

Допустимый вылет 2-й ступени по стороне y .

$$H_{max} = 2 \cdot h_0 = 1.1[\text{м}]$$

Определяем количество ступеней по стороне y с учетом H_{max} .

$$n_{y,2} = \frac{x_l}{H_{max}} = \frac{0.6}{1.1} = 1$$

где $x_{l,2} = 1.1 - 0.5 = 0.6$ - расстояние от подколонника до предыдущей ступени по стороне y .

Вылет 2-й ступени по стороне y с учетом H_{max} [м].

$$c_{y,2} = x_{y,2} = 0.6.$$

Окончательные вылеты по стороне y .

$$c_{y1} = 0.5[\text{м}], c_{y2} = 0.6[\text{м}],$$

Окончательные габариты ступеней.

$$h_{ст} = 0.3[\text{м}].$$

$$c_{y1} = 0.5[\text{м}], c_{y2} = 0.6[\text{м}],$$

Определение ступеней по стороне x

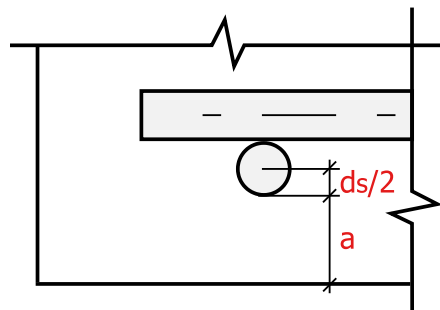


Рисунок 6 - Схема расположения арматуры

Рабочая высота 1-й ступени при защитном слое в 40 мм по стороне x .

$$h_0 = h - 0.04 - d_{s,b}/2 = 0.3 - 0.04 - 0.012/2 = 0.242[\text{м}]$$

Согласно рисунку 6.

Допустимый вылет 1-й ступени по стороне x .

$$H_{max} = 2 \cdot h_0 = 0.5[\text{м}]$$

Определяем количество ступеней по стороне x с учетом H_{max} .

$$n_l = \frac{x_l}{H_{max}} = \frac{0.85}{0.5} = 2$$

где $x_l = 0.85$ - расстояние от подколонника до края фундамента по стороне x .

Вылет 1-й ступени по стороне x с учетом H_{max} , $c_{x1} = 0.5[\text{м}]$.

Рабочая высота 2-й ступени при защитном слое в 40 мм по стороне x .

$$h_0 = h - 0.04 - d_{s,b}/2 = 0.3 - 0.04 - 0.012/2 = 0.542[\text{м}]$$

Согласно рисунку 6.

Допустимый вылет 2-й ступени по стороне x .

$$H_{max} = 2 \cdot h_0 = 1.1[\text{м}]$$

Определяем количество ступеней по стороне x с учетом H_{max} .

$$n_{x,2} = \frac{x_l}{H_{max}} = \frac{0.35}{1.1} = 1$$

где $x_{l,2} = 0.85 - 0.5 = 0.35$ - расстояние от подколлонника до предыдущей ступени по стороне x .

Вылет 2-й ступени по стороне x с учетом H_{max} [м].

$$c_{x,2} = x_{x,2} = 0.35.$$

Окончательные вылеты по стороне x .

$$c_{x1} = 0.5[\text{м}], c_{x2} = 0.35[\text{м}],$$

Окончательные габариты ступеней.

$$h_{ст} = 0.3[\text{м}].$$

$$c_{y1} = 0.5[\text{м}], c_{y2} = 0.6[\text{м}], c_{x1} = 0.5[\text{м}], c_{x2} = 0.35[\text{м}],.$$

7. Расчет на продавливание

Расчет производится в соответствии с [4].

Так как фундамент внецентренно нагруженный со сторонами $l = 3.4$ [м]; $b = 2.8$ [м]; то проверку на продавливание производят из условия(1) по П2.9 [4].

$$F \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0,pl} \quad (1)[4]$$

где F - продавливающая сила по формуле (3)[4].

$$F = A_o \cdot P_{max} \quad (3)[4]$$

где A_o — часть площади основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением в плане соответствующих ребер, по формуле (4)[4].

$$\begin{aligned} A_o &= 0.5 \cdot b(l - l_c - 2h_{0,pl}) - 0.25(b - b_c - 2h_{0,pl})^2 = \\ &= 0.5 \cdot 2.8(3.4 - 1.2 - 2 \cdot 0.542) - 0.25(2.8 - 1.1 - 2 \cdot 0.542)^2 = 1.468[\text{м}^2] \end{aligned} \quad (4)[4]$$

где $h_{0,pl}$ - расстояние от подколонника до середины растянутой арматуры.

$$h_{0,pl} = (h \cdot n) - 0.04 + d_{s,b}/2 + d_{s,l} = (0.3 \cdot 2) - 0.04 + 0.012/2 + 0.012 = 0.542[\text{м}]$$

где $h = 0.3$ [м] - высота ступени.

$n = 2$ - количество ступеней.

Где $d_s = 12$ [мм] - диаметр предполагаемой арматуры.

$l_c = 1.2$ [м] - длина подколонника .

$b_c = 1.1$ [м] - ширина подколонника .

l, b - длина и ширина фундамента.

где $P_{max} = 195.35$ [кПа]— максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки, приложенной на уровне верхнего обреза фундамента.

Так как $b - b_c = 2.8 - 1.1 = 1.7 > h_{0,pl} \cdot 2 = 0.542 \cdot 2 = 1.084$, то b_m определяем по формуле (7).

$$b_m = b_c + h_{0,pl} = 1.1 + 0.542 = 1.642[\text{м}] \quad (7)[4]$$

где b_m - средний размер проверяемой грани по формуле (7)[4].

$$F = A_o \cdot P_{max} = 1.468 \cdot 195.35 = 286.68[\text{кН}] \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0,pl} = 750 \cdot 1.642 \cdot 0.542 = 667.47[\text{кН}] \quad (1)[4]$$

Условие соблюдается, следовательно, прочность фундамента на продавливание обеспечена.

8. Подбор анкерного болта

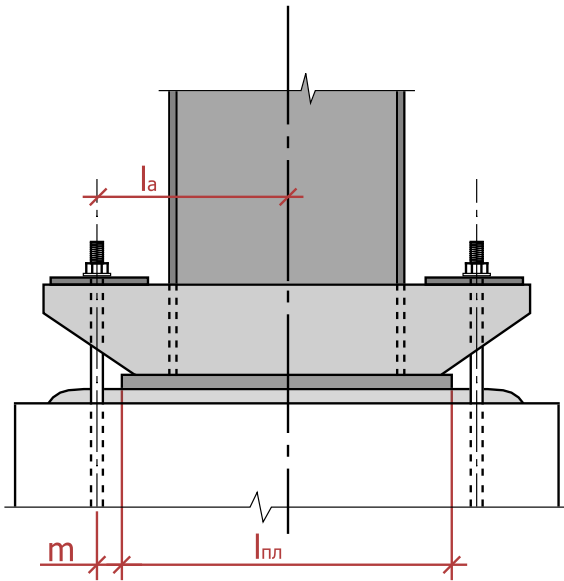


Рисунок 7 - Конструктивная схема базы колонны с высокой траверсой по стороне y

Конструкция болта: с отгибом.

Марка стали болта: СтЗпс2.

Тип металлической колонны: одноветвевая.

Схема базы колонны: с высокой траверсой.

Момент сопротивления анкерной плиты.

$$W = b_{пл} \cdot l_{пл}^2 / 6 = 0.65 \cdot 0.8^2 / 6 = 0.0693 [\text{м}^3]$$

Площадь анкерной плиты.

$$A_{пл} = 0.52 [\text{м}^2]$$

Определяем максимальное сжимающее и растягивающее усилие в анкерном болте согласно [5].

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{962}{0.52} + \frac{230.5}{0.0693} = 5174.52 [\text{кПа}]$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A_{пл}} - \frac{M}{W_{пл}} = \frac{962}{0.52} - \frac{230.5}{0.0693} = -1474.52 [\text{кПа}]$$

Расстояние от максимального сжимающего усилия до точки перегиба по эпюре напряжений.

$$C = \frac{l_{пл} \cdot |\sigma_{max}|}{|\sigma_{max}| + |\sigma_{min}|} = \frac{0.8 \cdot |5174.52|}{|5174.52| + |-1474.52|} = 0.623 [\text{м}]$$

Расстояние от центра тяжести колонны до центра тяжести эпюры давления.

$$a = \frac{1}{2} \cdot l_{пл} - \frac{C}{3} = \frac{1}{2} \cdot 0.8 - \frac{0.623}{3} = 0.192 [\text{м}]$$

Расстояние от центра тяжести эпюры давления до центра тяжести растянутого болта.

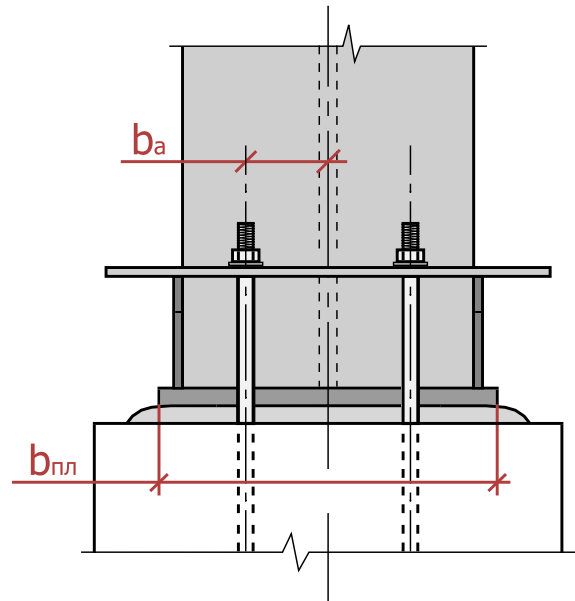


Рисунок 8 - Конструктивная схема базы колонны с высокой траверсой по стороне x

$$y = lp + m - c/3 = 0.8 + 0.1 - 0.623/3 = 0.692[\text{м}]$$

$m = l_a - l_{пл}/2 = 0.5 - 0.8/2 = 0.1$ - расстояние от оси болта до края анкерной плиты.

$l_a = 0.5$ - расстояние от оси колонны до оси болта.

Определяем нагрузку на один болт по формуле (Г.4) [5].

$$P = \frac{M - N \cdot a}{n \cdot y} = \frac{230.5 - 962 \cdot 0.192}{2 \cdot 0.692} = 3274.032[\text{кгс}] \quad (\text{Г.4})$$

Определяем площадь поперечного сечения болта (по резьбе) по формуле (Г.1) [5].

$$A_{sa} = \frac{k_0 P}{R_{ba}} = \frac{1.05 \cdot 3274.032}{2000} = 1.719[\text{см}^2] \quad (\text{Г.1})$$

R_{ba} - Расчётное сопротивление болта растяжению.

Подбираем анкерный болт по таблице А.1 [5].

$$d_6 = 20[\text{мм}]$$

Площадь поперечного сечения одного болта $A_{bn} = 2.45[\text{см}^2]$.

Рассчитаем усилие предварительной затяжки F согласно П.Г.8 [5].

Для статических нагрузок $F = 0.75P = 0.75 \cdot 3274.032 = 2455.524[\text{кгс}]$.

Усилия предварительной затяжки болтов F_1 на восприятие сдвигающих усилий в плоскости опирания оборудования на фундамент определяется по формуле (Г.4)[5].

$$F_1 = k \cdot \frac{Q - N \cdot f}{n \cdot f} = 1.3 \cdot \frac{25 - 962 \cdot 0.25}{2 \cdot 0.25} = -28015[\text{кгс}]. \quad (\text{Г.4})$$

где k - коэффициент стабильной затяжки, принимаемый по таблице (Г.1)[5];

Q - расчетная сдвигающая сила действующая в опорной плоскости;

N - продольная сила;

$f = 0.25$ - коэффициент трения;

n - число болтов;

Предварительная затяжка болта F_1 на восприятие горизонтальных усилий не требуется.

Определяем усилие предварительной затяжки болта согласно пункту Г.16 по формуле (Г.7) [5].

$$F_0 = F = 2455.524[\text{кгс}] \quad (\text{Г.7})$$

Определяем напряжения в фундаментном болте (с учетом коэффициента k_0) по формуле (Г.1) [5].

$$\sigma_b = \frac{P \cdot k_0}{A_{bn}} = \frac{3274.032 \cdot 1.05}{2.45} = 1403.156[\text{кгс/см}^2] \quad (\text{Г.1})$$

Определяем сдвигающую силу Q , по формуле Г.9[5].

$$Q = 25[\text{кН}] \leq f(nA_{sa}R_{ba}/4 + N) = 0.25 \cdot (2 \cdot 2.45 \cdot 2000/4 + 96200) = 246.63[\text{кН}] \quad (\text{Г.9})$$

Минимальную глубину заделки болтов в бетон определяют по формуле (Г.10) [5].

$$H_0 = Hm_1m_2 = 0.5 \cdot 0.88 \cdot 1.379 = 60.69[\text{см}] = 61[\text{см}] \quad (\text{Г.10})$$

где m_1 - отношение расчетного сопротивления растяжению бетона класса В12, 5 к расчетному сопротивлению бетона принятого класса;

m_2 - отношение расчетного сопротивления растяжению металла болтов принятой марки стали к расчетному сопротивлению стали марки СтЗкп2;

9. Армирование фундамента

Расчет производится в соответствии с [5].

Выполним подбор арматуры на 1 погонный метр плитной части фундамента.

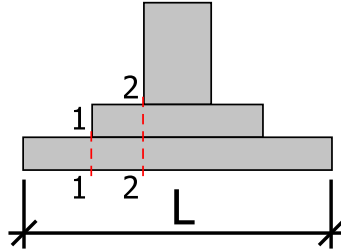


Рисунок 9 - Расчетная схема сечений по стороне l

сечение 1-1 согласно рисунку 9.

Вычислим значение α_m по формуле (3.22)[5].

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b h_0^2 \cdot b} = \frac{24.418}{8500 \cdot 0.254^2 \cdot 1} = 0.04453 \quad (3.22)$$

где - M изгибающий момент в сечение 1-1 вдоль стороны l ;

$$M = \frac{P_{max} \cdot c_1^2}{2} = \frac{195.35 \cdot 0.5^2}{2} = 24.418 [\text{кН} \cdot \text{м}]$$

h_0 - рабочая высота сечения;

P_{max} - максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки;

c_1 - вылет 1-й ступени;

Вычислим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (8.1)[6];

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{c_{s,el}}{E_{b,2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002175}{3.5}} = 0.49 \quad (8.1)$$

Определяем α_R согласно п.3.21.[5].

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0.49(1 - 0.5 \cdot 0.49) = 0.372$$

$\alpha_m = 0.04453 < \alpha_R = 0.372$ сжатая арматура по расчету не требуется.

Определяем требуемую площадь сечения арматуры по формуле (3.23)[5].

$$\begin{aligned} A_s &= R_b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R = \\ &= 8500 \cdot 0.254 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.04453}) / 435000 = 2.26 [\text{см}^2] \end{aligned} \quad (3.23)$$

Так как площадь сечения арматуры меньше 5 стержней диаметром 12 мм, то исходя из конструктивных соображений.

По [7] принимаем 5 стержней диаметром $d_s = 12$ [мм] общей площадью $A_s = 5.655$ [см²].

сечение 2-2 согласно рисунку 9.

Вычислим значение α_m по формуле (3.22)[5].

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b h_0^2 \cdot b} = \frac{118.184}{8500 \cdot 0.554^2 \cdot 1} = 0.0453 \quad (3.22)$$

где - M изгибающий момент в сечение 2-2 вдоль стороны l ;

$$M = \frac{P_{max} \cdot c_1^2}{2} = \frac{195.35 \cdot 1.1^2}{2} = 118.184 [\text{кН} \cdot \text{м}]$$

h_0 - рабочая высота сечения;

P_{max} - максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки;

c_2 - вылет 2-й ступени;

Вычислим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (8.1)[6];

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{e_{s,el}}{E_{b,2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002175}{3.5}} = 0.49 \quad (8.1)$$

Определяем α_R согласно п.3.21.[5].

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.49 (1 - 0.5 \cdot 0.49) = 0.372$$

$\alpha_m = 0.0453 < \alpha_R = 0.372$ сжатая арматура по расчету не требуется.

Определяем требуемую площадь сечения арматуры по формуле (3.23)[5].

$$A_s = R_b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R = \quad (3.23)$$

$$= 8500 \cdot 0.554 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0453}) / 435000 = 5.02 [\text{см}^2]$$

Так как площадь сечения арматуры меньше 5 стержней диаметром 12 мм, то исходя из конструктивных соображений.

По [7] принимаем 5 стержней диаметром $d_s = 12$ [мм] общей площадью $A_s = 5.655$ [см²].

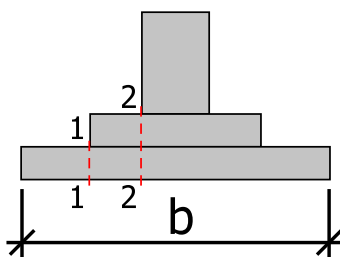


Рисунок 10 - Расчетная схема сечений по стороне b

сечение 1-1 согласно рисунку 10.

Вычислим значение α_m по формуле (3.22)[5].

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b h_0^2 \cdot b} = \frac{24.418}{8500 \cdot 0.242^2 \cdot 1} = 0.04905 \quad (3.22)$$

где - M изгибающий момент в сечение 1-1 вдоль стороны b ;

$$M = \frac{P_{max} \cdot c_1^2}{2} = \frac{195.35 \cdot 0.5^2}{2} = 24.418 [\text{кН} \cdot \text{м}]$$

h_0 - рабочая высота сечения;

P_{max} - максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки;

c_1 - вылет 1-й ступени;

Вычислим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (8.1)[6];

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{\epsilon_{s,el}}{E_{b,2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002175}{3.5}} = 0.49 \quad (8.1)$$

Определяем α_R согласно п.3.21.[5].

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0.49(1 - 0.5 \cdot 0.49) = 0.372$$

$\alpha_m = 0.04905 < \alpha_R = 0.372$ сжатая арматура по расчету не требуется.

Определяем требуемую площадь сечения арматуры по формуле (3.23)[5].

$$\begin{aligned} A_s &= R_b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R = \\ &= 8500 \cdot 0.242 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.04905}) / 435000 = 2.38 [\text{см}^2] \end{aligned} \quad (3.23)$$

Так как площадь сечения арматуры меньше 5 стержней диаметром 12 мм, то исходя из конструктивных соображений.

По [7] принимаем 5 стержней диаметром $d_s = 12$ [мм] общей площадью $A_s = 5.655$ [см²].

сечение 2-2 согласно рисунку 10.

Вычислим значение α_m по формуле (3.22)[5].

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b h_0^2 \cdot b} = \frac{70.568}{8500 \cdot 0.542^2 \cdot 1} = 0.02826 \quad (3.22)$$

где - M изгибающий момент в сечение 2-2 вдоль стороны b ;

$$M = \frac{P_{max} \cdot c_1^2}{2} = \frac{195.35 \cdot 0.85^2}{2} = 70.568 [\text{кН} \cdot \text{м}]$$

h_0 - рабочая высота сечения;

P_{max} - максимальное краевое давление на грунт от расчетной нагрузки;

c_2 - вылет 2-й ступени;

Вычислим значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (8.1)[6];

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{\epsilon_{s,el}}{E_{b,2}}} = \frac{0.8}{1 + \frac{0.002175}{3.5}} = 0.49 \quad (8.1)$$

Определяем α_R согласно п.3.21.[5].

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0.49(1 - 0.5 \cdot 0.49) = 0.372$$

$\alpha_m = 0.02826 < \alpha_R = 0.372$ сжатая арматура по расчету не требуется.

Определяем требуемую площадь сечения арматуры по формуле (3.23)[5].

$$A_s = R_b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R = \quad (3.23)$$
$$= 8500 \cdot 0.542 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.02826}) / 435000 = 3.04 [\text{см}^2]$$

Так как площадь сечения арматуры меньше 5 стержней диаметром 12 мм, то исходя из конструктивных соображений.

По [7] принимаем 5 стержней диаметром $d_s = 12$ [мм] общей площадью $A_s = 5.655$ [см²].

В результате расчета принимаем максимальный диаметр растянутой арматуры по стороне l : $d_s = 12$ [мм], $A_s = 5.655$ [см²], максимальный диаметр растянутой арматуры по стороне b : $d_s = 12$ [мм], $A_s = 5.655$ [см²].

10. Расчет изгибаемых элементов

Производим расчет сечения 1-1 согласно рисунку 9 по прочности в соответствии с условием (8.3)[6].

$$M \leq M_{ult} \quad (8.3)$$

Определяем величину сжатой зоны x по формуле (8.5)[6].

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b} = \frac{435000 \cdot 0.000566 - 435000 \cdot 0}{8500} = 0.02894[\text{м}] \quad (8.5)$$

Согласно п.8.1.9 относительная высота сжатой зоны бетона ξ должна быть меньше граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\xi = x/h_0 = 0.02894/0.3 = 0.114 \leq \xi_r = 0.8$$

Значение предельного изгибающего момента M_{ult} определяем по формуле (8.4).

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 8500 \cdot 0.02894 \cdot (0.254 - 0.5 \cdot 0.02894) + 435000 \cdot 0 \cdot (0.254 - 0.04) = 58.92[\text{кН} \cdot \text{м}] \end{aligned} \quad (8.4)$$

Производим проверку сечения по условию (8.3).

$$M = 24.418[\text{кН} \cdot \text{м}] \leq M_{ult} = 58.92[\text{кН} \cdot \text{м}] \quad (8.3)$$

Прочность сечения обеспечена.

Производим расчет сечения 2-2 согласно рисунку 9 по прочности в соответствии с условием (8.3)[6].

$$M \leq M_{ult} \quad (8.3)$$

Определяем величину сжатой зоны x по формуле (8.5)[6].

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b} = \frac{435000 \cdot 0.000566 - 435000 \cdot 0}{8500} = 0.02894[\text{м}] \quad (8.5)$$

Согласно п.8.1.9 относительная высота сжатой зоны бетона ξ должна быть меньше граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\xi = x/h_0 = 0.02894/0.6 = 0.052 \leq \xi_r = 0.8$$

Значение предельного изгибающего момента M_{ult} определяем по формуле (8.4).

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 8500 \cdot 0.02894 \cdot (0.554 - 0.5 \cdot 0.02894) + 435000 \cdot 0 \cdot (0.554 - 0.04) = 132.72[\text{кН} \cdot \text{м}] \end{aligned} \quad (8.4)$$

Производим проверку сечения по условию (8.3).

$$M = 118.184[\text{кН} \cdot \text{м}] \leq M_{ult} = 132.72[\text{кН} \cdot \text{м}] \quad (8.3)$$

Прочность сечения обеспечена.

Производим расчет сечения 1-1 согласно рисунку 10 по прочности в соответствии с условием (8.3)[6].

$$M \leq M_{ult} \quad (8.3)$$

Определяем величину сжатой зоны x по формуле (8.5)[6].

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b} = \frac{435000 \cdot 0.000566 - 435000 \cdot 0}{8500} = 0.02894[\text{м}] \quad (8.5)$$

Согласно п.8.1.9 относительная высота сжатой зоны бетона ξ должна быть меньше граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\xi = x/h_0 = 0.02894/0.3 = 0.12 \leq \xi_r = 0.8$$

Значение предельного изгибающего момента M_{ult} определяем по формуле (8.4).

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 8500 \cdot 0.02894 \cdot (0.242 - 0.5 \cdot 0.02894) + 435000 \cdot 0 \cdot (0.242 - 0.04) = 55.97[\text{кН} \cdot \text{м}] \end{aligned} \quad (8.4)$$

Производим проверку сечения по условию (8.3).

$$M = 24.418[\text{кН} \cdot \text{м}] \leq M_{ult} = 55.97[\text{кН} \cdot \text{м}] \quad (8.3)$$

Прочность сечения обеспечена.

Производим расчет **сечения 2-2 согласно рисунку 10** по прочности в соответствии с условием (8.3)[6].

$$M \leq M_{ult} \quad (8.3)$$

Определяем величину сжатой зоны x по формуле (8.5)[6].

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b} = \frac{435000 \cdot 0.000566 - 435000 \cdot 0}{8500} = 0.02894[\text{м}] \quad (8.5)$$

Согласно п.8.1.9 относительная высота сжатой зоны бетона ξ должна быть меньше граничной относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\xi = x/h_0 = 0.02894/0.6 = 0.053 \leq \xi_r = 0.8$$

Значение предельного изгибающего момента M_{ult} определяем по формуле (8.4).

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 8500 \cdot 0.02894 \cdot (0.542 - 0.5 \cdot 0.02894) + 435000 \cdot 0 \cdot (0.542 - 0.04) = 129.77[\text{кН} \cdot \text{м}] \end{aligned} \quad (8.4)$$

Производим проверку сечения по условию (8.3).

$$M = 70.568[\text{кН} \cdot \text{м}] \leq M_{ult} = 129.77[\text{кН} \cdot \text{м}] \quad (8.3)$$

Прочность сечения обеспечена.

11. Проверка на образование трещин и ширины их раскрытия

11.1. Проверка сечений по стороне l

11.1.1. Сечение 1-1

Определение момента образования трещин сечения 1-1 согласно рисунку 9, нормальных к продольной оси элемента на один погонный метр плитной части в соответствии с [6].

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/24 \cdot 10^3 = 8.333$$

$$A = h_{01} = 30 \cdot 100 = 3000[\text{см}^2]$$

где A - площадь сечения.

$$A_{red} = A + A_s\alpha + A'_s\alpha = 3000 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 8.333 = 3047.125[\text{см}^2] \quad (8.126)$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента по формуле 8.126 [6].

где α - коэффициент приведения арматуры к бетону по п.8.2.12 [6].

$$S_{t,red} = Ah/2 + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot h'_0\alpha = 3000 \cdot 30/2 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 25.4 \cdot 8.333 = 45188.5[\text{см}^3]$$

$S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона по п.8.2.12 [6]

$$y_t = S_{t,red}/A_{red} = 45188.5/3047.125 = 14.83[\text{см}]$$

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента по п.8.2.12 [6].

$$I = bh^3/12 + A(h/2 - y_t)^2 = 100 \cdot 30^3/12 + 3000(30/2 - 14.83)^2 = 225.09 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

$$I_s = A_s \cdot (y_t - a)^2 = 5.655 \cdot (14.83 - 4)^2 = 0.66 \cdot 10^4[\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (h'_0 - y_t)^2 = 0 \cdot (25.4 - 14.83)^2 = 0 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

где I, I_s, I'_s - моменты инерции сечений бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры соответственно по п 8.2.12 [6].

$$I_{red} = I + I_s\alpha + I'_s\alpha = 225.09 \cdot 10^3 + 0.66 \cdot 10^3 \cdot 8.333 + 0 \cdot 10^3 \cdot 8.333 = 230.61 \cdot 10^3[\text{см}^4] \quad (8.125)$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по формуле 8.125 [6].

$$W_{red} = I_{red}/y_t = 230.61/14.83 = 15550.6268[\text{см}^3] \quad (8.123)$$

W_{red} - упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый по формуле (8.123) [6].

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red} = 1.3 \cdot 15550.6268 = 20215.8149[\text{см}^3] \quad (8.122)$$

W_{pl} - упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле (8.122) [6].

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \quad (8.121)$$

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.121)[6].

$$M = 24.42 \cdot 10^4 [\text{кг} \cdot \text{см}] > M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 11 \cdot 20215.8149 = 22.24 \cdot 10^4 [\text{кг} \cdot \text{см}] \quad (8.116)$$

Трещины образуются в соответствии с условием (8.116) [6].

Расчет

Расчет ширины раскрытия трещин осуществляем в соответствии с [6]

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона определяемый по формуле 8.131 [6].

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}} = \frac{11000}{0.0015} = 7.33 \cdot 10^6 [\text{кПа}]$$

α_{s1} - коэффициент приведения арматуры к бетону по формуле 8.130 [6].

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2 \cdot 10^8}{7.33 \cdot 10^6} = 27.27, \alpha_{s2} = \alpha_{s1}$$

μ_s определяем по п.8.2.28 [6].

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{5.655}{100 \cdot 25.4} = 0.00223, \mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{0}{2.8 \cdot 25.4} = 0$$

x_m - высота сжатой зоны определяемая по формуле 8.150 [6].

$$\begin{aligned} x_m &= h_0 \sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})^2 + 2(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) \cdot \alpha' / h_0} \\ &\quad - (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) = \\ &= 25.4 \sqrt{(0.00223 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)^2 + 2(0.00223 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 \cdot 4/25.4) -} \\ &\quad - (0.00223 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)} = 0.074 [\text{м}] \\ y_c &= x_m \end{aligned} \quad (8.150)$$

исходя по п.8.2.27 [6].

$$I_s = A_s \cdot (h_0 - y_c)^2 = 5.655 \cdot (25.4 - 7.442)^2 = 1.82 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (y_c - \alpha')^2 = 0 \cdot (7.442 - 4) = 0 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I_b = by_c^3/12 + y_c b(y_c/2)^2 = 7.442^3/12 + 7.442 \cdot (7.442/2)^2 = 137.42 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

где I_b, I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1} = 137.42 + 1.82 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 = 63.48 \cdot 10^3 [\text{см}^4]$$

где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяется по формуле 8.148 [6].

$$x_t = h - x_m = 30 - 0.074 = 0.226 [\text{м}]$$

где x_t - высота растянутой зоны бетона, определяемая согласно п.8.2.8-8.2.14.[6]

Поскольку $x_t = 0.226 \geq 0.5h = 0.5 \cdot 30 = 0.15 [\text{м}]$, то принимается значение $x_t = 0.5 \cdot h = 0.5 \cdot 30 = 0.15 [\text{м}]$.

$$A_{bt} = b \cdot x_t = 1 \cdot 0.15 = 1500[\text{см}^2]$$

$$l_s = 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0.5 \cdot \frac{1500}{5.655} \cdot 1.2 = 159.15[\text{см}]$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона по п.8.2.17.

Поскольку $l_s = 159.15 \geq 40d_s$, то принимается значение $l_s = 40d_s = 40 \cdot 1.2 = 48[\text{см}]$.

Поскольку $l_s = 48 \geq 40\text{см}$, то принимается значение $l_s = 40.0\text{см}$.

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crc1} при $\phi_1 = 1.4$.

$$\sigma_s = \frac{M_l(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{22.572 \cdot 10^4(25.4 - 7.442)}{63.48 \cdot 10^3} \cdot 27.27 = 174155.58[\text{кПа}]$$

где σ_s - напряжение в растянутой арматуре изгибаемых элементах определяемая по формуле 8.129 [6].

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_l} = 1 - 0.8 \cdot \frac{22.24 \cdot 10^4}{22.572 \cdot 10^4} = 0.21$$

где ψ - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами определяемая по формуле 8.138 [6].

$$a_{crc1} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1.4 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.21 \cdot \frac{174155.58}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.052[\text{мм}]$$

Определение ширины раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crc3} при $\phi_1 = 1.0$.

$$a_{crc3} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.21 \cdot \frac{174155.58}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.037[\text{мм}]$$

коэффициент

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок a_{crc2} при $\phi_1 = 1.0$.

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{24.42 \cdot 10^4(25.4 - 7.442)}{63.48} \cdot 27.27 = 188400[\text{кПа}]$$

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0.8 \cdot \frac{22.24 \cdot 10^4}{24.42 \cdot 10^4} = 0.27$$

$$a_{crc2} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.27 \cdot \frac{188400}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.051[\text{мм}]$$

Проверка расчетных условий.

$$a_{crc1} = 0.052[\text{мм}] \leq a_{crc,ult,l} = 0.3[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0.066[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = 0.066 \leq a_{crc,ult} = 0.4$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

11.1.2.Сечение 2-2

Определение момента образования трещин сечения 2-2 согласно рисунку 9, нормальных к продольной оси элемента на один погонный метр плитной части в соответствии с [6].

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/24 \cdot 10^3 = 8.333$$

$$A = h_{02} = 60 \cdot 100 = 6000[\text{см}^2]$$

где A - площадь сечения.

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha = 6000 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 8.333 = 6047.125[\text{см}^2] \quad (8.126)$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента по формуле 8.126 [6].

где α - коэффициент приведения арматуры к бетону по п.8.2.12 [6].

$$S_{t,red} = Ah/2 + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot h'_0 \alpha = 6000 \cdot 60/2 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 55.4 \cdot 8.333 = 180188.5[\text{см}^3]$$

$S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона по п.8.2.12 [6]

$$y_t = S_{t,red}/A_{red} = 180188.5/6047.125 = 29.8[\text{см}]$$

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента по п.8.2.12 [6].

$$I = bh^3/12 + A(h/2 - y_t)^2 = 100 \cdot 60^3/12 + 6000(60/2 - 29.8)^2 = 1800.25 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

$$I_s = A_s \cdot (y_t - a)^2 = 5.655 \cdot (29.8 - 4)^2 = 3.76 \cdot 10^4[\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (h'_0 - y_t)^2 = 0 \cdot (55.4 - 29.8)^2 = 0 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

где I, I_s, I'_s - моменты инерции сечений бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры соответственно по п 8.2.12 [6].

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha = 1800.25 \cdot 10^3 + 3.76 \cdot 10^3 \cdot 8.333 + 0 \cdot 10^3 \cdot 8.333 = 1831.61 \cdot 10^3[\text{см}^4] \quad (8.125)$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по формуле 8.125 [6].

$$W_{red} = I_{red}/y_t = 1831.61/29.8 = 61468.7619[\text{см}^3] \quad (8.123)$$

W_{red} - упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый по формуле (8.123) [6].

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red} = 1.3 \cdot 61468.7619 = 79909.3904[\text{см}^3] \quad (8.122)$$

W_{pl} - упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле (8.122) [6].

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \quad (8.121)$$

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.121)[6].

$$M = 118.18 \cdot 10^4[\text{кг} \cdot \text{см}] > M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 11 \cdot 79909.3904 = 87.9 \cdot 10^4[\text{кг} \cdot \text{см}] \quad (8.116)$$

Трещины образуются в соответствии с условием (8.116) [6].

Расчет

Расчет ширины раскрытия трещин осуществляем в соответствии с [6]

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона определяемый по формуле 8.131 [6].

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}} = \frac{11000}{0.0015} = 7.33 \cdot 10^6 [\text{кПа}]$$

α_{s1} - коэффициент приведения арматуры к бетону по формуле 8.130 [6].

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2 \cdot 10^8}{7.33 \cdot 10^6} = 27.27, \alpha_{s2} = \alpha_{s1}$$

μ_s определяем по п.8.2.28 [6].

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{5.655}{100 \cdot 55.4} = 0.00102, \mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{0}{2.8 \cdot 55.4} = 0$$

x_m - высота сжатой зоны определяемая по формуле 8.150 [6].

$$\begin{aligned} x_m &= h_0 \sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})^2 + 2(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) \cdot \alpha' / h_0} & (8.150) \\ &\quad - (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) = \\ &= 55.4 \sqrt{(0.00102 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)^2 + 2(0.00102 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 \cdot 4/55.4) -} \\ &\quad - (0.00102 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)} = 0.116 [\text{м}] \\ &\quad y_c = x_m \end{aligned}$$

исходя по п.8.2.27 [6].

$$I_s = A_s \cdot (h_0 - y_c)^2 = 5.655 \cdot (55.4 - 11.621)^2 = 10.84 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (y_c - \alpha')^2 = 0 \cdot (11.621 - 4)^2 = 0 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I_b = by_c^3/12 + y_c b(y_c/2)^2 = 11.621^3/12 + 11.621 \cdot (11.621/2)^2 = 523.08 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

где I_b, I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1} = 523.08 + 10.84 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 = 347.91 \cdot 10^3 [\text{см}^4]$$

где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяется по формуле 8.148 [6].

$$x_t = h - x_m = 60 - 0.116 = 0.484 [\text{м}]$$

где x_t - высота растянутой зоны бетона, определяемая согласно п.8.2.8-8.2.14.[6]

Поскольку $x_t = 0.484 \geq 0.5h = 0.5 \cdot 60 = 0.3 [\text{м}]$, то принимается значение $x_t = 0.5 \cdot h = 0.5 \cdot 60 = 0.3 [\text{м}]$.

$$A_{bt} = b \cdot x_t = 1 \cdot 0.3 = 3000 [\text{см}^2]$$

$$l_s = 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0.5 \cdot \frac{3000}{5.655} \cdot 1.2 = 318.3 [\text{см}]$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона по п.8.2.17.

Поскольку $l_s = 318.3 \geq 40d_s$, то принимается значение $l_s = 40d_s = 40 \cdot 1.2 = 48 [\text{см}]$.

Поскольку $l_s = 48 \geq 40 \text{ см}$, то принимается значение $l_s = 40.0 \text{ см}$.

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crc1} при $\phi_1 = 1.4$.

$$\sigma_s = \frac{M_l(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{109.248 \cdot 10^4(55.4 - 11.621)}{347.91 \cdot 10^3} \cdot 27.27 = 374931.02[\text{кПа}]$$

где σ_s - напряжение в растянутой арматуре изгибаемых элементах определяемая по формуле 8.129 [6].

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_l} = 1 - 0.8 \cdot \frac{87.9 \cdot 10^4}{109.248 \cdot 10^4} = 0.36$$

где ψ - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами определяемая по формуле 8.138 [6].

$$a_{crc1} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1.4 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.36 \cdot \frac{374931.02}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.187[\text{мм}]$$

Определение ширины раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crc3} при $\phi_1 = 1.0$.

$$a_{crc3} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.36 \cdot \frac{374931.02}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.134[\text{мм}]$$

коэффициент

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок a_{crc2} при $\phi_1 = 1.0$.

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{118.18 \cdot 10^4(55.4 - 11.621)}{347.91} \cdot 27.27 = 405597.13[\text{кПа}]$$

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0.8 \cdot \frac{87.9 \cdot 10^4}{118.18 \cdot 10^4} = 0.4$$

$$a_{crc2} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.4 \cdot \frac{405597.13}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.164[\text{мм}]$$

Проверка расчетных условий.

$$a_{crc1} = 0.187[\text{мм}] \leq a_{crc,ult,l} = 0.3[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0.218[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = 0.218 \leq a_{crc,ult} = 0.4$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

11.1. Проверка сечений по стороне b

11.2.1. Сечение 1-1

Определение момента образования трещин сечения 1-1 согласно рисунку 10, нормальных к продольной оси элемента на один погонный метр плитной части в соответствии с [6].

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/24 \cdot 10^3 = 8.333$$

$$A = h_{01} = 30 \cdot 100 = 3000[\text{см}^2]$$

где A - площадь сечения.

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha = 3000 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 8.333 = 3047.125 [\text{см}^2] \quad (8.126)$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента по формуле 8.126 [6].

где α - коэффициент приведения арматуры к бетону по п.8.2.12 [6].

$$S_{t,red} = Ah/2 + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot h'_0 \alpha = 3000 \cdot 30/2 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 24.2 \cdot 8.333 = 45188.5 [\text{см}^3]$$

$S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона по п.8.2.12 [6]

$$y_t = S_{t,red}/A_{red} = 45188.5/3047.125 = 14.83 [\text{см}]$$

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента по п.8.2.12 [6].

$$I = bh^3/12 + A(h/2 - y_t)^2 = 100 \cdot 30^3/12 + 3000(30/2 - 14.83)^2 = 225.09 \cdot 10^3 [\text{см}^4]$$

$$I_s = A_s \cdot (y_t - a)^2 = 5.655 \cdot (14.83 - 4)^2 = 0.66 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (h'_0 - y_t)^2 = 0 \cdot (24.2 - 14.83)^2 = 0 \cdot 10^3 [\text{см}^4]$$

где I, I_s, I'_s - моменты инерции сечений бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры соответственно по п 8.2.12 [6].

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha = 225.09 \cdot 10^3 + 0.66 \cdot 10^3 \cdot 8.333 + 0 \cdot 10^3 \cdot 8.333 = 230.61 \cdot 10^3 [\text{см}^4] \quad (8.125)$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по формуле 8.125 [6].

$$W_{red} = I_{red}/y_t = 230.61/14.83 = 15550.6268 [\text{см}^3] \quad (8.123)$$

W_{red} - упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый по формуле (8.123) [6].

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red} = 1.3 \cdot 15550.6268 = 20215.8149 [\text{см}^3] \quad (8.122)$$

W_{pl} - упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле (8.122) [6].

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \quad (8.121)$$

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.121)[6].

$$M = 24.42 \cdot 10^4 [\text{кг} \cdot \text{см}] > M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 11 \cdot 20215.8149 = 22.24 \cdot 10^4 [\text{кг} \cdot \text{см}] \quad (8.116)$$

Трещины образуются в соответствии с условием (8.116) [6].

Расчет

Расчет ширины раскрытия трещин осуществляем в соответствии с [6]

$E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона определяемый по формуле 8.131 [6].

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}} = \frac{11000}{0.0015} = 7.33 \cdot 10^6 [\text{кПа}]$$

α_{s1} - коэффициент приведения арматуры к бетону по формуле 8.130 [6].

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{2 \cdot 10^8}{7.33 \cdot 10^6} = 27.27, \alpha_{s2} = \alpha_{s1}$$

μ_s определяем по п.8.2.28 [6].

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{5.655}{100 \cdot 24.2} = 0.00234, \mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{0}{2.8 \cdot 24.2} = 0$$

x_m - высота сжатой зоны определяемая по формуле 8.150 [6].

$$\begin{aligned} x_m &= h_0 \sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})^2 + 2(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot \alpha' / h_0) -} \\ &\quad - (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})} = \\ &= 24.2 \sqrt{(0.00234 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)^2 + 2(0.00234 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 \cdot 4/24.2) -} \\ &\quad - (0.00234 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27)} = 0.072[\text{м}] \\ y_c &= x_m \end{aligned} \quad (8.150)$$

исходя по п.8.2.27 [6].

$$I_s = A_s \cdot (h_0 - y_c)^2 = 5.655 \cdot (24.2 - 7.234)^2 = 1.63 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (y_c - \alpha')^2 = 0 \cdot (7.234 - 4)^2 = 0 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

$$I_b = by_c^3/12 + y_c b(y_c/2)^2 = 7.234^3/12 + 7.234 \cdot (7.234/2)^2 = 126.19 \cdot 10^4 [\text{см}^4]$$

где I_b, I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1} = 126.19 + 1.63 \cdot 27.27 + 0 \cdot 27.27 = 57.01 \cdot 10^3 [\text{см}^4]$$

где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяется по формуле 8.148 [6].

$$x_t = h - x_m = 30 - 0.072 = 0.228[\text{м}]$$

где x_t - высота растянутой зоны бетона, определяемая согласно п.8.2.8-8.2.14.[6]

Поскольку $x_t = 0.228 \geq 0.5h = 0.5 \cdot 30 = 0.15[\text{м}]$, то принимается значение $x_t = 0.5 \cdot h = 0.5 \cdot 30 = 0.15[\text{м}]$.

$$A_{bt} = b \cdot x_t = 1 \cdot 0.15 = 1500 [\text{см}^2]$$

$$l_s = 0.5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = 0.5 \cdot \frac{1500}{5.655} \cdot 1.2 = 159.15 [\text{см}]$$

где A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона по п.8.2.17.

Поскольку $l_s = 159.15 \geq 40d_s$, то принимается значение $l_s = 40d_s = 40 \cdot 1.2 = 48[\text{см}]$.

Поскольку $l_s = 48 \geq 40\text{см}$, то принимается значение $l_s = 40.0\text{см}$.

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crcl} при $\phi_1 = 1.4$.

$$\sigma_s = \frac{M_l(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{22.572 \cdot 10^4(24.2 - 7.234)}{57.01 \cdot 10^3} \cdot 27.27 = 183191.88 [\text{кПа}]$$

где σ_s - напряжение в растянутой арматуре изгибаемых элементах определяемая по формуле 8.129 [6].

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_l} = 1 - 0.8 \cdot \frac{22.24 \cdot 10^4}{22.572 \cdot 10^4} = 0.21$$

где ψ - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами определяемая по формуле 8.138 [6].

$$a_{crc1} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1.4 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.21 \cdot \frac{183191.88}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.054[\text{мм}]$$

Определение ширины раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок a_{crc3} при $\phi_1 = 1.0$.

$$a_{crc3} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.21 \cdot \frac{183191.88}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.039[\text{мм}]$$

коэффициент

Определение ширины раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок a_{crc2} при $\phi_1 = 1.0$.

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1} = \frac{24.42 \cdot 10^4(24.2 - 7.234)}{57.01} \cdot 27.27 = 198175.39[\text{кПа}]$$

$$\psi = 1 - 0.8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} = 1 - 0.8 \cdot \frac{22.24 \cdot 10^4}{24.42 \cdot 10^4} = 0.27$$

$$a_{crc2} = \phi_1 \phi_2 \phi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 0.27 \cdot \frac{198175.39}{2 \cdot 10^8} \cdot 40 = 0.054[\text{мм}]$$

Проверка расчетных условий.

$$a_{crc1} = 0.054[\text{мм}] \leq a_{crc,ult,l} = 0.3[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0.069[\text{мм}]$$

$$a_{crc} = 0.069 \leq a_{crc,ult} = 0.4$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

Ширина непродолжительного раскрытия трещин не превышает предельное допустимое значение.

11.2.2.Сечение 2-2

Определение момента образования трещин сечения 2-2 согласно рисунку 10, нормальных к продольной оси элемента на один погонный метр плитной части в соответствии с [6].

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/24 \cdot 10^3 = 8.333$$

$$A = h_{02} = 60 \cdot 100 = 6000[\text{см}^2]$$

где A - площадь сечения.

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha = 6000 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 8.333 = 6047.125[\text{см}^2] \quad (8.126)$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента по формуле 8.126 [6].

где α - коэффициент приведения арматуры к бетону по п.8.2.12 [6].

$$S_{t,red} = Ah/2 + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot h'_0 \alpha = 6000 \cdot 60/2 + 5.655 \cdot 8.333 + 0 \cdot 54.2 \cdot 8.333 = 180188.5[\text{см}^3]$$

$S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона по п.8.2.12 [6]

$$y_t = S_{t,red}/A_{red} = 180188.5/6047.125 = 29.8[\text{см}]$$

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента по п.8.2.12 [6].

$$I = bh^3/12 + A(h/2 - y_t)^2 = 100 \cdot 60^3/12 + 6000(60/2 - 29.8)^2 = 1800.25 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

$$I_s = A_s \cdot (y_t - a)^2 = 5.655 \cdot (29.8 - 4)^2 = 3.76 \cdot 10^4[\text{см}^4]$$

$$I'_s = A'_s \cdot (h'_0 - y_t)^2 = 0 \cdot (54.2 - 29.8)^2 = 0 \cdot 10^3[\text{см}^4]$$

где I, I_s, I'_s - моменты инерции сечений бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры соответственно по п 8.2.12 [6].

$$I_{red} = I + I_s\alpha + I'_s\alpha = 1800.25 \cdot 10^3 + 3.76 \cdot 10^3 \cdot 8.333 + 0 \cdot 10^3 \cdot 8.333 = 1831.61 \cdot 10^3[\text{см}^4] \quad (8.125)$$

I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести по формуле 8.125 [6].

$$W_{red} = I_{red}/y_t = 1831.61/29.8 = 61468.7619[\text{см}^3] \quad (8.123)$$

W_{red} - упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый по формуле (8.123) [6].

$$W_{pl} = 1.3 \cdot W_{red} = 1.3 \cdot 61468.7619 = 79909.3904[\text{см}^3] \quad (8.122)$$

W_{pl} - упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле (8.122) [6].

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \quad (8.121)$$

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый по формуле (8.121)[6].

$$M = 70.57 \cdot 10^4[\text{кг} \cdot \text{см}] < M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 11 \cdot 79909.3904 = 87.9 \cdot 10^4[\text{кг} \cdot \text{см}] \quad (8.116)$$

Трещины не образуются в соответствии с условием 8.116 [6].

12. Армирование подколонника

Выполним подбор арматуры для подколонной части фундамента.

Случайный эксцентриситет определяется согласно п.8.1.7.

$$l/600 = 0.9/600 = 0.002[\text{м}], h/30 = 1.2/30 = 0.04[\text{м}].$$

Определяем эксцентриситет приложенной силы с учетом случайного эксцентриситета по П.8.1.7 [6].

$$e_0 = e_a + \frac{M}{N} = 0.04 + \frac{192.5}{950} = 0.24[\text{м}]$$

Где e_a - случайный эксцентриситет.

Определим моменты от полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок в соответствии с П.8.1.15[6].

$$M_1 = M + N(h/2 - a) = 192.5 + 950(1.2/2 - 0.04) = 724.5[\text{кН} \cdot \text{м}]$$

$$M_{l1} = 230.5 + 962(1.2/2 - 0.04) = 769.22[\text{кН} \cdot \text{м}]$$

$$\phi_l = 1 + 769.22/724.5 = 2.062$$

где ϕ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, принимаемый не более 2.

$$\delta_e = \frac{0.24}{1.2} = 0.2$$

δ_e - относительное значение эксцентриситета продольной силы.

$$k_b = \frac{0.15}{\phi_l(0.3 + \delta_e)} = \frac{0.15}{2.062(0.3 + 0.2)} = 0.145$$

$$I = bh^3/12 = 1.1 \cdot 1.2^3/12 = 1584 \cdot 10^{-4}[\text{м}^4]$$

$$I_s = A_s(h/2 - a)^2 + A'_s(h/2 - a')^2 = 22.11 \cdot 10^{-4}(1.2/2 - 0.04)^2 + 22.11 \cdot 10^{-4}(1.2/2 - 0.04)^2 = 13.87 \cdot 10^{-4}[\text{м}^4]$$

где I, I_s - моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента;

Определяем жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии по П.8.1.15[6].

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s = 0.145 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 1584 \cdot 10^{-4} + 0.7 \cdot 2 \cdot 10^8 \cdot 13.87 \cdot 10^{-4} = 744.9 \cdot 10^3$$

где $E_b = 24 \cdot 10^6$ [кПа], - модуль упругости бетона.

$E_s = 2 \cdot 10^8$ [кПа] - модуль упругости арматуры.

Расчетная длина внецентренно сжатого элемента определяется согласно П.8.1.17[6].

$$l_0 = \mu l = 2 \cdot 0.9 = 1.8[\text{м}]$$

где $\mu = 2$ так как элемент с жесткой заделкой на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль).

Условная критическая сила N_{cr} определяется по формуле (8.15)[6].

(8.15)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 744.9 \cdot 10^3}{1.8^2} = 2269082[\text{кН}]$$

Определяем коэффициент η по формуле (8.14)[6].

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 950/2269082} = 1 \quad (8.14)$$

где N - продольная сила от внешней нагрузки.

расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой арматуры определяется по формуле (8.11)[6].

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0.24 \cdot 1 + \frac{1.16 - 0.04}{2} = 0.8[\text{м}]$$

$$\epsilon_{s,el} = R_s/E_s = 435000/2 \cdot 10^8 = 0.0022 \quad (8.11)$$

Высоту сжатой зоны x определим согласно П.8.1.14 по формуле (8.13).

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1+\xi_r}{1-\xi_r} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1-\xi_r)}} = \quad (8.13)$$

$$= \frac{950 + 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{1+0.493}{1-0.493} - 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4}}{8500 \cdot 2.8 + \frac{2 \cdot 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4}}{1.16(1-0.493)}} = 0.225[\text{м}]$$

При этом относительная высота сжатой зоны удовлетворяет условию.

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0.103}{1.16} = 0.194 \leq \xi_r = \frac{0.8}{1 + 0.0022/3.5} = 0.493$$

$$0.194 \leq 0.493$$

Пересчитываем величину сжатой зоны по формуле(8.12)[6].

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{962 + 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4} - 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4}}{8500 \cdot 2.8} = 0.103[\text{м}] \quad (8.12)$$

где A_s, A'_s - площадь сжатой и растянутой арматуры требуемой по расчету подобрана согласно [7].

Производим проверку прочности сечения по условию (8.10).

$$N \cdot e = 962 \cdot 0.8 = 772.23[\text{кН}] \leq R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \quad (8.10)$$

$$8500 \cdot 1.1 \cdot 0.103(1.16 - 0.5 \cdot 0.103) + 435000 \cdot 22.11 \cdot 10^{-4}(1.16 - 0.04) = 2143.63[\text{кН}]$$

Условие (8.10) выполняется. Прочность обеспечена.

По [7] принимаем 22 стержней(я) диаметром $d_s=16[\text{мм}]$ и общей площадью растянутой и сжатой арматуры $A_s = 44.22 [\text{см}^2]$.

13. Вывод конечных результатов расчета

Глубина заложения фундамента:

$$d = 1.3[\text{м}].$$

Габариты фундамента:

$$\text{Длина } l = 3.4[\text{м}].$$

$$\text{Ширина } b = 2.8[\text{м}].$$

$$\text{Высота } h = 1.5[\text{м}].$$

$$\text{Высота ступеней } h_{\text{ст}} = 0.3[\text{м}];$$

Количество ступеней по стороне l , $n = 2$;

Размер вылета ступеней по стороне l .

$$l_1 = 0.5[\text{м}], l_2 = 0.6[\text{м}], ;$$

Количество ступеней по стороне b , $n=2$;

Размер вылета ступеней по стороне b .

$$b_1 = 0.5[\text{м}], b_2 = 0.35[\text{м}], ;$$

Размеры подколонника.

$$l_c = 1.2[\text{м}];$$

$$b_c = 1.1[\text{м}];$$

Используемый класс бетона: B_{15} .

Расчетные характеристики

Расчетное сопротивление грунта основания.

$$R = 152.3[\text{кПа}];$$

Равномерно распределенная нагрузка.

$$P = 127.1[\text{кПа}];$$

$$P_{\text{факт}}/R = 83.45[\%].$$

Давление в угловой точке.

$$P = 195.35[\text{кПа}];$$

$$R^*_{1,5} = 228.45[\text{кПа}], P_{\text{факт}}/1.5^*R = 85.51[\%].$$

Краевое давление.

$P=178.93[\text{кПа}]$;

$R^*1, 2=182.76[\text{кПа}]$, $P_{\text{факт}}/1.2 \cdot R=97.9[\%]$.

Относительные эксцентриситеты.

$\epsilon_x = 0.0218$, $\epsilon_{\text{факт}}/\epsilon_{\text{доп}} = 8.72[\%]$.

$\epsilon_y = 0.0681$, $\epsilon_{\text{факт}}/\epsilon_{\text{доп}} = 27.24[\%]$.

Условие продавливание плитной части

$F_{\text{факт}} = 286.68[\text{кН}] \leq F_{\text{доп}} = 667.47[\text{кН}]$, $F_{\text{факт}}/F_{\text{доп}} = 42.95[\%]$.

Расчет анкера под металлическую колонну

Тип колонны: одноветвевая

Конструкция выбранного анкерного болта: с отгибом.

Ширина анкерной плиты: 0.65[м].

Длина анкерной плиты: 0.8[м].

Минимальное расстояние между болтами: 0.12[м].

Диаметр выбранного анкера.

$d_6=20[\text{мм}]$;

Усиление затяжки болта.

$F_0=-19094.48[\text{кгс}]$;

Минимальная глубина заделки анкерного болта.

$H_0=60.69[\text{см}]$;

Армирование плитной части

Подобранная площадь арматуры приведена на 1 погонный метр плитной части.

Толщина защитного слоя 40 [мм];

Используемый класс арматуры: А500.

Армирование по стороне l .

$\emptyset 12$, $A_s=5.655[\text{см}^2]$, шаг 200 [мм];

Армирование по стороне b .

$\emptyset 12$, $A_s=5.655[\text{см}^2]$, шаг 200 [мм];

Прочностные характеристики плитной части

Приведены на 1 погонный метр плитной части фундамента.

По стороне l .

Сечение 1-1.

$$M = 24.418[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{ult} = 58.92[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 41.44 \%;$$

По стороне l .

Сечение 2-2.

$$M = 118.184[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{ult} = 132.72[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 89.05 \%;$$

По стороне b .

Сечение 1-1.

$$M = 24.418[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{ult} = 55.97[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 43.63 \%;$$

По стороне b .

Сечение 2-2.

$$M = 70.568[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{ult} = 129.77[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 54.38 \%;$$

Образование трещин и ширина их раскрытия

Расчет приведен на 1 погонный метр плитной части фундамента.

По стороне l .

Сечение 1-1.

$$M = 24.42[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{crc} = 22.24[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 109.8 \%;$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc1} = 0.052[\text{мм}], a_{crc,ult,l} = 0.3[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 17.33 \%;$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc} = 0.066[\text{мм}], a_{crc,ult} = 0.4[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 16.5 \%;$$

По стороне l .

Сечение 2-2.

$$M = 118.18[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{crc} = 87.9[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 134.45 \%;$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc1} = 0.187[\text{мм}], a_{crc,ult,l} = 0.3[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 62.33 \%;$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc} = 0.218[\text{мм}], a_{crc,ult} = 0.4[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 54.5 \%$$

По стороне b .

Сечение 1-1.

$$M = 24.42[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{crc} = 22.24[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 109.8 \%$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc1} = 0.054[\text{мм}], a_{crc,ult,1} = 0.3[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 18 \%$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин.

$$a_{crc} = 0.069[\text{мм}], a_{crc,ult} = 0.4[\text{мм}], a_{\text{факт}}/a_{\text{доп}} = 17.25 \%$$

По стороне b .

Сечение 2-2.

$$M = 70.57[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{crc} = 87.9[\text{кН} \cdot \text{м}], M_{\text{факт}}/M_{\text{доп}} = 80.28 \%$$

Армирование подколонной части

$$\emptyset 16, A_s = 22.11[\text{см}^2].$$

$$\emptyset 16, A'_s = 22.11[\text{см}^2].$$

Количество стержней в сечении $n = 22$.

Прочность подколонника

$$N_{\text{доп}} = 2143.63[\text{кН}], N_{\text{факт}} = 772.23[\text{кН}], N_{\text{факт}}/N_{\text{доп}} = 36.02 \%$$

Список используемой литературы

1. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями *N* 1, 2).
2. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменениями *N* 1, 2).
3. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
4. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 02.02.01-83).
5. СП 43.13330.2012 Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85 (с Изменениями *N* 1, 2).
6. ГОСТ 24379.0-2012 Болты фундаментные. Общие технические условия.
7. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003).
8. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003.
9. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (с Изменениями *N* 1, 2, 3, 4, 5).