

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

**Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего
профессионального образования
«Казанский (Приволжский) федеральный
университет»**

Корчагин О.П., Зонина С.В.,

Лагутина Н.В.

***Несущие конструкции одноэтажного
промышленного здания с мостовыми
кранами режимов работы 5К, 6К
(группы А6, А7)***

*Учебное пособие в двух частях
2 часть*



*Набережные Челны
2016*

УДК 624.012.45(075.8)

Корчагин О.П., Зонина С.В.,

Лагутина Н.В.

Несущие конструкции одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами режимов работы 5К, 6К (групп А6, А7). Учебное пособие в двух частях. 2 часть. - Набережные Челны: Изд.-полигр. центр Набережночелнинского ин-та К(П)ФУ, 2016.-96 с.

Учебное пособие предназначено для студентов очной и заочной форм обучения бакалавров по направлению 08.03.01 «Строительство» специализаций «Промышленное и гражданское строительство», «Экспертиза и управление недвижимостью», «Автомобильные дороги и аэродромы» и магистрантов по направлению 08.04.01 «Теория и проектирование зданий и сооружений» в помощь при выполнении выпускных квалификационных работ, а также курсовых и расчётно-графических работ по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции». В учебном пособии приведены общие сведения, аннотационный материал по расчётам и конструированию элементов каркасов одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами режимов работы 5К, 6К (групп А6, А7), а также конкретные примеры расчёта и конструирования конструкций. Во 2 части рассмотрен каркас, состоящий из трапециевидных ферм и двухветвевых колонн сквозного сечения.

Рецензент: к.т.н, доцент кафедры ПГС и СМ Столбов А.В.

Рис. 22, Табл. 14, Прил. 5.

Печатается по решению УМК Набережночелнинского института Казанского (Приволжского) федерального университета.

© Набережночелнинский институт К(П)ФУ, 2016 г.

© Корчагин О.П., Зонина С.В.,

Лагутина Н.В.

Введение

Данное учебное пособие в двух частях предназначено для выполнения курсового проекта по теме «Несущие конструкции одноэтажного промышленного здания с мостовыми кранами режимов работы 5К, 6К (групп А6, А7)», выполняемого по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

Учебное пособие может быть использовано при выполнении дипломного проекта.

При работе над курсовым проектом выполняется расчетно-пояснительная записка на 40÷50 листах, которая содержит разделы:

- а) компоновка конструктивной схемы здания;
- б) разработка системы вертикальных и горизонтальных связей по покрытию и по колоннам;
- в) определение нагрузок на поперечную раму;
- г) статический расчет поперечной рамы на ЭВМ;
- д) определение комбинации нагрузок и расчетных усилий в сечениях рамы;
- е) расчет и конструирование сплошной или двухветвевой внецентренно сжатой колонны крайнего ряда;
- ж) расчет и конструирование фундамента под колонну крайнего ряда;
- з) расчет и конструирование предварительно напряженной стропильной фермы.

Графическая часть выполняется на 1,5÷2 листах формата А1 (594х841мм) и содержит:

- а) поперечный разрез здания;
- б) схему вертикальных связей;
- в) схему горизонтальных связей;
- г) рабочие чертежи рассчитанных конструкций (колонны, фундамента, фермы) и их арматурных изделий;

- д) спецификации железобетонных изделий и арматуры;
- е) ведомость расхода стали на каждый элемент.

Задание на проектирование

Количество пролетов в здании – 2.

Ширина пролетов: крайнего – 18м,

Шаг колонн: крайнего ряда – 6м,
среднего – 12м.

Отметка головки кранового рельса – 10,320м.

Грузоподъемность мостового крана – $Q=30/5$ м.

Количество кранов в каждом пролете -2.

Тип фермы покрытия – трапециевидная.

Расчетное сопротивление грунта $R_0=0,31$ МПа.

Район (город) строительства – г. Казань (IV снеговой, II ветровой район, средняя скорость ветра в зимний период $v=5$ м/с).

Здание отапливаемое.

Количество температурных блоков – 2.

Покрытие – сборные ж/б плиты с утеплителем и рулонной кровлей. *В сборе нагрузок студент оговаривает конкретные марки слоёв кровли, их плотность и толщину, необходимые для подсчёта собственного веса.*

Наружные стены – навесные панельные ж/б.

Остекление – ленточное.

1. Компонировка поперечной рамы

1.1. Определение высоты здания

Высота от уровня верха фундамента до низа несущей конструкции:

$$H = H_B + H_t$$

где H_B – высота подкрановой части колонны;

H_t – высота надкрановой части колонны;

Высота подкрановой части колонны (от уровня верха фундамента до верха консоли):

$$H_B = H_I - h_r - h_{CB} + a_1 = 10,32 - 0,15 - 1,4 + 0,15 = 8,92 \text{ м,}$$

где $H_I = 10,32$ м – отметка головки кранового рельса;

$h_r = 0,15$ м – высота рельса ([5], прил. 1, табл. 4);

h_{CB} – высота подкрановой балки;

т.к. грузоподъемность мостового крана $Q = 30/5$ т – принимаем железобетонную подкрановую балку (при $Q > 30$ т используются стальные подкрановые балки);

$h_{CB} = 1,4$ м согласно таблице;

$a_1 = 0,15$ – расстояние от уровня верха фундамента до чистого пола (+0,000).

Высота надкрановой части колонны (от верха консоли до низа несущей конструкции):

$$H_t = H_{cr} + h_r + h_{CB} + a_2 = 2,75 + 0,15 + 1,4 + 0,172 = 4,472 \text{ м,}$$

где $H_{cr} = 2,75$ – высота мостового крана ([5], прил. 1, табл. 4);

a_2 – расстояние от верхней точки тележки мостового крана до нижней точки прогнутой несущей конструкции ригеля (фермы);

$$a_2 = 0,1 + \frac{1}{250} \cdot L = 0,1 + \frac{1}{250} \cdot 18 = 0,172 \text{ м.}$$

$$H = 8,92 + 4,472 = 13,392 \text{ м}$$

Отметка низа несущей конструкции покрытия:

$$H_n = H - a_1 = 13,392 - 0,15 = 13,242 \text{ м.}$$

С учетом модуля кратности 0,6м принимаем отметку низа несущей конструкции покрытия (отметку верха колонны)

$$H_n = 13,8 \text{ м.}$$

Так как отметка уровня головки кранового рельса задана технологическими требованиями, корректируем высоту надкрановой части колонны:

$$H = H_n + a_1 = 13,8 + 0,15 = 13,95 \text{ м;}$$

$$H_B = 8,92 \text{ м; } H_t = H - H_B = 13,95 - 8,92 = 5,03 \text{ м.}$$

Назначаем высоту фермы из условия:

$$H_\phi = \frac{L}{10} = \frac{18}{10} = 1,80 \text{ м}$$

Высота трапециевидной фермы у опоры с учетом уклона верхнего пояса:

$$H_\phi = 1,8 - \frac{18}{2} \cdot \frac{1}{12} = 1,8 - 0,75 = 1,05 \text{ м.}$$

Приняв толщину покрытия 0,6 м, получим отметку верха здания в середине пролета:

$$H_n + H_\phi + 0,6 = 13,8 + 1,8 + 0,6 = 16,2 \text{ м.}$$

С учетом высоты парапетной плиты 0,6м получим отметку верха стенового ограждения:

$$H_n + H_\phi + 2 \cdot 0,6 = 13,8 + 1,8 + 2 \cdot 0,6 = 16,8 \text{ м.}$$

С учетом модуля кратности 0,6 корректируем отметку верха стенового ограждения и принимаем её равной 16,8м.

Расстояние в свету между верхней кромкой мостового крана и нижней кромкой фермы:

$$a_3 = a_2 + (13,8 - 13,242) = 0,172 + 0,558 = 0,73 \text{ м.}$$

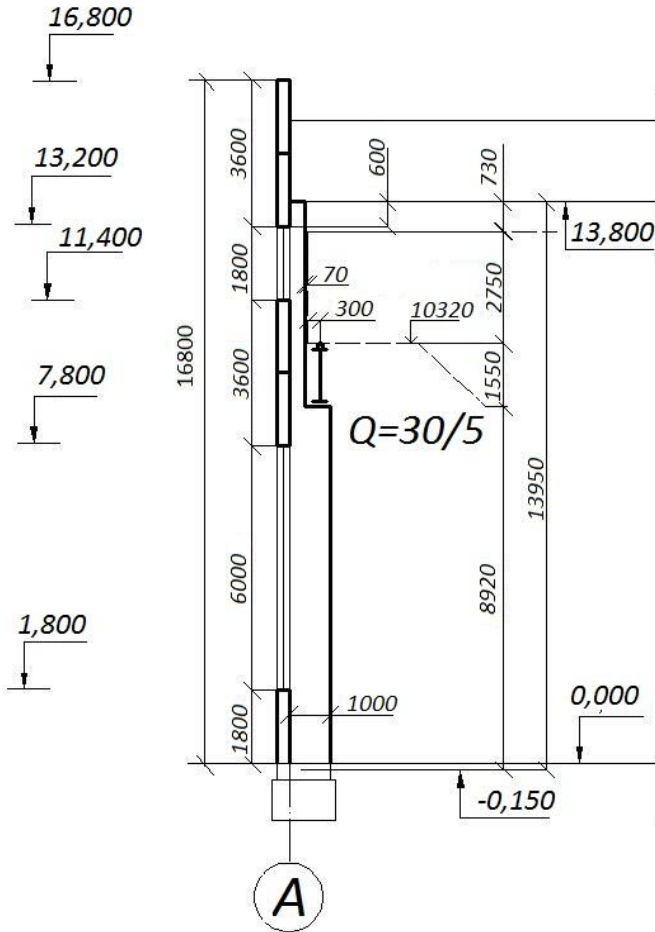


Рисунок 1 – Конструктивная схема поперечной рамы.

1.2. Определение размеров сечений колонн каркаса.

1.2.1 Колонна крайнего ряда.

Привязка грани крайней колонны к координатной оси здания нулевая, так как шаг колонн крайнего ряда $B=6\text{м}$, грузоподъемность мостового крана $Q=30/5\text{ т}$.

Высота сечения надкрановой части:

$$h_i = (a + \lambda) - B_1 - \Delta r = (0 + 0,75) - 0,3 - 0,07 = 0,38\text{м};$$

$$h_i = 38\text{ см};$$

где $a=0\text{ м}$ – привязка грани колонны к координатной оси здания;

$\lambda=0,75$ – привязка оси подкрановой балки к координатной оси здания;

$B_f=0,3\text{ м}$ – горизонтальный габарит мостового крана $Q=30/5\text{ т}$ от оси кранового рельса;

Δr – технологический зазор между внутренней гранью надкрановой части колонны и краном ($\Delta r_{\min}=0,07\text{ м}$).

Высота сечения подкрановой части колонны:

- так как высота здания $H_n=13,8\text{ м} > 10,8\text{ м}$ и грузоподъемность мостового крана $Q=30/5\text{ т}$, то в подкрановой части колонна принимается двухветвевая;

- из условия жесткости:

$$h_n = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14} \right) \cdot H_B = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14} \right) \cdot 8,92 = (0,892 \div 0,637)\text{ м};$$

- из условия опирания подкрановой балки:

$$h_n = a + \lambda + \frac{h_{br}}{2} = 0 + 0,75 + \frac{0,25}{2} = 0,875\text{ м};$$

где $h_{br}=0,25\text{ м}$ – высота сечения ветви (для колонн с мостовыми кранами $Q>30/5\text{ т}$ принимается $h_{br}=0,3\text{ м}$).

Принимает $h_n=1\text{ м} = 100\text{ см}$.

Ширина сечения:

$$b_n = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot H_B = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot 8,92 = (0,446 \div 0,297)\text{ м}$$

Принимаем $b=b_n=b_t=0,4\text{ м}$.

Компоновка сечения подкрановой части колонны:

-высота сечения ветви $h_{br}=0,25\text{ м}$;

-расстояние между осями ветвей

$$c=h_r-h_{br}=100-25=75\text{ см};$$

-высота сечения распорок

$$h_r=(1,5 \div 2) \cdot h_{br} = (1,5 \div 2) \cdot 25=(37,5 \div 50)\text{ см};$$

принимаем $h_r=40\text{ см}$;

-расстояние между осями распорок принимаем из условия

$$S=(8\div 10)\cdot h_{br}=(8\div 10)\cdot 25=(200\div 250)\text{см.}$$

Распорки размещаем так, чтобы размер от уровня пола до низа первой распорки составлял не менее 1,8м. Нижнюю распорку располагаем ниже уровня пола.

Высота сечения нижней распорки $h_r'' \geq 20\text{см}$.

Высота сечения верхней распорки $h_r^B \geq 2h_r = 2 \cdot 40 = 80\text{см}$.

Ширину сечения распорок принимаем равной ширине сечения подкрановой части колонны.

-глубина заделки колонны в стакан фундамента принимаем равной большему из двух размеров, м:

$$\begin{cases} h_3 \geq 0,5 + 0,33 \cdot h_n = 0,5 + 0,33 \cdot 1 = 0,83 \\ h_3 \geq 1,5 \cdot b_n = 1,5 \cdot 40 = 0,6\text{м} \end{cases}$$

и условия: $h_3 \leq 1,2\text{м}$.

Кроме этого глубина заделки должна быть проверена на условие достаточной анкеровки продольной рабочей арматуры колонны в стакане фундамента.

Предварительно принимаем $h_3=0,9\text{м}$.

Проверка принятых размеров поперечного сечения надкрановой части колонны по условиям гибкости в соответствии с [2](п.5.3; п.3.25 и табл.32):

$$\frac{l_0}{l} < [120] \text{ или } \frac{l_0}{l} < [35].$$

При учете нагрузки от кранов:

а) в плоскости рамы $l_0=2 \cdot H_t=2 \cdot 5,03=10,06\text{м}$;

$$\frac{l_0}{h_t} = \frac{10,06}{0,38} = 26,5 < [35];$$

б) из плоскости рамы(при наличии связей)

$l_0=1,5 \cdot H_t=1,5 \cdot 5,03=7,545 \text{ м}$;

$$\frac{l_0}{b_t} = \frac{7,545}{0,38} = 18,86 < [35].$$

Без учета нагрузки от кранов:

а) в плоскости рамы $l_0=2,5 \cdot H_t=2,5 \cdot 5,03=12,575\text{м};$

$$\frac{l_0}{h_t} = \frac{12,575}{0,38} = 33,09 < [35];$$

б) из плоскости рамы

$l_0=1,5 \cdot H_t=1,5 \cdot 5,03=7,545\text{ м};$

$$\frac{l_0}{b_t} = \frac{7,545}{0,38} = 18,86 < [35].$$

1.2.2. Колонна среднего ряда

Высота сечения надкрановой части колонны

$$h_t=0,38 \cdot 2=0,76\text{м}.$$

Принимаем $h_t=70\text{ см}.$

Высота сечения подкрановой части колонны.

Т.к. грузоподъемность мостового крана $Q=30\text{т}$, высота сечения подкрановой части колонны определяется из условия совмещения осей подкрановых балок с осями ветвей колонны, т.е.

$$c=2 \cdot \lambda=2 \cdot 75=150\text{ см}.$$

Высоту сечения ветвей принимаем $h_{br}=30\text{см}.$

Высота сечения подкрановой части колонны

$$h_H=c+h_{br}=150+30=180\text{ см}.$$

При кранах грузоподъемностью 30 т и отметки головки кранового рельса до 12 м в целях уменьшения общей высоты сечения подкрановой части колонны допускается смещение оси подкрановой балки с оси ветви. В этом случае высоту принимают $h_H=120 \dots 160\text{см}.$

Ширина сечения:

$$b_n = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot H_B = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot 8,92 = (0,446 \div 0,297)\text{м}.$$

Принимаем $b=b_H=b_t=0,5\text{м}.$

Компоновка сечения подкрановой части колонны:

- высота сечения ветви $h_{br}=30\text{см}$;

- расстояние между осями ветвей

$$c = h_H - h_{br} = 160 - 30 = 130\text{см};$$

- высота сечения распорок

$$h_r = (1,5 \div 2) \cdot h_{br} = (1,5 \div 2) \cdot 30 = (45 \div 60)\text{см};$$

принимаем $h_r=50\text{см}$;

- расстояние между осями распорок принимаем из условия

$$S = (8 \div 10) \cdot h_{br} = (8 \div 10) \cdot 30 = (240 \div 300)\text{см}.$$

Распорки размещаем так, чтобы размер от уровня пола до низа первой распорки составлял не менее 1,8м.

Нижнюю распорку располагаем ниже уровня пола.

Высота сечения нижней распорки $h_r'' \geq 20\text{см}$;

Высота сечения верхней распорки

$$h_r^B \geq 2h_r = 2 \cdot 50 = 100\text{см}.$$

Ширина сечения распорок принимаем равной ширине сечения подкрановой части колонны.

- глубина заделки колонны в стакан фундамента принимаем равной большему из двух размеров, м:

$$\begin{cases} h_3 \geq 0,5 + 0,33 \cdot h_n = 0,5 + 0,33 \cdot 1,6 = 1,028 \\ h_3 \geq 1,5 \cdot b_n = 1,5 \cdot 40 = 0,75\text{м} \end{cases};$$

и условия: $h_3 \leq 1,2\text{м}$;

Предварительно принимаем $h_3=1,2\text{м}$.

Проверка принятых размеров поперечного сечения надкрановой части колонны по условиям гибкости в соответствии с [2](п.5.3; п.3.25 и табл.32):

$$\frac{l_0}{l} < [120] \text{ или } \frac{l_0}{h} < [35].$$

При учете нагрузки от кранов:

Расчётная длина l_0

а) в плоскости рамы $l_0=2 \cdot H_f=2 \cdot 5,03=10,06\text{м}$;

$$\frac{l_0}{h_t} = \frac{10,06}{0,7} = 14,37 < [35];$$

б) из плоскости рамы (при отсутствии связей)

$$l_0 = 2 \cdot H_t = 2 \cdot 5,03 = 10,06 \text{ м};$$

$$\frac{l_0}{b_t} = \frac{10,06}{0,5} = 20,12 < [35].$$

Без учета нагрузки от кранов:

а) в плоскости рамы $l_0 = 2,5 \cdot H_t = 2,5 \cdot 5,03 = 12,575 \text{ м};$

$$\frac{l_0}{h_t} = \frac{12,575}{0,7} = 17,96 < [35];$$

б) из плоскости рамы $l_0 = 2 \cdot H_t = 2 \cdot 5,03 = 10,06 \text{ м};$

$$\frac{l_0}{b_t} = \frac{10,06}{0,5} = 20,12 < [35].$$

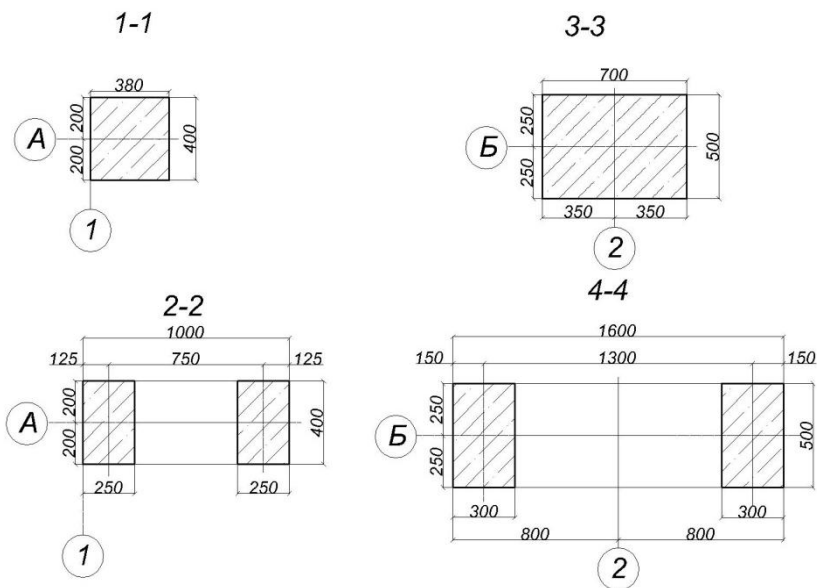


Рисунок 2 – Сечения колонны.

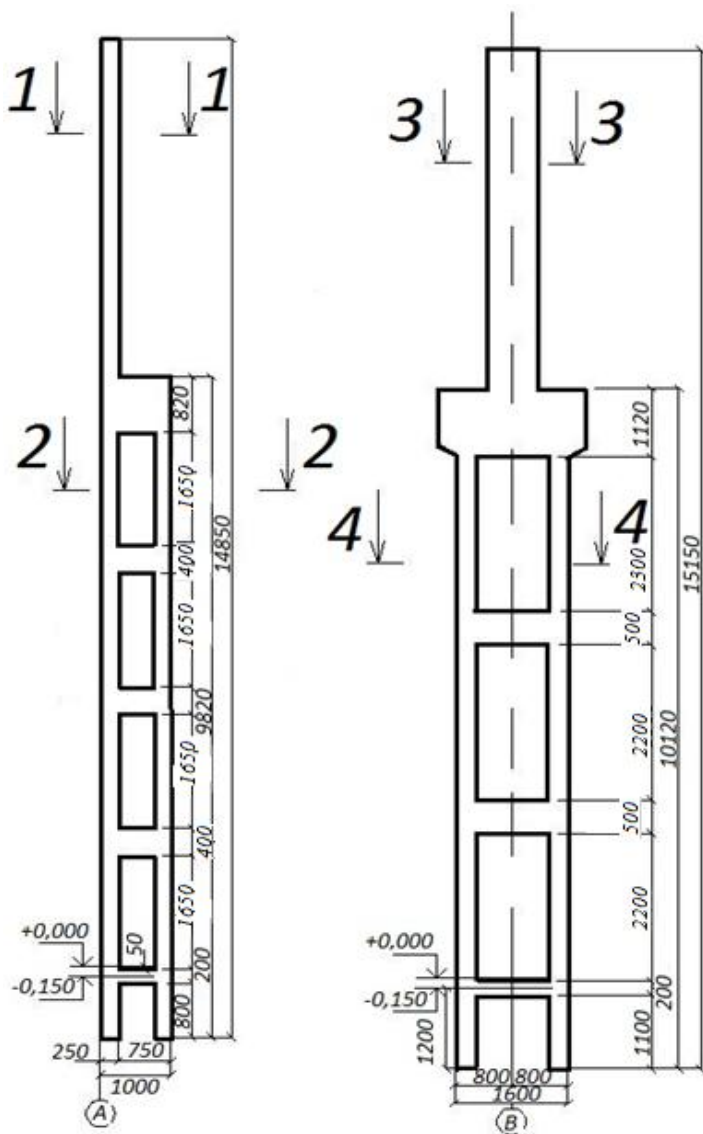


Рисунок 3 – Колонны крайнего и среднего ряда.

2. Определение нагрузок на поперечную раму

2.1. Постоянная нагрузка

2.1.1. Нагрузка от веса покрытия

Таблица 1

Нагрузка	Нормативная нагрузка $H / м^2$	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $H / м^2$
1. Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3х6 м с учетом заливки швов	1350	1,1	1485
2. Обмазочная пароизоляция	50	1,3	65
3. Утеплитель (готовые плиты) толщиной 150 мм , $\rho = 40кг / м^3 = 400Н / м^3$ $1,1*1,0*400*0,15$	60	1,2	72
4. Цементная стяжка толщиной 20 мм, $\rho = 1800кг / м^3 =$ $= 18000Н / м^3$ $1,0*1,0*18000*0,02$	360	1,3	468
5. Рулонная кровля на битумной мастике	200	1,3	260
Итого:	2020	-	2350

Расчетное опорное давление фермы:

- от покрытия

$$2,350 \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 2,350 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 126,9 \text{ кН};$$

- от веса фермы

$$5 \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_f = 5 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1,1 = 49,5 \text{ кН};$$

где 5 кН/м – вес 1 пм железобетонной фермы.

Расчетная нагрузка от веса покрытия с учетом коэффициента надежности здания $\gamma_n=1,0$:

- на крайнюю колонну

$$F_I = (126,9 + 49,5) \cdot 1,0 = 176,4 \text{ кН};$$

- на среднюю колонну

$$F_2 = 4 \cdot F_I = 4 \cdot 176,4 = 705,6 \text{ кН};$$

2.1.2. Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайняя колонна:

- надкрановая часть

$$F_3 = 0,38 \cdot 0,4 \cdot 5,03 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 21,03 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$F_4 = [0,4 \cdot 1,8,92 - 4 \cdot 0,4 \cdot (1 - 2 \cdot 0,25) \cdot 1,7] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 60,72 \text{ кН};$$

Средняя колонна:

- надкрановая часть

$$F_5 = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 5,03 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 48,1 \text{ кН};$$

- подкрановая часть

$$F_6 = [0,5 \cdot 1,6 \cdot 8,92 - 2 \cdot 0,5 \cdot (1,6 - 2 \cdot 0,3) \cdot 2,3 - 0,5 \cdot (1,6 - 2 \cdot 0,3) \cdot 2,2] \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 102,74 \text{ кН}$$

2.1.3. Расчетная нагрузка от веса подкрановой балки с рельсом

Для мостового крана грузоподъемностью $Q \leq 50$ т применяются железобетонные подкрановые балки.

$$F_7 = G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 49,5 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 54,45 \text{ кН}$$

где $G = 49,5 \text{ кН}$ – расход стали на подкрановую балку с рельсом;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для металлических конструкций.

(Для мостовых кранов грузоподъемностью $Q \geq 50$ т применяются стальные подкрановые балки).

2.1.4. Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей

Расчетная нагрузка, передаваемая на колонну с отм.
16.800 ÷ 13.200 м:

$$F_8 = g_1 \cdot \Sigma h \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n =$$
$$= 2,5 \cdot (16,8 - 13,2) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 59,4 \text{ кН}$$

где g_1 – вес 1 м^2 стеновых панелей.

Расчетная нагрузка, передаваемая на колонну с отм.
13.200 ÷ 7.800 м:

$$F_9 = (g_2 \cdot h_1 + g_1 \cdot \Sigma h) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n =$$
$$= (0,4 \cdot 1,8 + 2,5 \cdot 3,6) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 64,15 \text{ кН}$$

где $g_2 = 0,4 \text{ кН/м}^2$ – вес 1 м^2 остекления;

h_1 – высота остекления.

Расчетная нагрузка, передаваемая непосредственно на фундаментную балку с отм. 7.800 ÷ 0,000 м:

$$F_{10} = (0,4 \cdot 6 + 2,5 \cdot 1,8) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 45,54 \text{ кН.}$$

2.2. Временные нагрузки

2.2.1. Снеговая нагрузка

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия в соответствии с п.4[3]

$$S = S_0 \cdot \mu = 2,4 \cdot 1 \cdot 0,85 = 2,04 \text{ кН/м}^2,$$

где $S_0 = 2,4 \text{ кПа}$ – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для IV снегового района;

$\mu = 1$ – коэффициент перехода отвеса покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие при угле наклона покрытия $\alpha \leq 25\%$ ($i = 1:12$, $\alpha = 4,76^\circ$);

0,85 – понижающий коэффициент для покрытий с уклоном от 12 до 20%, проектируемых в районах с $v \geq 4 \text{ м/с}$ ($v = 5 \text{ м/с}$).

Расчетная снеговая нагрузка:

- на крайнюю колонну

$$F_{10} = S \cdot B \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_n = 2,04 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1,0 = 110,16 \text{ кН};$$

- на среднюю колонну

$$F_{10} = 4 \cdot 110,16 = 440,64 \text{ кН},$$

2.2.2. Крановые нагрузки

Вес поднимаемого груза $Q = 300$ кН. Пролет мостового крана $18 - 2 \cdot 0,75 = 16,5$ м. Согласно стандарту на мостовые краны среднего режима работы ([5] прил.1, табл.3):

- расстояние между колесами $K = 5000$ мм;

- ширина крана $M = 6300$ мм;

- давление колеса на подкрановый рельс

$$F_n^{\max} = 280 \text{ кН};$$

- вес тележки с краном $G_g + G = 425$ кН;

- вес тележки $G = 120$ кН.

Строим линию влияния давления двух подкрановых балок на колонну для определения суммы ординат.

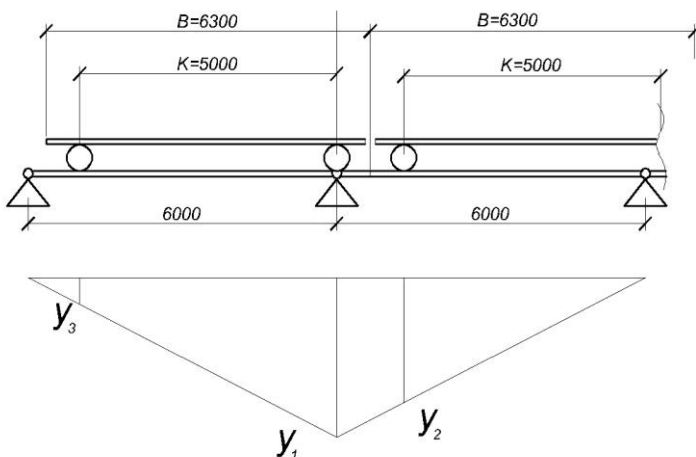


Рисунок 4 – Линия влияния давления двух подкрановых балок на колонну

$$y_1=1; y_2 = 0,783; y_3=0,167,$$

$$\Sigma y_i = y_1 + y_2 + y_3 = 1 + 0,783 + 0,167 = 1,95.$$

Расчетное максимальное давление на колесо крана

$$F_{max} = F_{n,max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 280 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 308 \text{ кН},$$

Расчетная минимальная тормозная сила на колесо крана

$$F_{min} = F_{n,min} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 82,5 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 90,75 \text{ кН},$$

где

$$F_{n,min} = \frac{Q + G_g + G}{2} - F_{n,max} = \frac{300 + 425}{2} - 280 = 82,5 \text{ кН}.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

$$H_{max} = \frac{Q + G}{20} \cdot 0,5 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \frac{300 + 120}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 10,97 \text{ кН}$$

(при гибкой подвеске).

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетания $\psi = 0,85$:

$$- D_{max} = F_{max} \cdot \psi \cdot \Sigma y_i = 308 \cdot 0,85 \cdot 1,95 = 510,51 \text{ кН},$$

$$- D_{min} = F_{min} \cdot \psi \cdot \Sigma y_i = 90,75 \cdot 0,85 \cdot 1,95 = 150,42 \text{ кН}.$$

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении

$$H = H_{max} \cdot \psi \cdot \Sigma y_i = 19,93 \cdot 0,85 \cdot 1,95 = 33,03 \text{ кН}.$$

2.2.3. Ветровая нагрузка

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c,$$

где $\omega_0 = 0,3 \text{ кПа} = 0,3 \text{ кН/м}^2$ – нормативное значение ветрового давления на II ветрового района ([3]), табл. 5, карта №3);

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте ([3]), табл. 7), тип местности В;

c – аэродинамический коэффициент ([3]), прилож. 4).

При условиях $h_1/l = 16,8/(2 \cdot 18) = 0,46 < 0,5$ и $b/l = 72/(2 \cdot 18) = 2$.

Значение аэродинамического коэффициента:

$c_e = 0,8$ – с наветренной стороны,

$c_{e3} = -0,5$ – с подветренной стороны.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки ω_m с наветренной стороны:

- для части здания высотой до 5 м от поверхности земли при коэффициенте $k = 0,5$:

$$\omega_{m1} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,8 = 0,12 \text{ кН/м}^2;$$

- то же на высоте 10 м при $k = 0,65$:

$$\omega_{m2} = 0,3 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 0,156 \text{ Н/м}^2;$$

- то же на высоте 20 м при $k = 0,85$:

$$\omega_{m2} = 0,3 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 0,204 \text{ Н/м}^2;$$

- то же, на высоте 16,8 м в соответствии с линейной интерполяцией: $0,189 \text{ кН/м}^2$

- то же, на высоте 13,8 м в соответствии с линейной интерполяцией

$$\omega_{m5} = 0,156 + \frac{(0,204 - 0,156)}{10} \cdot (13,8 - 10) = 0,174 \text{ кН/м}^2$$

Переменную по высоте ветровую нагрузку с наветренной стороны заменяем равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной балки длиной 13,8 м:

$$\omega_m = \frac{2M_{act}}{H_0^2} = \frac{2 \cdot \left[\frac{\omega_{m1} \cdot 5^2}{2} + \frac{\omega_{m1} + \omega_{m2}}{2} \cdot (10 - 5) \cdot \left(\frac{10 - 5}{2} + 5 \right) + \frac{\omega_{m2} + \omega_{m5}}{2} \cdot (13,8 - 10) \cdot \left(\frac{13,8 - 10}{2} + 10 \right) \right]}{13,8^2} =$$
$$2 \cdot \left[\frac{0,12 \cdot 5^2}{2} + \frac{0,12 + 0,156}{2} \cdot (10 - 5) \cdot \left(\frac{10 - 5}{2} + 5 \right) + \frac{0,156 + 0,174}{2} \cdot (13,8 - 10) \cdot \left(\frac{13,8 - 10}{2} + 10 \right) \right] =$$
$$13,8^2$$

$$= 0,148 \text{ кН/м}^2.$$

С подветренной стороны

$$\omega_{ms} = \left(\frac{c_{e3}}{c_e} \right) \cdot \omega_m = \frac{0,5}{0,8} \cdot 0,148 = 0,0925 \text{ кН/м}^2$$

Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонну до отметки 13,8м при коэффициенте надежности по назначению здания $\gamma_n = 1,0$:

-с наветренной стороны

$$p = \omega_m \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,148 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 1,24 \text{ кН/м};$$

-с подветренной стороны

$$p_s = -\omega_{ms} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,0925 \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 1,0 = 0,77 \text{ кН/м}.$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка выше отметки 13,8м:

$$W = \frac{(\omega_{m4} + \omega_{m5})}{2} \cdot (16,8 - 13,8) \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n (c_e + c_{e3}) =$$

$$= \frac{(0,189 + 0,174)}{2} \cdot (16,8 - 13,8) \cdot 6 \cdot 1,4 \cdot 1,0 (0,8 + 0,5) = 5,94 \text{ кН}.$$

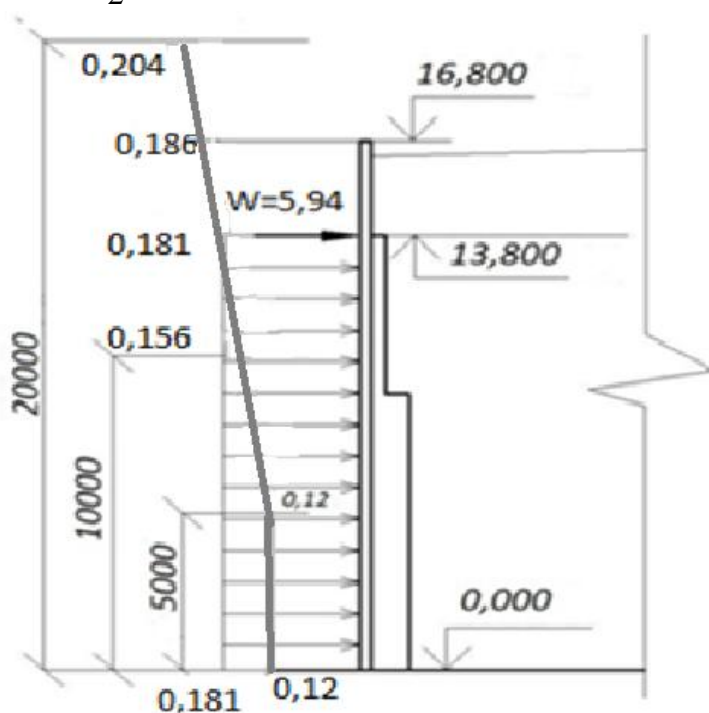


Рисунок 5 – Эпюра ветрового давления.

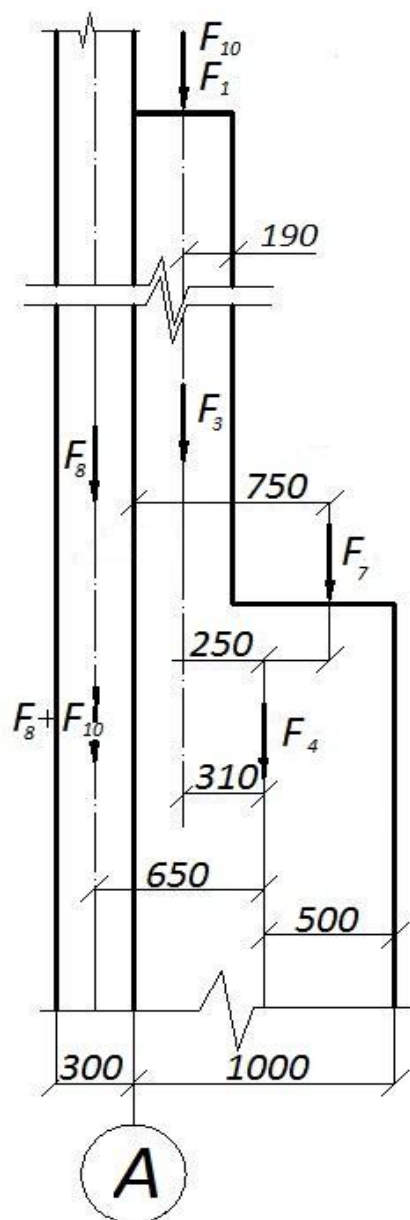


Рисунок 6 – Эксцентриситеты продольных сил в крайней колонне.

Результаты расчёта

СЕЧЕНИЕ крайней стойки

сечение 0-1		сечение 1-0		сечение 1-2			сечение 2-1		
М	N	М	N	М	N	Q	М	N	Q
постоянная									
-20.20	235.80	20.92	261.58	-68.37	316.03	8.17	4.53	436.15	8.17
снеговая									
0.00	110.16	9.01	110.16	-25.14	110.16	1.79	-9.17	110.16	1.79
ветер слева									
0.00	0.00	-29.44	0.00	-29.44	0.00	-2.73	-4.49	0.00	8.33
ветер справа									
0.00	0.00	-4.50	0.00	-4.50	0.00	4.92	-60.38	0.00	11.78
максимум D на крайней левой стойке									
0.00	0.00	-33.49	0.00	94.14	510.51	-6.66	34.74	510.51	-6.66
минимум D на крайней левой стойке									
0.00	0.00	-13.92	0.00	23.68	150.42	-2.77	-1.00	150.42	-2.77
T на крайней стойке									
0.00	0.00	3.12	0.00	3.12	0.00	19.76	159.34	0.00	19.76
T на средней стойке									
0.00	0.00	-1.29	0.00	-1.29	0.00	-0.85	-11.90	0.00	-0.85

Сечения средней стойки

сечение 0-1		сечение 1-0		сечение 1-2			сечение 2-1		
М	N	М	N	М	N	Q	М	N	Q
Постоянная									
0.00	705.60	0.00	753.70	0.00	862.60	0.00	0.00	965.34	0.00
Снеговая									
0.00	440.64	0.00	440.64	0.00	440.64	0.00	0.00	440.64	0.00
Ветер слева									
0.00	0.00	-45.12	0.00	-45.12	0.00	-8.97	-125.14	0.00	-8.97
Ветер справа									
0.00	0.00	5.24	0.00	5.24	0.00	1.04	14.55	0.00	1.04
минимум D на крайней стойке									
0.00	0.00	30.61	0.00	-82.21	150.42	6.09	-27.92	150.42	6.09
максимум D на крайней стойке									
0.00	0.00	83.22	0.00	-299.66	510.51	16.54	-152.08	510.51	16.54

Таблица 2

№	Столбец					
	1	2	3	4	5	6
1	шифр	Число ветвей в крайней колонне	Число ветвей в средней колонне	Количество пролётов	Высота крайней колонны $H_{кр}$, м.	Высота средней колонны $H_{ср}$, м.
	3401	2	2	2	13,95	13,95
2	Число панелей в крайней колонне	Число панелей в средней колонне	Ширина крайней колонны $b_{кр}$, м.	Ширина средней колонны $b_{ср}$, м.	Высота надкрановой части колонны $H_{г.м.}$	C_{dim}
	4	3	0,4	0,5	5,03	3,5
3	Высота сечения, м.					
	Надкрановая часть крайней колонны h_t	Подкрановая часть крайней колонны h_H	Надкрановая часть средней колонны h_t	Подкрановая часть средней колонны h_H	Ветвь крайней колонны $h_{вг}$	Ветвь средней колонны $h_{вг}$
	0,38	1	0,7	1,6	0,25	0,3
4	Эксцентриситеты от нагрузок, м.					
	Покрытие на надкрановую часть e_1	Стеновых панелей на подкрановую часть e_2	Стеновых панелей на надкрановую часть e_3	Подкрановой балки к подкрановой части крайней колонны e_4	Собственного веса надкрановой части к подкрановой части e_5	Подкрановой балки к надкрановой части средней колонны e_6
	0,00	0,65	0,34	0,25	0,31	0,75
5	Нагрузка, кН					
	От покрытия на крайнюю колонну F_1	От покрытия на среднюю колонну F_2	От веса надкрановой части крайней колонны F_3	От веса подкрановой части крайней колонны F_4	От веса надкрановой части средней колонны F_5	От веса подкрановой части средней колонны F_6
	176,4	705,6	21,03	60,72	48,1	102,74
6	Нагрузка, кН.					
	От веса подкрановой балки F_7	От веса навесных панелей			Снеговая	
		В сечении 1-0 F_8	В сечении 1-2 F_8	В сечении 2-1 $F_8 + F_9$	На крайнюю колонну F_{10}	На среднюю колонну F_{11}
54,45	59,4	64,15	123,55	110,16	440,64	
7	Нагрузка, кН.					
	Крановая, кН			Ветровая		
	D_{max}	D_{min}	H	p , кН/м	p_s , кН/м	W , кН
510,51	150,42	33,03	1,24	0,77	5,94	

Таблица 3

Нагрузка	Эпюра изгибающих моментов	Номер загрузки	Коэф. сочетания	Сечения							
				1-0		1-2			2-1		
				M	N	M	N	Q	M	N	Q
A	B	B	Г	1	2	3	4	5	6	7	8
Постоянная		1	1	20,92	261,58	-68,37	316,03	8,17	4,53	436,15	8,17
		2	1	9,01	110,16	-25,14	110,16	1,79	-9,17	110,16	1,79
Снеговая		3	0,9	8,1	99,14	-22,6	99,14	1,6	-8,25	99,14	1,6
		4	1	-29,44	0,00	-29,44	0,00	-2,73	-4,49	0,00	8,33
Ветер слева		5	0,9	-26,49	0,00	-26,49	0,00	-2,48	-4,04	0,00	7,49
		6	1	-4,50	0,00	-4,50	0,00	4,92	-60,38	0,00	11,78
Ветер справа		7	0,9	-4,05	0,00	-4,05	0,00	4,43	-54,34	0,00	10,6
		8	1	-33,49	0,00	94,14	510,51	-6,66	34,74	510,51	-6,66
Крановая Dmax на крайней стойке		9	0,9	-30,14	0,00	84,73	459,46	-5,99	31,26	459,46	-5,99
		10	1	-13,92	0,00	23,68	150,42	-2,77	-1,00	150,42	-2,77
Крановая Dmin на крайней стойке		11	0,9	12,53	0,00	21,31	135,38	-2,49	-0,9	135,38	-2,49
		12	1	3,12	0,00	3,12	0,00	19,76	159,34	0,00	19,76
Крановая H на крайней стойке		13	0,9	2,8	0,00	2,8	0,00	17,78	143,4	0,00	17,78
		14	1	-1,92	0,00	-1,92	0,00	-0,85	-11,90	0,00	-0,85
Крановая H на второй стойке		15	0,9	-0,96	0,00	-0,96	0,00	-0,77	-10,71	0,00	-0,77

3. Расчет колонны крайнего ряда.

3.1 Расчет надкрановой части, сечение 1-1.

Исходные данные: $M_{tot} = 29,93 \text{ кН}$, $N_{tot} = 371,74$;

$$M_I = 20,92 \quad , \quad N_I = 261,58 ;$$

ширина сечения $b = 40 \text{ см}$; высота сечения $h = 38 \text{ см}$;

$R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $R_s = R_{sc} = 350 \text{ МПа}$; $\gamma_{b2} = 0,9$.

Необходимо определить площадь арматуры в сечении 1-1 надкрановой части колонны $A_s = A'_s$

3.2.1. Определение моментов внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающих сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наиболее сжатого стержня арматуры:

- от действия полной нагрузки, $\text{кН} \cdot \text{м}$:

$$M_{II} = M_I = M_{tot} + N_{tot} \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 29,93 + 371,74 \cdot \frac{0,35 - 0,03}{2} = 89,4$$

- от действия длительно действующих нагрузок:

$$M_I = M_{II} = M_I \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 20,92 + 261,58 \cdot \frac{0,35 - 0,03}{2} = 62,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При $\min d = 16 \text{ мм}$ защитный слой бетона назначаем 20 мм

Расстояние от центра тяжести арматуры до кромки бетона

составит: $a = a' = 20 + \frac{16}{2} = 28 \text{ мм} \approx 3 \text{ см}$;

рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 38 - 3 = 35 \text{ см}$.

3.2.2. Определение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_0 = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = \frac{29,93}{371,74} = 0,08 \text{ м} = 8,0 \text{ см} .$$

Сравним значение случайного эксцентриситета как наибольшее значение из трёх величин, см :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a \geq \frac{1}{600} \cdot 503 = 0,84 \\ e_a \geq 1\text{см} \quad ; \text{поскольку эксцентриситет силы} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{38}{30} = 1,27\text{см} \end{array} \right.$$

$e_0 = 8,0\text{см} > e_a = 1,27\text{ см}$, то его принимают для расчета статически неопределимой системы.

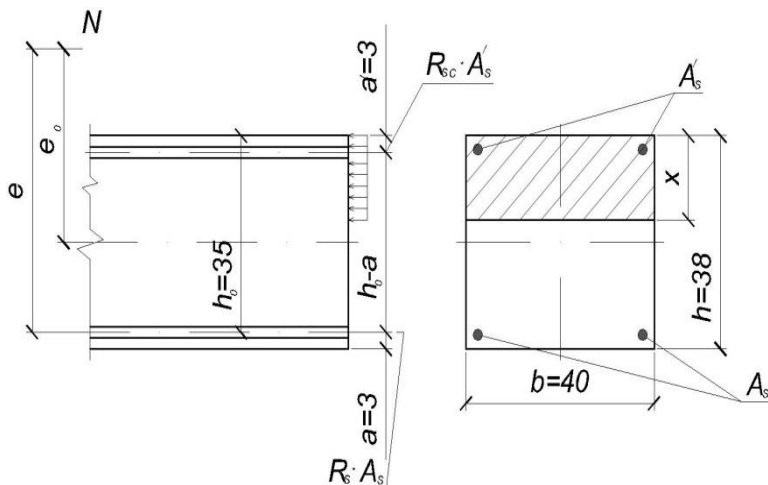


Рисунок 7 – Схема усилий в поперечном прямоугольном сечении внецентренно сжатого элемента.

3.2.3. Определение гибкости элемента:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} > 4 = \frac{1258}{38} = 33,1 > 4 - \text{расчет производится с учетом}$$

прогиба элемента при $\eta=1.0$.

где l_0 - расчетная длина, $l_0 = 2,5 \cdot H_2 = 2,5 \cdot 5,03 = 12,575\text{ м} = 1258\text{ см}$.

3.2.4. Определение коэффициента δ_c :

$$\left\{ \begin{array}{l} \geq \delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{8,0}{38} = 0,21; \\ \geq \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1258}{38} - 0,01 \cdot 11,5 = 0,05, \end{array} \right.$$

Принимаем $\delta_e = 0,21$.

3.2.5. Определение коэффициента, учитывающего влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии:

$$\left\{ \begin{array}{l} \leq \varphi_1 = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{62,77}{89,4} = 1,7; \\ \varphi_1 = 1 + \beta = (1 + 1) = 2 \end{array} \right.;$$

где $\beta = 1,0$ - для тяжелого бетона.

Принимаем меньшее значение $\varphi_1 = 1,7$.

3.2.6. С учетом гибкости элемента задаемся процентом армирования:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h} = [1 \div 2,5\%] = [0,01 \div 0,025],$$

$\mu = 0,02$ - первое приближенное значение μ_{\min} .

3.2.7. Определение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27500} = 7,27$$

где E_s - модуль деформации арматуры;

E_b - модуль деформации бетона.

3.2.8. Вычисление условной критической силы, κH :

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \cdot \left[\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right. \\ \left. + \mu \cdot \alpha \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,6 \cdot 27500 \cdot [100] \cdot 40 \cdot 38}{\left(\frac{1258}{38}\right)^2} \cdot \left[\frac{0,11}{0,1 + 0,21} + 0,1 \cdot \frac{0,02 \cdot 7,27 \cdot \left(\frac{35-3}{38}\right)^2}{3 \cdot 1,7} \right] = 1173.$$

$$N_{cr} = 1173 \text{ кН} > N_{tot} = 371,74 \text{ кН}$$

3.2.9. Определение коэффициента η , учитывающего влияние прогиба:

$$\eta = \frac{1}{1 - N_{tot} / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 371,74 / 1173} = 1,47$$

3.1.10. Определение значения эксцентриситета приложения продольной силы относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры с учетом прогиба элемента:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 8,0 \cdot 1,47 + \frac{35 - 3}{2} = 27,7 \text{ см}$$

3.2.11. Вычисление коэффициента α_n :

$$\alpha_n = \frac{N_{tot}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0} = \frac{371,74 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35} = 0,25$$

3.2.12. Вычисление коэффициента α_m :

$$\alpha_{m1} = \frac{N_{tot} \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{371,74 \cdot 10^3 \cdot 0,277}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35^2} = 0,2$$

3.2.13. Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,7672 \text{ МПа}$$

Подсчитав граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7672}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7672}{1,1}\right)} = 0,63$$

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$, так как $\gamma_{b2} < 1$.

Определяем интерполяцией по табл.12 [Приложение 3] значение коэффициента $\alpha_R=0,432$.

Сравним коэффициенты: $\alpha_n=0,25 \leq \alpha_R=0,432$ – это случай больших эксцентриситетов.

Требуемая площадь продольной арматуры:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,35}{350 \cdot 10^6} \cdot \frac{0,13 - 0,25 \cdot \left(1 - \frac{0,25}{2}\right)}{1 - 0,086} = -4,0 \text{ см}^2 \quad \text{где}$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{3 \text{ см}}{35 \text{ см}} = 0,086$$

т.к. $A_s = A'_s < 0$ - армирование принимаем конструктивно по min \emptyset 16 А 400 и min проценту армирования с учетом гибкости $\lambda = 21$ ($(A_s + A'_s) = 0,04\% - \mu_{\min}$)

$$A_s = A'_s \rightarrow 2 \emptyset 16 \text{ А } 400 = 4,02 \text{ см}^2$$

$$\mu = \frac{2 \cdot 4,02}{b \cdot h_0} = \frac{8,04}{40 \cdot 35} = 0,006 (0,6\%) > \mu_{\min} = 0,04\%$$

4. Проверка прочности надкрановой части колонны.

4.1. Проверка производится на второе сочетание:

от полных нагрузок $M_{tot} = -32,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_{tot} = 261,58 \text{ кН}$;

От длительно действующих нагрузок $M_l = 20,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$N_l = 261,58 \text{ кН}$.

4.2. Проверка принятого сечения арматуры.

4.2.1. Определение моментов внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наиболее сжатого стержня арматуры:

- от действия полной нагрузки:

$$M_{II} = M_I = M_{tot} + N_{tot} \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = -32,91 + 261,58 \cdot \frac{0,35 - 0,03}{2} = 8,94 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- от действия длительно действующих нагрузок:

$$M_I = M_{II} = M_I + N_I \cdot \frac{h_0 - a'}{2} = 20,92 + 261,58 \cdot \frac{0,35 - 0,03}{2} = 62,77 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 38 - 3 = 35 \text{ см}$.

4.2.2. Определение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$e_0 = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} \geq e_a, \quad e_0 = \frac{M_{tot}}{N_{tot}} = \frac{3291}{261,58} = 12,58 \text{ см}$$

где e_a - случайный эксцентриситет, см:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a \geq \frac{1}{600} \cdot 503 = 0,84 \\ e_a \geq 1 \text{ см} \quad ; \text{ принимаем } e_a = 12,58 \text{ см}. \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{38}{30} = 1,27 \text{ см} \end{array} \right.$$

где l - высота надкрановой части колонны, $l = 503 \text{ см}$,

4.2.3. Определение гибкости элемента:

$$\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{1006}{38} = 26,4 > 4 - \text{ расчет производится с учетом}$$

прогиба элемента при $\eta > 1.0$;

где l_0 - расчетная длина, $l_0 = 2 \cdot H_2 = 2 \cdot 5,03 = 10,06 \text{ м} = 1006 \text{ см}$.

4.2.4. Определение коэффициента δ_e :

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} \geq \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b$$

$$\delta_e = \frac{12,58}{38} = 0,33 >$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1006}{38} - 0,01 \cdot 11,5 = 0,12$$

принимаем $\delta_e = 0,33$

4.2.5. Определение коэффициента, учитывающего влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{II}}{M_1} \leq (1 + \beta) = 1 + 1 \cdot \frac{62,77 \text{ кН} \cdot \text{м}}{8,94 \text{ кН} \cdot \text{м}} \leq 1 + 1 = 8,02 \geq 2$$

Принимаем $\varphi_l = 8,02$

где β - коэффициент, зависящий от вида бетона,

$\beta = 1,0$ - для тяжелого бетона.

4.2.6. Определяем фактический процент армирования:

$$\mu^{\text{факт}} = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h} = \frac{4,02 + 4,02}{40 \cdot 38} = 0,0053$$

4.2.7. Определение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27500} = 7,27$$

где E_s - модуль деформации арматуры;

E_b - модуль деформации бетона.

4.2.8. Вычисление условной критической силы, кН :

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} \cdot \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \cdot \varphi_l} + \mu \cdot \alpha \cdot \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,6 \cdot 27500 \cdot [100] \cdot 40 \cdot 38}{\left(\frac{1006}{38}\right)^2} \cdot \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + 0,33} + 0,1}{3 \cdot 8,02} + 0,0053 \cdot 7,27 \cdot \left(\frac{35 - 3}{38}\right)^2 \right] = 3972.$$

$$N_{cr} = 3972 \text{ кН} > N_{tot} = 261,58 \text{ кН}$$

4.2.9. Определение коэффициента η , учитывающего влияние прогиба:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{tot}}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{261,58}{3972}} = 1,07.$$

4.2.10. Определение значения эксцентриситета приложения продольной силы относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого стержня арматуры с учетом прогиба элемента:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 12,58 \cdot 1,07 + \frac{35 - 3}{2} = 29,46 \text{ см}.$$

4.2.11. Определение высоты сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N_{tot}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{261,58 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 0,4} = 5,2 \text{ см}$$

4.2.12. При $x = 5,2 \text{ см} \leq \xi_R \cdot h_0 = 0,63 \cdot 35 \text{ см} = 22,05 \text{ см}$ – случай больших эксцентриситетов, прочность сечения обеспечивается при соблюдении условия:

$$N_{tot} \cdot e \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$261,58 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot 0,2946 \text{ м} \leq 11,5 \cdot 10^6 \cdot 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,052 \cdot (0,35 - 0,5 \cdot 0,052) +$$

$$+ 350 \cdot 10^6 \cdot 0,000402 \cdot (0,35 - 0,03).$$

$$77,063 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 130,275 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверка выполнена. Прочность сечения обеспечена.

Окончательно принимаем 2 \varnothing 16 с $A_s = A'_s = 4,02 \text{ см}^2$.

5. Расчет подкрановой части двухветвевой колонны крайнего ряда.

5.1. Определение расчетных усилий в наружной и внутренней ветвях колонны.

Расчет проводим в табличной форме для сечений 1-2 и 2-1

Таблица 4. Определение расчётных усилий в наружной и внутренней ветвях колонны.

№ ст	формула	Сечение 1-2 ($\eta > 1$)					
		I основное сочетание (постоянная, снеговая, ветровая, краевая, $\gamma_{b2}=1,1$)		II основное сочетание (постоянная, снеговая, ветровая, краевая)		III основное сочетание (постоянная, снеговая) ($\gamma_{b2}=0,9$)	
1	2	3	4	5	6		
1	$e_0 = M/N$	$e_0 = -0,9\text{см}$	$e_0 = -16,5\text{см}$	$e_0 = -0,9\text{см}$	$e_0 = -21,9\text{см}$		
2	$M_{гр} = M_{гр} = N_{гр} [e_0 + (0,5 \cdot h_b - 0,5 \cdot h_{бр})]$	$M_{гр} = 874,63 \cdot (1000) \cdot [-0,9 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 429 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 451,41 \cdot (1000) \cdot [-16,5 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 151 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 874,63 \cdot (1000) \cdot [-0,9 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 429 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 426,19 \cdot (1000) \cdot [-21,9 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 119,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$		
3	$e_{0j} = M_j/N_j$	$e_{01} = \frac{-68,37}{316,03} = -21,6\text{см}$	$e_{01} = \frac{-68,37}{316,03} = -21,6\text{см}$	$e_{01} = \frac{-68,37}{316,03} = -21,6\text{см}$	$e_{01} = \frac{-68,37}{316,03} = -21,6\text{см}$		
4	$M_{гр} = M_{гр} = N_j [e_{01} + (0,5 \cdot h_b - 0,5 \cdot h_{бр})]$	$M_{гр} = 316,03 \cdot (1000) \cdot [-21,6 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 316,03 \cdot (1000) \cdot [-21,6 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 316,03 \cdot (1000) \cdot [-21,6 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_{гр} = 316,03 \cdot (1000) \cdot [-21,6 + (0,5 \cdot 130 - 0,5 \cdot 30)] \cdot 10^{-2} = 90 \text{ кН} \cdot \text{м}$		

5	$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27500} = 7,27$	7,27	7,27	7,27
6	$\varphi_i = \varphi_n = 1 + \frac{M_{Д}}{M_T}$ (определяется при разных знаках M_1 и $M_{\text{огт}}$)	$\varphi_i = 1 + \frac{90}{151} = 1,59$	$\varphi_i = 1 + \frac{90}{429} = 1,2$	$\varphi_i = 1 + \frac{90}{119} = 1,76$
7	$10(1 - \varphi_n) \cdot e_0/h_b$ (при разных знаках M_1 и $M_{\text{огт}}$)	-	$\varphi_i = 1,2 + 10 \cdot (1 - 1,2) \cdot (-0,9)/130 = 1,21$	-
8	Для I комбинации $l_0 = 1,5H_B$ для II комбинации $l_0 = 1,2H_B$	$\delta_e = \frac{-16,5}{130} = -0,13 <$ $\delta_{e,\text{min}} = 0,304$ принимаем $\delta_e = 0,304$	$\delta_e = \frac{-0,9}{130} = -0,007 <$ $\delta_{e,\text{min}} = 0,304$ принимаем $\delta_e = 0,304$	$\delta_e = \frac{-21,9}{130} = -0,17 <$ $\delta_{e,\text{min}} = 0,304$ принимаем $\delta_e = 0,304$
9	$\lambda_{\text{ред}}^2 = \frac{4 \cdot l_0^2}{c^2} + \frac{12 \cdot S^2}{h_{Br}^2}$ для I комбинации $l_0 = 1,5 \cdot H_B = 1,5 \cdot 8,92 = 13,38$ м Для II комбинации $l_0 = 1,2 \cdot H_B = 1,2 \cdot 8,92 = 10,70$ м	683	683	683

10	$\mu_{\lambda,br} = [0,01 + 0,025]$	0,01	0,01	0,01	0,01
11	$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot E_b \cdot b \cdot h_{br}}{\lambda_{Fed}} \times \left[\frac{0,11}{0,15+0,004} + 0,01 \right] + \frac{0,11}{\varphi_l} \cdot \mu_{\lambda,br} \cdot \lambda$	$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot 27500 \cdot 40 \cdot 30}{683 \cdot [10]} \times \left[\frac{0,11}{0,15+0,004} + 0,01 \right] + \frac{0,11}{1,59} \cdot 7,27$	$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot 27500 \cdot 40 \cdot 30}{683 \cdot [10]} \times \left[\frac{0,11}{0,15+0,004} + 0,01 \right] + \frac{0,11}{1,2} \cdot 7,27$	$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot 27500 \cdot 40 \cdot 30}{683 \cdot [10]} \times \left[\frac{0,11}{0,15+0,004} + 0,01 \right] + \frac{0,11}{1,76} \cdot 7,27$	$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot 27500 \cdot 40 \cdot 30}{683 \cdot [10]} \times \left[\frac{0,11}{0,15+0,004} + 0,01 \right] + \frac{0,11}{1,76} \cdot 7,27$
12	$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}$	$\eta = \frac{1}{1 - 874,63 / 23682} = 1,04$	$\eta = \frac{1}{1 - 874,63 / 23682} = 1,04$	$\eta = \frac{1}{1 - 874,63 / 23682} = 1,04$	$\eta = \frac{1}{1 - 426,19 / 17577} = 1,03$
13	$N_{br}^n = \frac{N}{N} \cdot \frac{M_{max} \cdot \eta}{c} + \frac{M_{min} \cdot \eta}{c}$	$N_{br}^n = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 448 \text{ кНм}$	$N_{br}^n = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 448 \text{ кНм}$	$N_{br}^n = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 448 \text{ кНм}$	$N_{br}^n = \frac{426,19}{2} + \frac{-93,51 \cdot 1,03}{0,75} = 85 \text{ кНм}$
14	$N_{br}^s = \frac{N}{N} \cdot \frac{M_{max} \cdot \eta}{c} + \frac{M_{min} \cdot \eta}{c}$	$N_{br}^s = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 426 \text{ кНм}$	$N_{br}^s = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 426 \text{ кНм}$	$N_{br}^s = \frac{874,63}{2} + \frac{-7,9 \cdot 1,04}{0,75} = 426 \text{ кНм}$	$N_{br}^s = \frac{426,19}{2} - \frac{93,51 \cdot 1,03}{0,75} = 341 \text{ кНм}$
15	$M_{br} = \pm \frac{Q \cdot s}{4}$	$M_{br} = \pm \frac{25,99 \cdot 2,1}{4} = 13,6 \text{ кН}$	$M_{br} = \pm \frac{2,43 \cdot 2,1}{4} = 1,27 \text{ кН}$	$M_{br} = \pm \frac{25,99 \cdot 2,1}{4} = 13,6 \text{ кН}$	$M_{br} = \pm \frac{9,96 \cdot 2,1}{4} = 5,2 \text{ кН}$
16	$M_r = \pm \frac{Q \cdot s}{4} = \pm 2 \cdot M_{br}$	$M_r = \pm 2 \cdot 13,6 = 27,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_r = \pm 2 \cdot 1,27 = 2,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_r = \pm 2 \cdot 13,6 = 27,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$M_r = \pm 2 \cdot 5,2 = 10,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$
17	$Q_r = \pm \frac{Q \cdot s}{c}$	$Q_r = \pm \frac{25,99 \cdot 2,1}{0,75} = 72,77 \text{ кН}$	$Q_r = \pm \frac{2,43 \cdot 2,1}{0,75} = 6,8 \text{ кН}$	$Q_r = \pm \frac{25,99 \cdot 2,1}{0,75} = 72,77 \text{ кН}$	$Q_r = \pm \frac{9,96 \cdot 2,1}{0,75} = 27,88 \text{ кН}$
18	Максимальные расчётные усилия в элементах подкрановой части двухветвевой колонны, сечение 1-2				

<p>-наружная ветвь: $N_{br}^n = 448 \text{ кН}$ $M_{br} = 13,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$</p> <p>-внутренняя ветвь: $N_{br}^n = 426 \text{ кН}$ $M_{br} = 13,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$</p> <p>-распорка: $M_r = 27,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $Q_r = 72,77 \text{ кН}$</p>

Таблица 5

№ ст	формула	Сечение 2-1(η=1)			основное сочетание (γ _{b2} =0,9)
		основное сочетание (γ _{b2} =1,1)	основное сочетание (γ _{b2} =1,1)	основное сочетание (γ _{b2} =1,1)	
1	2	3	4	5	6
1	$N_{br}^n = \frac{N}{2} - \frac{M_{max}}{c}$	$M_{max} = 166,9 \text{ кНМ}$ $N_{soom} = 994,75 \text{ кН}$ $Q_{soom} = 29,05 \text{ кН}$ $M_1 = 4,53 \text{ кНМ}$ $N_1 = 436,15 \text{ кН}$	$M_{min} = -61,42 \text{ кНМ}$ $N_{soom} = 571,53 \text{ кН}$ $Q_{soom} = 15,51 \text{ кН}$ $M_1 = 4,53 \text{ кНМ}$ $N_1 = 436,15 \text{ кН}$	$M_{max} = 166,9 \text{ кНМ}$ $N_{soom} = 994,75 \text{ кН}$ $Q_{soom} = 29,05 \text{ кН}$ $M_1 = 4,53 \text{ кНМ}$ $N_1 = 436,15 \text{ кН}$	$M = -4,64 \text{ кНМ}$ $N = 546,31 \text{ кН}$ $Q = 9,96 \text{ кН}$ $M_1 = 4,53 \text{ кНМ}$ $N_1 = 436,15 \text{ кН}$
		$N_{br}^n = \frac{994,75}{2} - \frac{166,9}{0,75}$ $= 274,8 \text{ кН}$	$N_{br}^n = \frac{571,53}{2} + \frac{-61,42}{0,75}$ $= 203,9 \text{ кН}$	$N_{br}^n = \frac{994,75}{2} - \frac{166,9}{0,75}$ $= 274,8 \text{ кН}$	$N_{br}^n = \frac{546,31}{2} + \frac{-4,64}{0,75}$ $= 266,9 \text{ кН}$

	$N_{br}^a = \frac{N}{2} + \frac{M_{min}}{c}$					
2	$N_{br}^a = \frac{N}{2} + \frac{M_{max}}{c}$ $N_{br}^b = \frac{N}{2} - \frac{M_{min}}{c}$	$N_{br}^a = \frac{994,75}{2} + \frac{166,9}{0,75}$ = 719,9 кН	$N_{br}^b = \frac{571,53}{2} - \frac{61,42}{0,75}$ = 367,6 кН	$N_{br}^a = \frac{994,75}{2} + \frac{166,9}{0,75}$ = 719,9 кН	$N_{br}^b = \frac{571,53}{2} - \frac{61,42}{0,75}$ = 367,6 кН	$N_{br}^a = \frac{546,31}{2} - \frac{-4,64}{0,75}$ = 279,3 кН
3	$M_{br} = \pm \frac{Q \cdot s}{4}$	$M_{br} = \pm \frac{29,05 \cdot 2,1}{4}$ = 15,25 кН·м	$M_{br} = \pm \frac{15,51 \cdot 2,1}{4}$ = 8,14 кН·м	$M_{br} = \pm \frac{29,05 \cdot 2,1}{4}$ = 15,25 кН·м	$M_{br} = \pm \frac{15,51 \cdot 2,1}{4}$ = 8,14 кН·м	$M_{br} = \pm \frac{9,96 \cdot 2,1}{4}$ = 5,2 кН·м
4	$M_r = \pm \frac{Q \cdot s}{4}$ = $\pm 2 \cdot M_{br}$	$M_r = \pm 2 \cdot 15,25$ = 30,5 кН·м	$M_r = \pm 2 \cdot 8,14$ = 16,28 кН·м	$M_r = \pm 2 \cdot 15,25$ = 30,5 кН·м	$M_r = \pm 2 \cdot 8,14$ = 16,28 кН·м	$M_r = \pm 2 \cdot 5,2 = 10,4$ кН·м
5	$Q_r = \pm \frac{Q \cdot s}{c}$	$Q_r = \pm \frac{25,05 \cdot 2,1}{0,75}$ = 70,14 кН	$Q_r = \pm \frac{15,51 \cdot 2,1}{0,75}$ = 43,4 кН	$Q_r = \pm \frac{25,05 \cdot 2,1}{0,75}$ = 70,14 кН	$Q_r = \pm \frac{15,51 \cdot 2,1}{0,75}$ = 43,4 кН	$Q_r = \pm \frac{9,96 \cdot 2,1}{0,75}$ = 27,88 кН
6	<p><u>Максимальные расчётные усилия в элементах подкрановой части двухветвевой колонны в сечении 2-1</u></p> <p>-наружная ветвь: $N_{br}^a = 274,8$ кН $M_{br} = 15,25$ кН·м -внутренняя ветвь: $N_{br}^b = 719,9$ кН $M_{br} = 15,25$ кН·м -распорка: $M_r = 30,5$ кН·м $Q_r = 70,77$ кН</p>					

5.2. *Определение площади сечения арматуры наружной (шатровой) ветви колонны.*

5.2.1. Эксцентриситет продольной сил относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$N_{br}^i = 448 \text{ кН}$$

$$M_{br} = 13,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$e_0 = \frac{M_{br}}{N_{br}^i} > e_a$$

$$e_0 = \frac{13,6}{448} = 3,03 \text{ см} \left\{ \begin{array}{l} e_a \geq \frac{S}{600} = \frac{2050}{600} = 3,42 \text{ см} \\ e_a \geq 1 \text{ см} \\ e_a \geq \frac{h_{br}}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ см} \end{array} \right. ;$$

Поскольку эксцентриситет продольной силы $e_0 = 3,03 \text{ см} <$ случайного эксцентриситета $= 3,42 \text{ см}$, то принимаем:

$$e_0 = e_a = 3,42 \text{ см}$$

5.2.2. Эксцентриситет приложения продольной силы:

$$e = e_a + (0,5 \cdot h_{br} - a) = 3,42 + (0,5 \cdot 25 - 3) = 12,92 \text{ см}$$

5.2.3. Вычисление коэффициента α_n :

$$\alpha_n = \frac{N_{br}^i}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0} = \frac{448 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,2} = 0,525$$

5.2.4. Вычисление коэффициента α_{m1} :

$$\alpha_{m1} = \frac{N_{br}^i \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{448 \cdot 10^3 \cdot 0,1292}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,2^2} = 0,35$$

5.2.5. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,7672 \text{ МПа}$$

5.2.6. Подсчитав граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_{\zeta R} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7672}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7672}{1,1}\right)} = 0,63$$

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$, так как $\gamma_{b2} < 1$.

5.2.7. Определяем интерполяцией по табл.12 [Приложение 3] значение коэффициента $\alpha_R = 0,432$.

5.2.8. Сравним коэффициенты: $\alpha_n = 0,525 \geq \alpha_R = 0,432$ – это случай малых эксцентриситетов, т.е. $x > \xi \cdot h_0$. Условно приравниваем $x = \xi \cdot h_0$.

где

$$\left\{ \begin{array}{l} \geq \delta = \frac{e_0}{h_0} = \frac{3,42}{20} = 0,17 \\ \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{7096}{250} - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,22 \end{array} \right. ;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,35 - 0,525 \cdot \left(1 - \frac{0,525}{2}\right)}{1 - 0,22} = -0,048;$$

т.к. $\alpha_s < 0$, условно приравниваем $\alpha_s = 0$, тогда относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 + \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{0,525 \cdot (1 - 0,63) + 2 \cdot 0 \cdot 0,63}{1 + 0,63 + 2 \cdot 0} = 0,119$$

5.2.9. Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,2}{350 \cdot 10^6} \cdot \frac{0,35 - 0,119 \cdot \left(1 - \frac{0,119}{2}\right)}{1 - 0,22} = 0,0014 \text{ см}^2$$

т.к. значение мало, армирование принимаем конструктивно по 2Ø16 А400 в сжатой и растянутой зонах сечения и

минимальному проценту армирования с учетом гибкости
 $\lambda = 21 \left((A_s + A_s') = 0,04\% \right) - \text{это } \mu_{\min}$

$$A_s = A_s' \rightarrow = 4,02 \text{ см}^2$$

5.2.10. Фактический процент армирования составляет:

$$\mu = \frac{2 \cdot 4,02}{b \cdot h_0} = \frac{8,04}{40 \cdot 20} = 0,01 (1\%) > \mu_{\min} = 0,04\%$$

5.3. Определение площади сечения арматуры внутренней (подкрановой) ветви.

5.3.1. Эксцентриситет продольной сил относительно центра

тяжести приведенного сечения: $e_0 = \frac{M_{br}}{N_{br}^H} > e_a$

$$N_{br}^H = 719,9 \text{ кН}; \quad M_{br}^e = 15,25 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad e_0 = \frac{15,25}{719,9} = 2,1 \text{ см}$$

$$\text{Случайный эксцентриситет: } \begin{cases} e_a \geq \frac{S}{600} = \frac{2050}{600} = 3,42 \text{ см} \\ e_a \geq 1 \text{ см} \\ e_a \geq \frac{h_{br}}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ см} \end{cases} ;$$

Поскольку эксцентриситет продольной силы $e_0 = 2,1 \text{ см} <$
 случайного эксцентриситета $3,42 \text{ см}$, то принимаем:

$$e_0 = e_a = 3,42 \text{ см}$$

5.3.2. Эксцентриситет приложения продольной силы:

$$e = e_a + (0,5 \cdot h_{br} - a) = 3,42 + (0,5 \cdot 25 - 3) = 12,92 \text{ см}$$

5.2.3. Вычисление коэффициента α_n :

$$\alpha_n = \frac{N_{br}^e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0} = \frac{719,9 \cdot 10^3}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,2} = 0,86$$

5.3.4. Вычисление коэффициента α_{mI} :

$$\alpha_{m1} = \frac{N_{br}^u \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{719,9 \cdot 10^3 \cdot 0,1292}{11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,2^2} = 0,56$$

5.3.5. Подсчитав граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7672}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7672}{1,1}\right)} = 0,63$$

5.3.6. Определяем интерполяцией по табл.12 [Приложение 3] значение коэффициента $\alpha_R=0,432$.

5.3.7. Сравним коэффициенты:

$\alpha_n = 0,86 \geq \alpha_R = 0,432$ – это случай малых эксцентриситетов.

5.3.8. Вычисление коэффициента α_s :

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \frac{0,56 - 0,86 \cdot \left(1 - \frac{0,86}{2}\right)}{1 - 0,22} = 0,089 \quad \text{где}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \geq \delta = \frac{e_0}{h_0} = \frac{3,42}{20} = 0,17 \\ \delta_{e \min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{7096}{250} - 0,01 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,22 \end{array} \right. ;$$

5.3.9. Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 + \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{0,86 \cdot (1 - 0,63) + 2 \cdot 0,089 \cdot 0,63}{1 + 0,63 + 2 \cdot 0,089} = 0,238$$

В расчетном случае $\xi = 0,238 < \xi_R = 0,63$ армирование рассчитываем как несимметричное.

5.3.10. Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,7672 \text{ МПа}$$

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$, так как $\gamma_{b2} < 1$.

5.3.11. Площадь сечения арматуры сжатой зоны сечения ветви по формуле, $см^2$:

$$A'_s = \frac{(N \cdot e - \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2)}{R_s \cdot z_s} =$$

$$\frac{(719,9 \cdot 10^3 \cdot 0,1292 - 0,9 \cdot 11,3 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,2^2)}{350 \cdot 10^6 \cdot 0,1} = -2;$$

где z_s' -расстояние центром тяжести сжатой арматуры и центром тяжести сжатой зоны бетона. Следовательно, т.к.

$A'_s < 0$ - армирование принимаем конструктивно минимально допустимую арматуру для сжатых элементов $2\emptyset 16$ А 400 $A'_s = 4,02см^2$

5.3.12. Площадь сечения арматуры растянутой зоны сечения ветви по формуле, $см^2$:

$$A_s = \frac{(\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 - N)}{R_s} + A'_s \cdot \frac{R_{sc}}{R_s} =$$

$$\frac{0,238 \cdot 11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,2 - 719,9 \cdot 10^3}{350 \cdot 10^6} +$$

$$+ \frac{4,02 \cdot 10^{-4} \cdot 350}{350} = -9,98$$

т.к. $A_s < 0$ - армирование принимаем конструктивно $2\emptyset 16$ А 400 $A_s = 4,02см^2$.

Окончательно принимаем в сжатой и растянутой зонах сечения ветви по $2\emptyset 16$ А-400 с $A_s + A'_s = 8,04см^2$

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} = \frac{8,04}{40 \cdot 20} = 0,010 (1,0\%) > \mu_{\min} = 0,04\%$$

5.4 Расчет промежуточной распорки.

5.4.1. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:

$$Q_r \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h =$$

$$= 0,3 \cdot 1 \cdot 0,885 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 37 \cdot [100] = 407 \text{ кН},$$

где рабочая высота сечения, см: $h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$;

ширина $b = b_r = b_b = 40 \text{ см}$; $\varphi_{w1} = 1$;

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

Так как $Q_r = 72,77 \text{ кН} \leq 407 \text{ кН}$, то поперечного сечения $b \times h = 40 \times 40$ достаточно

5.4.2. Определение площади сечения продольной арматуры распорки, см^2 :

$$A_s = A'_s = \frac{M_r}{R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{3050000}{350 \cdot [100] \cdot (37 - 3)} = 2,36$$

принимает 2 $\varnothing 14$ А 400 с $A_s = A'_s = 3,08 \text{ см}^2$.

5.4.3. Проверка прочности наклонного сечения распорки на действие поперечной силы: $Q_r = 70,77 \text{ кН}$.

Усилие, воспринимаемое бетоном сечения, кН:

$$Q = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 1,1 \cdot 40 \cdot 37 \cdot [100] = 73,3$$

Так как $Q = 73,3 \text{ кН} > 70,77 \text{ кН}$, то поперечную арматуру принимаем конструктивно $\varnothing 4$ В500 с шагом 500мм.

6. Расчет колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба (плоскости поперечной рамы)

6.1. Проверка необходимости расчета:

Предельное значение гибкости

$$\lambda_{red}^2 = \frac{4l_0^2}{c^2} + \frac{12s^2}{h_{br}^2} = \frac{4 \cdot 709,6^2}{50^2} + \frac{12 \cdot 205^2}{25^2} = 1612,53; \rightarrow$$

, где

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_{red}^2} = \sqrt{1612,53} = 40,16$$

$l_0 = 0,8 \cdot 8,87 \text{ м}$ - расчётная длина подкрановой части колонны из плоскости рамы или расстояние от верхнего обреза фундамента до верха подкрановой части колонны;

$c = 500 \text{ мм}$ – расстояние между осями ветвей;
 $s = 2050 \text{ мм}$ – расстояние между осями распорок;
 $h_{br} = 250 \text{ мм}$ – высота сечения ветви колонны.

Расчётная гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l'_0}{h} = \frac{0,8 \cdot 8,87}{1,0} = 7,1$$

Так как $\lambda_{red} = 40,16 > \lambda = 7,1$, то расчет не выполняют.

7. Расчет монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну крайнего ряда.

7.1. Исходные данные для проектирования.

- ✓ Грунты основания – суглинок, условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,31 \text{ МПа}$.
- ✓ Средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах $\gamma_m = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.
- ✓ Нормативная глубина промерзания грунта $H_{пр} = 1,6 \text{ м}$. Глубина заложения фундамента принимается равной глубине промерзания грунта $H_0 = H_{пр} = 1,6 \text{ м}$.
- ✓ Материал фундамента: бетон тяжелый класса В 15; арматура сеток – из стали А300, обладающей высокой коррозионной стойкостью.
- ✓ Под фундамент предусмотрена бетонная подготовка из бетона класса В 10, толщиной 100 мм.
- ✓ Колонна сплошного сечения: $h_{col} \times b_{col} = 100 \text{ см} \times 40 \text{ см}$.
- ✓ Глубина заделки колонны в стакан фундамента определена при компоновке поперечной рамы по конструктивным требованиям $h_s = 90 \text{ см}$.

7.2. Определение нагрузок и усилий.

На уровне верха фундамента от колонны в сечении 2-1 передаются максимальные усилия при $\psi = 0,9$:

1 сочетание - наибольший по абсолютному значению M_{\max} относительно оси, проходящей через центр тяжести фундамента и соответствующие ему продольные и поперечные силы:

$$M_{\max} = 166,9 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad N_C = 994,75 \text{кН}; \quad Q_C = 29,05 \text{кН}$$

2 сочетание - наибольшая продольная сила N_{\max} и соответствующие ей изгибающий момент и поперечная сила: $N_{\max} = 994,75 \text{кН}; \quad M_C = 166,9 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad Q_C = 29,05 \text{кН}$

От собственного веса стеновых панелей и остекления (отм. 0,000 ÷ 16,800м) передается расчетное усилие $F = 160,63 \text{кН}$ с эксцентриситетом:

$$e_4 = \frac{300}{2} + 20 + \frac{1000}{2} = 670 \text{мм} = 0,67 \text{м},$$

где 300 мм – толщина стеновых панелей;

20 мм – зазор между стеновой панелью и колонной;

$$h_{col} = 1000 \text{мм}.$$

Расчетное усилие, действующее относительно оси симметрии подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на нем:

- при первой комбинации усилий:

$$M = M_{\max} + Q_C \cdot h_f - F \cdot e = 166,9 + 25,05 \cdot 1,45 - 160,63 \cdot 0,67 = 95,6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

где $h_f = H_0 - 0,15 = 1,6 - 0,15 = 1,45 \text{ м}$ - высота

фундамента по условию заглубления;

0,15 м – расстояние от отметки 0.000 до верха обреза фундамента.

$$N = N_C + F = 994,8 + 160,63 = 1154,43 \text{кН}$$

- при второй комбинации усилий:

$$M = 166,9 + 25,05 \cdot 1,45 - 160,63 \cdot 0,67 = 95,6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$N = N_{\max} + F = 994,75 + 160,63 = 1154,43 \text{кН}$$

Нормативные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на нем, определяются делением на средненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f^m = 1,18$:

- при первой комбинации:

$$M^n = \frac{95,6}{1,18} = 81 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$N^n = \frac{1154,43}{1,18} = 978,3 \text{кН}.$$

- при второй комбинации:

$$M^n = \frac{95,6}{1,18} = 81 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$N^n = \frac{1151,43}{1,18} = 978,3 \text{кН}.$$

7.3. Предварительные размеры подошвы фундамента.

Ориентировочно площадь подошвы фундамента определим по усилию N_{\max}^n как для центрально нагруженного фундамента:

$$A = \frac{N_{\max}^n}{R_0 - H_0 \cdot \gamma_m} = \frac{978,3}{310 - 1,6 \cdot 20} = 3,5 \text{м}^2$$

Назначаем отношение сторон фундамента $\frac{b_f}{a_f} = 0,8$,

вычислим размеры сторон подошвы:

$$a_f = \sqrt{\frac{A}{0,8}} = \sqrt{\frac{3,5}{0,8}} = 2,1 \text{м}; \quad b_f = 0,8 \cdot 2,1 = 1,7 \text{м}$$

Учитывая наличие момента и распора, увеличиваем размеры сторон примерно на 10-15%.

Принимаем $a_f = 3 \text{м}$; $b_f = 2,4 \text{м}$ (кратно 300мм).

Площадь подошвы: $A_f = a_f \cdot b_f = 3 \cdot 2,4 = 7,2 \text{ м}^2$.

Момент сопротивления подошвы в плоскости изгиба:

$$W_f = \frac{2,4 \cdot 3^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3.$$

Так как заглубление фундамента меньше 2 м, а ширина подошвы более 1 м, то необходимо уточнить нормативное сопротивление основания по формуле:

$$R = R_0 \cdot \left[1 + k_1 \cdot \left(\frac{b_f - b_0}{b_0} \right) \right] \cdot \left(\frac{d + d_0}{2 \cdot d_0} \right) = 0,31 \cdot \left[1 + 0,05 \left(\frac{3-1}{1} \right) \right] \cdot \left(\frac{1,6+2}{2 \cdot 2} \right) =$$
$$= 0,307 \text{ МПа} = 307 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

где $k_1 = 0,05$ - для суглинков;

$$b_0 = 1 \text{ м}; \quad d_0 = 2 \text{ м}; \quad d = H_0 = 1,6 \text{ м}$$

7.4. Определение краевого давления на основание.

Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах:

$$G_f^n = a_f \cdot b_f \cdot d \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n = 3 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 20 \cdot 1,0 = 230,4 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка:

$$G_f = G_f^n \cdot \gamma_f = 230,4 \cdot 1,1 = 253,4 \text{ кН}$$

Эксцентриситет равнодействующей усилий всех нормативных нагрузок, приложенных к подошве фундамента:

- при первой комбинации усилий:

$$e_0 = \frac{M^n}{N^n + G_f^n} = \frac{81}{978,3 + 230,4} = 0,07 \text{ м}$$

- при второй комбинации усилий:

$$e_0 = \frac{M^n}{N^n + G_f^n} = \frac{81}{978,3 + 230,4} = 0,07 \text{ м}$$

Так как $e_0 = 0,07\text{ м} < \frac{a_f}{6} = \frac{3}{6} = 0,5\text{ м}$, то краевое

давление вычисляем по формуле:

- при первой комбинации усилий:

$$p_{n,\max} = \frac{N_f^n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{a_f}\right) = \frac{1208,7}{3 \cdot 2,4} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,07}{3}\right) =$$

$$= 191,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 307 = 368,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2}$$

где $N_f^n = N^n + G_f^n = 978,3 + 230,4 = 1208,7\text{ кН}$.

$$p_{n,\min} = \frac{N_f^n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{a_f}\right) = \frac{1208,7}{3 \cdot 2,4} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,07}{3}\right) = 144,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2} > 0$$

- при второй комбинации усилий:

$$p_{n,\max} = \frac{N_f^n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{a_f}\right) = \frac{1208,7}{3 \cdot 2,4} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,07}{3}\right) =$$

$$= 191,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 307 = 368,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2}$$

где $N_f^n = N^n + G_f^n = 978,3 + 230,4 = 1208,7\text{ кН}$.

$$p_{n,\min} = \frac{N_f^n}{a_f \cdot b_f} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_0}{a_f}\right) = \frac{1208,7}{3 \cdot 2,4} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,07}{3}\right) = 144,4 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{м}^2} > 0$$

Максимальное значение эксцентриситета

$e_0 = 0,07\text{ м} < 0,1 \cdot a_f = 0,1 \cdot 3 = 0,3\text{ м}$, поэтому можно считать, что существенного поворота подошвы фундамента не будет и защемление колонны обеспечивается заделкой ее в стакане фундамента.

7.5. Расчет тела фундамента.

Конструкцию фундамента принимаем с подколонником стаканного типа с плитой переменной высоты.

Глубину стакана принимаем:

$$d_C = h_s + 50 \text{ мм} = 900 + 50 = 950 \text{ мм} > d_C = 30 \cdot d + 50 \text{ мм} = 30 \cdot 18 + 50 = 590 \text{ мм}$$

где $d = 18$ мм – диаметр рабочей продольной растянутой арматуры колонны.

Толщину стенок стакана поверху принимаем из условия

$$t \geq 0,3 \cdot h_{col} = 0,3 \cdot 1000 = 300 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину стенок стакана поверху 325 мм и зазор 75 мм.

Размеры подколонника в плане будут:

$$a_C = h_{col} + 2 \cdot 325 + 2 \cdot 75 = 1000 + 650 + 150 = 1800 \text{ мм}.$$

$$b_C = b_{col} + 2 \cdot 325 + 2 \cdot 75 = 400 + 650 + 150 = 1200 \text{ мм}.$$

Высота фундамента: $h_f = 1450 \text{ мм}.$

Высота подколонника: $h = 1450 - 2 \cdot 300 = 850 \text{ мм}.$

Уступы высотой $2 \cdot 300 = 600 \text{ мм}.$

7.6. Расчет нижней части фундамента.

Определим напряжение в грунте под подошвой фундамента при сочетаниях от расчетных нагрузок без учета массы фундамента и грунта на его обрезах.

Расчет ведем на действие первой комбинации усилий, при которой от нормативных нагрузок были получены большие напряжения в грунте, чем при первой комбинации.

$$P_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M}{W_f} = \frac{1154,43}{7,2} + \frac{95,6}{3,6} = 186,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$P_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M}{W_f} = \frac{1154,43}{7,2} - \frac{95,6}{3,6} = 133,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Рабочую высоту плиты у основания подколонника из условия прочности на продавливание вычислим по формуле:

$$h_0 \geq -\frac{b_c + a_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{k \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} + P_{sf}} + \left(\frac{b_c + a_c}{2}\right)^2} =$$

$$= -\frac{1,2 + 1,8}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{538,3}{1 \cdot 825 + 186,9} + \left(\frac{1,2 + 1,8}{2}\right)^2} = 0,084 \text{ м} = 8,4 \text{ см.}$$

где

$$P_{sf} = p_{\max} = 186,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; k = 1; \gamma_{b2} \cdot R_{bt} = 1,1 \cdot 0,75 = 0,825 \text{ МПа} = 825 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$N = p_{\max} \cdot (a_f \cdot b_f - a_c \cdot b_c) = 186,9 \cdot (2,4 \cdot 2,1 - 1,8 \cdot 1,2) = 538,3 \text{ кН}$$

Из конструктивных соображений принята общая высота плиты

$$h = h_f - d_c = 1450 - 950 = 500 \text{ мм}$$

принимаем 600 мм (два уступа по 300 мм)

$$\text{Рабочая высота } h_0 = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ мм} = 55 \text{ см.}$$

7.7. Расчет рабочей арматуры сетки плиты в направлении длинной стороны a_f .

Расчетный изгибающий момент в сечении 1–1, проходящем по грани b_c подколонника

$$M_{1-1} = p_{m1} \cdot a_1^2 \cdot \frac{b_f}{2} = 181,59 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{2,4}{2} = 78,4 \text{ кН} \cdot \text{м} = 78,4 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

где

$$p_{m1} = 0,5 \cdot (p_{\max} + p_{1-1}) = 0,5 \cdot (186,9 + 176,28) = 181,59 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$p_{1-1} = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \cdot \frac{a_1}{a_f} = 186,9 - (186,9 - 133,8) \cdot \frac{0,6}{3} = 176,28 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Требуемая площадь сечения арматуры:

$$A_s = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{78,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 270(100) \cdot 55} = 5,8 \text{ см}^2$$

Назначая шаг стержней $S=200$ мм (максимальный с точки зрения конструктивных требований), на ширине $b_f = 2,4$ м укладываем 11 стержней,

принимая 12Ø12 класса А 300, обладающей высокой коррозионной стойкостью, с $A_s = 13,57 \text{ см}^2$.

Процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b_f \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{13,57}{240 \cdot 55} \cdot 100 = 0,102\% > \mu_{\min} = 0,04\%$$

Расчетный изгибающий момент в сечении 2–2, проходящем через точку пересечения грани призмы продавливания с арматурой нижней сетки плиты:

$$M_{2-2} = P_{m2} \cdot a_2^2 \cdot \frac{b_f}{2} = 186,45 \cdot 0,05^2 \cdot \frac{2,4}{2} = 0,56 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,56 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

где

$$p_{m2} = 0,5 \cdot (p_{\max} + p_{2-2}) = 0,5 \cdot (186,9 + 186) = 186,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$p_{2-2} = p_{\max} - (p_{\max} - p_{\min}) \cdot \frac{a_2}{a_f} = 186,9 - (186,9 - 133,8) \cdot \frac{0,05}{3} = 186 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Требуемая площадь сечения арматуры:

$$A_s = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{0,56 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 270(100) \cdot 25} = 0,08 \text{ см}^2$$

Можно половину стержней, вычисленных по сечению 1-1, не доводить до торцов плиты.

7.8. Расчет рабочей арматуры сетки плиты в направлении короткой стороны b_f .

Среднее давление в грунте под подошвой фундамента:

$$P_m = 0,5 \cdot (P_{\max} + P_{\min}) = 0,5 \cdot (186,9 + 133,8) = 160,35 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

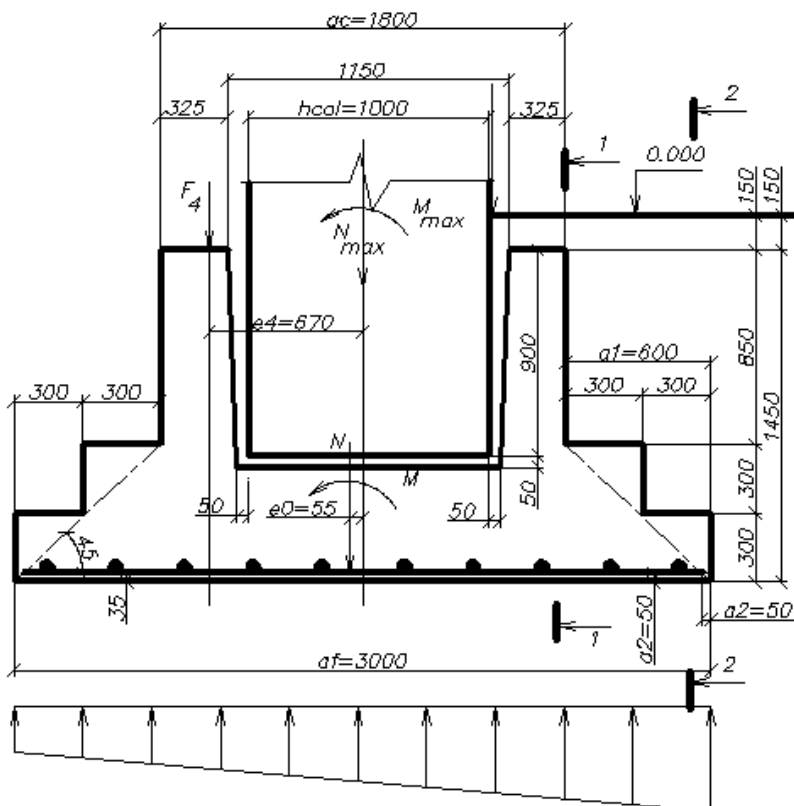


Рисунок 8 – Ступенчатый фундамент: а) расчетная схема фундамента и эпюра давления на основание

Изгибающий момент в сечении, проходящем по грани подколонника:

$$M_{3-3} = p_m \cdot b_1^2 \cdot \frac{a_f}{2} = 160,35 \cdot 0,75^2 \cdot \frac{3}{2} = 135 \text{кН} \cdot \text{м} = 135 \cdot 10^5 \text{Н} \cdot \text{см}$$

Требуемая площадь сечения арматуры:

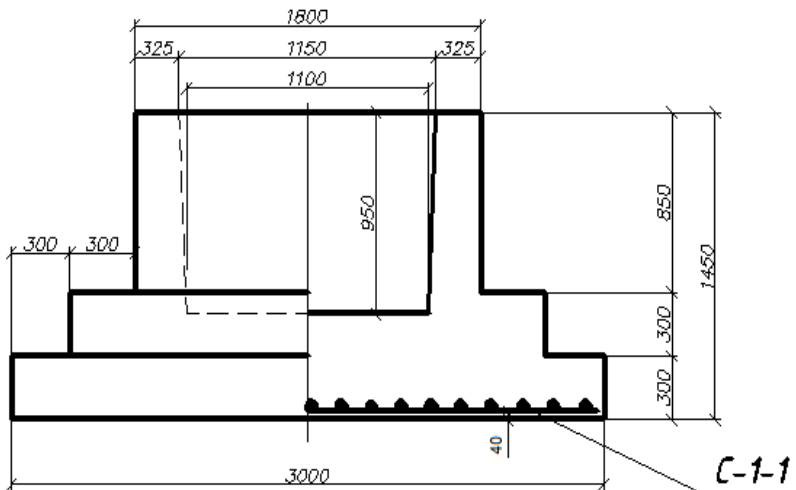
$$A_s = \frac{M_{3-3}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{135 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 270(100) \cdot 55} = 10,1 \text{см}^2$$

При шаге стержней $S=200$ мм, на ширине $a_f = 3\text{м}$ укладываем 15 стержней $\varnothing 12$ класса А 300 с $A_s = 11,31 \text{см}^2$.

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{a_f \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{11,31}{300 \cdot 55} \cdot 100 = 0,1\% = \mu_{\min} = 0,1\%$$

На основании выполненных расчетов произведено конструирование фундамента и сетки плиты.



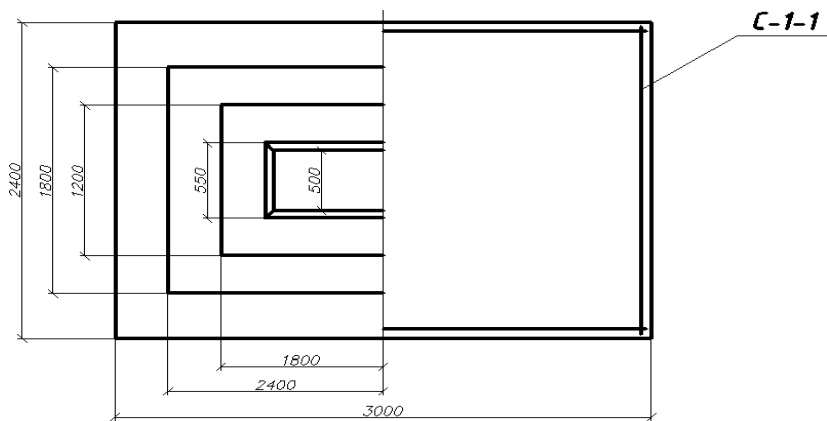


Рисунок 9 – Ступенчатый фундамент: б) монолитный трехступенчатый фундамент

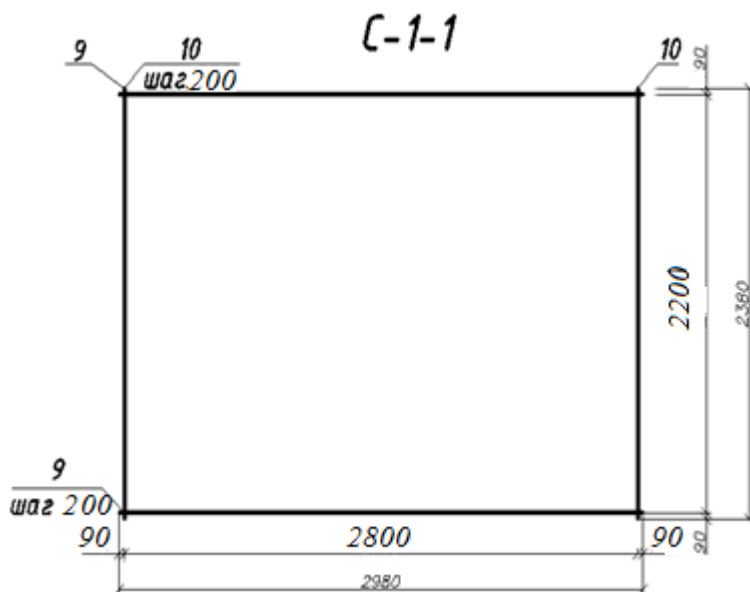


Рисунок 10 - Сетка С-1-1.

8. Расчет стропильной железобетонной фермы.

Данные для проектирования фермы.

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 18 м, при шаге 6 м.

Предварительно напряженный пояс армируется канатами К 1400 диаметром 15 мм с натяжением на упоры форм: $R_{s,ser} = 1400 \text{ МПа}$, $R_s = 1215 \text{ МПа}$, $E_s = 180000 \text{ МПа}$.

Остальные элементы фермы армируются ненапрягаемой арматурой класса А 400, $R_s = R_{sc} = 350 \text{ МПа}$, хомуты из арматуры класса А 400 с $R_{sw} = 280 \text{ МПа}$,

$E_s = 200000 \text{ МПа}$. Бетон тяжелый класса В 40:

$R_b = 22 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 2,1 \text{ МПа}$. Прочность бетона к моменту

обжатия $R_{bp} = 28 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,4 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$,

$E_b = 36000 \text{ МПа}$.

8.1. Определение нагрузок на ферму.

Подсчет нагрузок приведен в таблице.

Таблица 6.

Нагрузки	Нормативная нагрузка $H / \text{м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $H / \text{м}^2$
Постоянные: 1. Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3х6 м с учетом заливки швов	1350	1,1	1485
2. Обмазочная пароизоляция	50	1,3	65

3. Утеплитель (готовые плиты) $\rho = 40 \text{ кг} / \text{м}^3 = 400 \text{ Н} / \text{м}^3$, толщ. 150 мм $1,1 * 1,0 * 400 * 0,15$	60	1,2	72
4. Цементная стяжка толщ. 20 мм, $\rho = 1800 \text{ кг} / \text{м}^3 = 18000 \text{ Н} / \text{м}^3$ $1,0 * 1,0 * 18000 * 0,02$	360	1,3	468
5. Рулонная кровля на битумной мастике	200	1,3	260
6. Собственный вес фермы $92 / (21 * 6)$	730,16	1,1	803,18
Итого:	2750,16		3153,18
Временные: снеговая: (IV снеговой район) кратковременная (полная) $S = S_0 \cdot k$ $k = 1,2 - 0,1 \cdot v = 1,2 - 0,1 \cdot 3 = 0,9$ $2400 * 0,9$	1512	-	2160
в том числе длительная (с коэф. 0,5) $0,5 * 2400 * 0,9$	756	-	1080

Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы:
постоянная

$$F_1 = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 3,153 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 56,75 \text{ кН} ;$$

кратковременная (полная)

$$F_2 = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 2,160 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 38,88 \text{ кН} ;$$

длительная

$$F_3 = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 1,080 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 19,44 \text{ кН} .$$

Узловые нормативные нагрузки соответственно:

$$F_{n1} = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 2,750 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 49,5 \text{ кН};$$

$$F_{n2} = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 1,512 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 27,2 \text{ кН};$$

$$F_{n3} = g \cdot a \cdot b \cdot \gamma_n = 0,756 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1,0 = 13,6 \text{ кН}.$$

$\gamma_n = 1$ - коэффициент надежности здания по назначению, согласно [ГОСТ Р 54257-2010](#) "Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования", раздел 9;

a – ширина грузовой полосы на ферму, расположенную в средних рамах, равная шагу поперечных рам;

b – длина панели верхнего пояса фермы (ширина грузовой полосы на узел фермы).

НЧИ К(П)ФУ

Кафедра ПГС и СМ

г. Набережные Челны

Марка рассчитываемой
конструкции
jbk

Загрузка -> 1F

<<<<<<< Исходные данные >>>>>>>

Номер узла	Координаты узла X	Координаты узла Y	Нагрузки P _x	Нагрузки P _y
------------	-------------------	-------------------	-------------------------	-------------------------

1	0.00	2.25	0.00	0.50
2	2.90	2.50	0.00	1.00
3	5.90	2.75	0.00	1.00
4	8.90	3.00	0.00	1.00
5	11.90	2.75	0.00	1.00

6	14.90	2.50	0.00	1.00
7	17.80	2.25	0.00	0.50
8	17.80	0.00	0.00	0.00
9	11.90	0.00	0.00	0.00
10	5.90	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00

.....
Начало расчёта >>>>> 14:16:14

<<<<<<< Результаты расчёта >>>>>>>

┌─── Наименование ───┐ Д л и н а ───┐ У с и л и е ───┐
└─── стержня ───┘ стержня ───┘ в стержне ───┘

1 - 2	2.91	+0.00
2 - 3	3.01	-4.29
3 - 4	3.01	-4.29
4 - 5	3.01	-4.29
5 - 6	3.01	-4.29
6 - 7	2.91	+0.00
7 - 8	2.25	-0.50
8 - 9	5.90	+2.90
9 -10	6.00	+4.42
10-11	5.90	+2.90
1 -11	2.25	-0.50
2 -11	3.83	-3.83
2 -10	3.91	+1.79
3 -10	2.75	-1.00
4 -10	4.24	-0.20
4 - 9	4.24	-0.20
5 - 9	2.75	-1.00
6 - 9	3.91	+1.79
6 - 8	3.83	-3.83

Продолжительность расчёта -> 0 мин. 5.46875E-002 сек

Время завершения расчёта -> 14:16:14 \

8.2. Определение усилий в элементах фермы.

Таблица 7

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия кН, в элементах при загрузении силами $F=1$ всего пролета
Верхний пояс: В1 В2 В3 В4 В5 В6	 1-2 2-3 3-4 4-5 5-6 6-7	 0 -4,29 -4,29 -4,29 -4,49 0,00
Нижний пояс: Н1 Н2 Н3	 8-9 9-10 10-11	 +2,90 +4,42 +2,90
Раскосы: Р1 Р2 Р3 Р4 Р5 Р6	 2-11 2-10 4-10 4-9 6-9 6-8	 -3,83 +1,79 -0,20 -0,20 +1,79 -3,83
Стойки: С1 С2 С3 С4	 1-11 3-10 5-9 7-8	 -0,5 -1 -1 -0,5

Таблица 8

Элемент	От постоянной Нагрузки		От кратковремен. действия полной снеговой нагрузки		От длительной (50% снеговой нагрузки)		От постоянной и полной снеговой нагрузки		От постоянной и длительной (50% снеговой) нагрузки	
	Нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
B1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00	0,00
B2	-212,38	-243,49	-166,7	-166,8	-58,39	-83,41	-329,15	-410,3	-270,76	-326,89
B3	-212,38	-243,9	-166,7	-166,8	-58,39	-83,41	-329,15	-410,3	-270,76	-326,89
B4	-212,38	-243,9	-166,7	-166,8	-58,39	-83,41	-329,15	-410,3	-270,76	-326,89
B5	-212,38	-243,9	-166,7	-166,8	-58,39	-83,41	-329,15	-410,3	-270,76	-326,89
B6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
H1	143,57	164,6	78,93	112,76	39,47	56,48	222,5	248,93	165,18	220,97
H2	218,81	250,87	120,31	171,86	60,15	85,93	339,12	422,73	278,96	336,8
H3	143,57	164,6	78,93	112,76	39,47	56,48	222,5	248,93	165,18	220,97
P1	-189,6	-217,37	-104,25	-148,9	-52,13	-74,46	-293,86	-366,3	-241,73	-291,84
P2	88,61	101,6	48,72	69,6	24,36	34,8	137,33	171,2	112,97	136,4
P3	-9,9	-11,47	-5,44	-7,77	-2,72	-3,88	-15,35	-19,13	-12,62	-15,24
P4	-9,9	-11,47	-5,44	-7,77	-2,72	-3,88	-15,35	-19,13	-12,62	-15,24
P5	88,61	101,6	48,72	69,6	24,36	34,8	137,33	171,2	112,97	136,4
P6	-189,6	-217,37	-104,25	-148,9	-52,13	-74,46	-293,86	-366,3	-241,73	-291,84
C1	-24,76	-28,37	-13,61	-19,44	-6,81	-9,72	-38,37	-47,82	-31,55	-38,1
C2	-49,5	-56,75	-27,22	-38,88	-13,61	-19,44	-76,72	-95,64	-63,11	-76,2
C3	-49,5	-56,75	-27,22	-38,88	-13,61	-19,44	-76,72	-95,64	-63,11	-76,2
C4	-24,76	-28,37	-13,61	-19,44	-6,81	-9,72	-38,37	-47,82	-31,55	-38,1

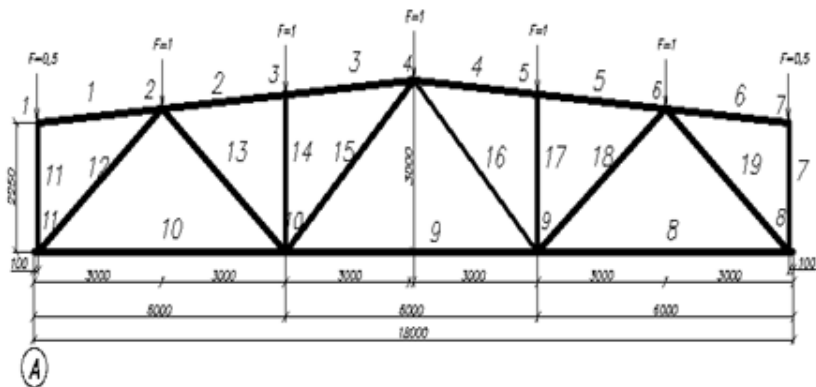


Рисунок 11 – Геометрическая схема фермы в осях поясов и элементов решётки при расчёте от единичных нагрузок.

8.3. Расчет сечений элементов фермы.

8.3.1. Общие сведения.

Комплекс расчетов железобетонной фермы содержит расчеты сечений верхнего и нижнего поясов, сжатых и растянутых раскосов по предельным состояниям первой и второй групп на действие усилий от нагрузок, усилий обжатия, усилий, возникающих при монтаже, а также узлов фермы.

8.3.2. Верхний сжатый пояс.

Расчет ведем по наибольшему усилию (в элементах В2 и В3) $N = 410,3кН$; $N_i = 243,49кН$.

Ширину верхнего пояса принимаем из условия опирания плит перекрытия пролетом 6 м – 240 мм.

Ориентировочно требуемая площадь сечения:

$$A \approx \frac{N}{0,8 \cdot (R_b + 0,03 \cdot R_{sc})} = \frac{410,3 \cdot 10^3}{0,8 \cdot (22 \cdot 100 + 0,03 \cdot 355 \cdot 100)} = 157 \text{ см}^2$$

Назначаем размеры сечения верхнего пояса:

$$b \times h = 24 \times 24 \text{ см}, A = 576 \text{ см}^2 > 173,5 \text{ см}^2$$

Случайный начальный эксцентриситет

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a \geq \frac{1}{600} \cdot l = \frac{300}{600} = 0,5 \text{ см} \\ e_a \geq 1 \text{ см} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{24}{30} = 0,8 \text{ см} \end{array} \right. ; \text{ принимаем } e_0 = e_a = 1 \text{ см} ,$$

где $l = 300 \text{ см}$ - расстояние между узлами фермы.

При $e_a \leq \frac{h}{8} = \frac{24}{8} = 3 \text{ см}$, расчетная длина

$$l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 300 = 270 \text{ см} .$$

Наибольшая гибкость сечения равна

$$\frac{l_0}{h} = \frac{270}{24} = 11,25 > 4 .$$

Необходимо учесть влияние продольного изгиба элемента на его прочность.

Момент инерции сечения верхнего пояса:

$$J = \frac{24 \cdot 24^3}{12} = 27648 \text{ см}^4 ,$$

рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 24 - 3,5 = 20,5 \text{ см} .$

Изгибающие моменты:

- от длительно действующих нагрузок

$$M_{II} = N_i \cdot \frac{(h_0 - a)}{2} = 243,49 \cdot \frac{0,205 - 0,035}{2} = 20,69 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

- от полных нагрузок

$$M_1 = 410,3 \cdot \frac{0,205 - 0,035}{2} = 34,87 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{1}{24} = 0,042 ;$$

$$\delta_{e_{\min}} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{270}{24} - 0,01 \cdot 22 \cdot 0,9 = 0,19 ;$$

$$\delta_e < \delta_{e \min}, \text{ принимаем } \delta_e = \delta_{e \min} = 0,19$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{36000} = 5,55$$

при $\mu = 0,0079$ (I приближение)

Момент инерции продольной арматуры, $см^4$:

$$J_s = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 0,0079 \cdot 24 \cdot 20,5 \cdot (0,5 \cdot 24 - 3,5)^2 = 280,82$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{20,69}{34,87} = 1,59,$$

$\beta = 1$ - для тяжелого бетона.

Условная критическая сила, $кН$:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha \cdot J_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 36000 \cdot 100}{270^2} \cdot \left[\frac{27648}{1,59} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,019} + 0,1 \right) + 5,55 \cdot 280,82 \right] = 6123,95$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{410,3}{3266,3}} = 1,14$$

Расстояние от оси продольного усилия до центра тяжести растянутой арматуры:

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 1,14 + 0,5 \cdot 24 - 3,5 = 9,64 \text{ см}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при $\gamma_{b2} = 0,9$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,692}{1 + \frac{350}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,692}{1,1} \right)} = 0,548 ;$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,692$;

$$\sigma_{s1} = R_s = 350 \text{ МПа}$$

Коэффициенты

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot h \cdot h_0} = \frac{410,3 \cdot 1000}{0,9 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 24 \cdot 20,5} = 0,4;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \cdot \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta} = \frac{0,4 \cdot \left(\frac{9,64}{20,5} - 1 + \frac{0,4}{2} \right)}{1 - 0,17} = 0,159;$$

$$\delta = \frac{a}{h_0} = \frac{3,5}{20,5} = 0,17.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 + \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{0,4 \cdot (1 - 0,548) + 2 \cdot 0,159 \cdot 0,548}{1 + 0,548 + 2 \cdot 0,159} = 0,189$$

В расчетном случае $\xi = 0,234 < \xi_R = 0,548$

армирование принимаем не симметричное.

Площадь сечения арматуры определяем по формуле, $см^2$:

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{\left[\frac{e}{h_0} - \frac{\xi}{\alpha_n} \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \right]}{1 - \delta} =$$

$$\frac{410,3 \cdot 1000 \cdot \left[\frac{9,64}{20,5} - \frac{0,189}{0,548} \cdot \left(1 - \frac{0,189}{2} \right) \right]}{350 \cdot 100 \cdot (1 - 0,17)} = 2,12$$

Из конструктивных соображений принимаем 4Ø14

A 400 с $A_s + A'_s = 6,16 см^2$.

Расчет сечения верхнего сжатого пояса на устойчивость из плоскости фермы не выполняем, так как все узлы фермы закреплены плитами покрытия в плоскости ската.

8.4. Нижний растянутый пояс.

8.4.1. Расчет прочности выполняем для элемента Н2.

Нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 371,15 \text{ кН}$.

Нормативное значение от постоянной и длительной (50% снеговой) нагрузок $N_{nl} = 265,02 \text{ кН}$.

Расчетное значение от постоянной и полной снеговой нагрузок $N = 401,6 \text{ кН}$.

Определяем площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{SP} = \frac{N}{\gamma_{S6} \cdot R_S} = \frac{422,73 \cdot 1000}{1,15 \cdot 1215 \cdot 100} = 3,03 \text{ см}^2.$$

С учетом симметричного расположения предварительно принимаем $4\emptyset 15$ К1400 с $A_{SP} = 5,66 \text{ см}^2$.

Сечение нижнего пояса 24×24 см.

Напрягаемая арматура окаймлена хомутами.

Продольная арматура каркасов хомутов из стали класса А 400 ($6\emptyset 10$ А 400 с $A_S = 4,71 \text{ см}^2$).

Суммарный процент армирования:

$$\mu = \frac{A_{SP} + A_S}{b \cdot h} = \frac{5,66 + 4,71}{24 \cdot 24} \cdot 100\% = 1,8\%.$$

Приведенная площадь сечения: $A_{red} = A + \sum A$.

$$\alpha_1 = \frac{E_S}{E_b} = \frac{180000}{36000} = 5 \text{ - для К1400;}$$

$$\alpha_2 = \frac{E_S}{E_b} = \frac{200000}{36000} = 5,55 \text{ - для А 400.}$$

$$A_{red} = 24 \cdot 24 + 5,66 \cdot 5 + 4,71 \cdot 5,55 = 630,44 \text{ см}^2.$$

8.4.2. Расчет нижнего пояса на трещиностойкость.

Принимаем механический способ натяжения арматуры.

Значение предварительного напряжения в арматуре σ_{SP} при $\delta_{SP} \leq 0.8 \cdot R_{s,ser} = 0.8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа}$

Принимаем $\sigma_{SP} = 1100 \text{ МПа}$.

Определяем потери предварительного напряжения в арматуре при $\gamma_{SP} = 1$.

Первые потери:

- от релаксации напряжений в арматуре:

$$\sigma_1 = \left[0,22 \cdot \frac{\sigma_{SP}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right] \cdot \sigma_{SP} = \left[0,22 \cdot \frac{1100}{1400} - 0,1 \right] \cdot 1100 = 80,14 \text{ МПа};$$

- от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$):

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа};$$

- от деформации анкеров:

$$\sigma_3 = \frac{E_s \cdot \Delta l}{l} = \frac{180000 \cdot 0,26}{1000} = 46,8 \text{ МПа},$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot 9 = 2,6 \text{ мм}$;

$$l = 18 / 2 + 1 = 10 \text{ м} = 1000 \text{ см}.$$

Усилие обжатия с учётом потерь напряжения, кН :

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 5,66 \cdot (1100 - 80,14 - 81,25 - 46,8) \cdot 100 = 505 \text{ кН}.$$

- от быстронатекающей ползучести бетона при

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,33}{28} = 0,33 < \alpha = 0,75.$$

$$\sigma_6 = \frac{40 \cdot 0,85 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{40 \cdot 0,85 \cdot 9,3}{28} = 11,3 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{587 \cdot 1000}{630,44} = 931 \text{ Н / см}^2 = 9,3 \text{ МПа},$$

0,85 – коэффициент, учитывающий тепловую обработку.

Первые потери составляют:

$$\sigma_{los1} = 80,14 + 81,25 + 46,8 + 11,3 = 219,5 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом первых потерь напряжения, $кН$:

$$P_1 = 5,66 \cdot (1100 - 219,5) \cdot 100 = 498,4 \text{ кН}.$$

Вторые потери:

- от усадки бетона В40, подвергнутого тепловой обработке,

$$\sigma_8 = 40 \text{ МПа}.$$

- от ползучести бетона при

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,22}{28} = 0,33 < \alpha = 0,75$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{9,31}{28} = 42,4 \text{ МПа},$$

$$\text{где } \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{498,4 \cdot 1000}{630,44} = 791 \text{ Н / см}^2 = 7,91 \text{ МПа}$$

Вторые потери составляют:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 42,4 = 82,4 \text{ МПа}.$$

Полные потери:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 219,5 + 82,4 = 301,9 \text{ МПа}.$$

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжения принимают равным

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{55}{1100} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0,035 < 0,1;$$

$$\text{где } P = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 1100 = 55 \text{ МПа},$$

n_p - число контактов в сечении.

Принимаем $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Сила обжатия при $\gamma_{SP} = 1 - \Delta\gamma_{SP} = 1 - 0,1 = 0,9$:

$$P = A_{SP} \cdot (\sigma_{SP} - \sigma_{los}) \cdot \gamma_{SP} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \cdot A_S = 5,66 \cdot (1100 - 301,9) \cdot 0,9 - (11,3 + 40 + 42,4) \cdot 4,71 = 362,4 \text{ кН}.$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot [R_{bt,ser} \cdot (A + 2 \cdot \alpha \cdot A_{SP}) + P] = 0,85 \cdot [2,1 \cdot 10^{-1} \cdot (57,6 + 2 \cdot 5 \cdot 5,66) + 436] = 390 \text{ кН} < N_n = 371,15 \text{ кН}$$

Здесь $\gamma_i = 0,85$ - коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов фермы.

Так как условие трещиностойкости сечения не соблюдается, то необходим расчет по раскрытию трещин.

8.5. Расчет растянутого раскоса P1 и P6

Растягивающие усилия в раскосе:

- нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 293,86 \text{ кН}$;
- нормативное значение усилия от постоянной и длительной нагрузок $N_{n1} = 241,73 \text{ кН}$.

Расчетное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N = 366,3 \text{ кН}$.

Назначаем сечение раскоса $h \times b = 160 \times 160 \text{ мм}$.

Площадь сечения арматуры из условия прочности

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{366300}{350 \cdot 100} = 10,47 \text{ см}^2.$$

Процент армирования принимаем с учетом симметричного расположения арматуры: 4 \varnothing 20 А 400 с

$$A_s = 12,56 \text{ см}^2 ; \mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{12,56}{16 \cdot 16} = 0,049 \text{ или } 4,9\% .$$

12.6. Расчет опорного узла фермы (узел 1).

12.6.1. Расчет из условия обеспечения анкеровки арматуры (отрыв по линии А-В).

При конструировании узлов фермы особое внимание необходимо уделять надежной анкеровке элементов решетки.

Длина анкеровки напрягаемой арматуры нижнего пояса d15 К1400, см:

- по таблице: $l_{an} = 150$;

- по формуле:

$$l_{an} = \left[\omega_p \cdot \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bp}} \right) + \lambda_p \right] \cdot d = \left[1,25 \cdot \left(\frac{798,1}{28} \right) + 25 \right] \cdot 1,5 = 90,9 \text{ см} \approx 91 \text{ см},$$

где $\omega_p = 1,25$, $\lambda_p = 25$,

$$\sigma_{sp} = 1100 - 301,9 = 798,1 \text{ МПа} -$$

предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь.

$R_{bp} = 28 \text{ МПа}$ - передаточная прочность бетона (кубиковая прочность бетона к моменту обжатия).

Для напрягаемой арматуры в узле: $l_n = l_1 = 380 \text{ мм}$,

$$l_{an} = 1500 \text{ мм}, \gamma_{s5} = \frac{380}{1500} = 0,253.$$

Для ненапрягаемой арматуры в узле

$$l_n = l_2 = 350 \text{ мм}, l_{an} = 35 \cdot d = 35 \cdot 10 = 350 \text{ мм}.$$

где d – диаметр ненапрягаемых стержней в нижнем поясе в пределах опорного узла.

Требуемая площадь поперечного сечения продольных ненапрягаемых стержней в нижнем поясе в пределах опорного узла:

$$A_s = \frac{(0,1 \dots 0,2) \cdot N}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 202,81 \cdot (1000)}{350 \cdot (100)} = 1,16 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\emptyset 10$ А400, так как каркас пространственный, с $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Величина заделки ненапрягаемой арматуры, обеспечивающая полное использование ее расчетного

сопротивления:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) \cdot d = \left(0,7 \cdot \frac{355}{22} + 11 \right) \cdot 10 = 223 \text{ мм} = 22,3 \text{ см},$$

где $\omega_{an} = 0,7$, $\Delta\lambda_{an} = 11$.

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию,
 $R_b = 22 \text{ МПа}$.

R_s - расчетное сопротивление арматуры, $R_s = 350 \text{ МПа}$,

d - диаметр стержня, $d = 10 \text{ мм}$.

Для ненапрягаемой арматуры $\gamma_{s5} = \frac{350}{350} = 1$

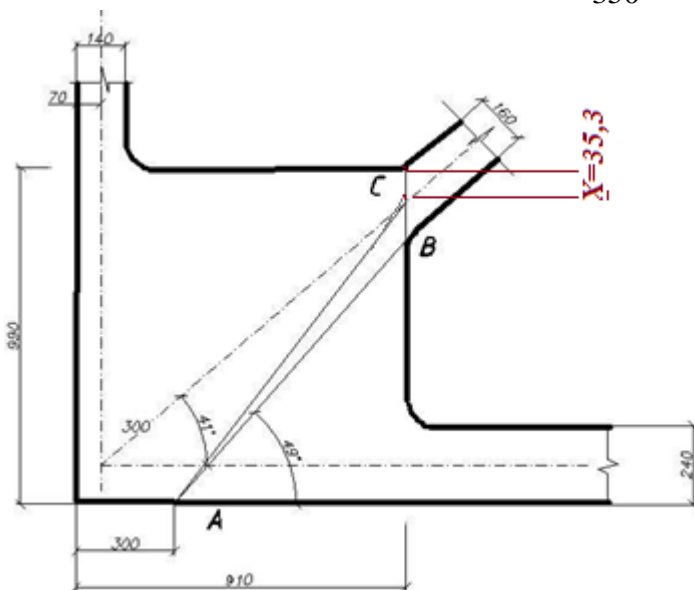


Рисунок 12.

Площадь поперечного сечения одного поперечного стержня, см^2 :

$$A_{sw} = \frac{N - N_{SP} - N_S}{n \cdot R_{sw} \cdot ctg \alpha} = \frac{211,38 \cdot 10^3 - 173,99 \cdot 10^3 - 54,95 \cdot 10^3}{10 \cdot 280 \cdot (100) \cdot 0,8693} = -0,07;$$

где усилия

$$N_{SP} = R_S \cdot A_{SP} \cdot \gamma_{S5} = 1215 \cdot (100) \cdot 5,66 \cdot 0,253 = 173,99 \cdot 10^3 H = 173,99 \kappa H$$

$$N_S = R_S \cdot A_S \cdot \gamma_{S5} = 350 \cdot (100) \cdot 1,57 \cdot 1 = 54,95 \cdot 10^3 H = 54,95 \kappa H$$

$$N = N_{8-9} = 211,38 \kappa H,$$

$\alpha = 49^0$ - угол наклона линии АВ, $ctg \alpha = 0,8693$;

$n=10$ – число поперечных стержней в узле, пересекаемых линией АВ (без учета стержней, расположенных в зоне длиной 10 см от точки А), при двух каркасах и шаге поперечных стержней принимаем $\varnothing 10$ А 400 с $A_S = 1,57 \text{ см}^2$.

8.6.2. Расчет из условия обеспечения прочности на изгиб по наклонному сечению АС.

Усилие в приопорном раскосе $N_{2-11} = 347,99 \kappa H$, длина узла $l_{уз} = 91 \text{ см}$. Расстояние от торца фермы до точки пересечения осей опорного раскоса и нижнего пояса $a = 6 \text{ см}$. Расстояние от верхней грани узла до центра тяжести напрягаемой и ненапрягаемой арматуры

$$h_0 = 800 - \frac{160}{2} = 720 \text{ см}.$$

Прочность наклонного сечения проверяем по линии АС.

Высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N_{SP} - N_S}{\gamma_b \cdot R_b \cdot b} = \frac{167,54 \cdot 10^3 - 55,74 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 22 \cdot (100) \cdot 16} = 3,53 \text{ см}.$$

Требуемая площадь сечения поперечного стержня, см^2 :

$$A_{S_w} = \frac{N_{2-11} \cdot \sin \beta \cdot (l_{yz} - a) - N_{SP} \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) - N_S \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{n \cdot R_{S_w} \cdot (l_{yz} - l_{on} - 10) \cdot 0,5} =$$

$$= \frac{347,99 \cdot 10^3 \cdot 0,6561 \cdot (91 - 6) - 167,54 \cdot 10^3 \cdot \left(72 - \frac{3,53}{2}\right) - 55,74 \cdot 10^3 \cdot \left(72 - \frac{3,53}{2}\right)}{10 \cdot 280 \cdot (100) \cdot (91 - 22,3 - 10) \cdot 0,5} = 0,456$$

где $n=10$ – число поперечных стержней в узле, пересекаемых линией АС (без учета стержней, расположенных в зоне длиной 10 см от точки А), при двух каркасах;

$\beta = 41^0$ - угол наклона приопорного раскоса, $\sin \beta = 0,656$,

$l_{yz} - l_{an} - 10 = 91 - 22,3 - 10 = 58,7 \text{ см}$ - плечо

внутреннего усилия от равнодействующей в поперечной арматуре (в хомутах).

Полученное значение $A_{S_w} = 0,456 \text{ см}^2$ меньше ранее принятого значения, $A_{S_w} = 1,57 \text{ см}^2$, окончательно принимаем поперечные стержни $\varnothing 10$ А 400.

Окончательно принимаем в опорном узле два каркаса с диаметром поперечных стержней $\varnothing 10$ А 400 и шагом 100 мм.

8.7. Расчет промежуточного узла фермы (узел 2).

Промежуточные узлы фермы рассчитывают на надежность анкеровки арматуры поясов и элементов решетки.

Рекомендуется запускать сжатую арматуру за грань узла на расстояние не менее $15d$ для раскосов и стоек и $20d$ – для верхнего пояса. Растянутая арматура должна запускаться за расчетное сечение 1–1 на длину

$$l_{an} = 35 \cdot d \cdot \frac{\sigma_s}{R_s} \cdot K_n$$

где $K_n = 1$ - для узлов верхнего пояса.

Для растянутого раскоса Р2 и Р5, армированного :
 $4 \text{ } \varnothing 20 \text{ А } 400 \text{ с } A_s = 12,56 \text{ см}^2$

Фактическая длина анкеровки (см рис.13) больше расчётной

$$540 \text{ мм} > l_{an} = 35 \cdot 20 \cdot \frac{129,5}{350} = 259 \text{ мм} \text{ - условие}$$

анкеровки выполняется.

$$\text{где } \sigma_s = \frac{N_{3-5}}{A_s} = \frac{162,64 \cdot 10^3}{12,56 \cdot (100)} = 129,5 \text{ МПа.}$$

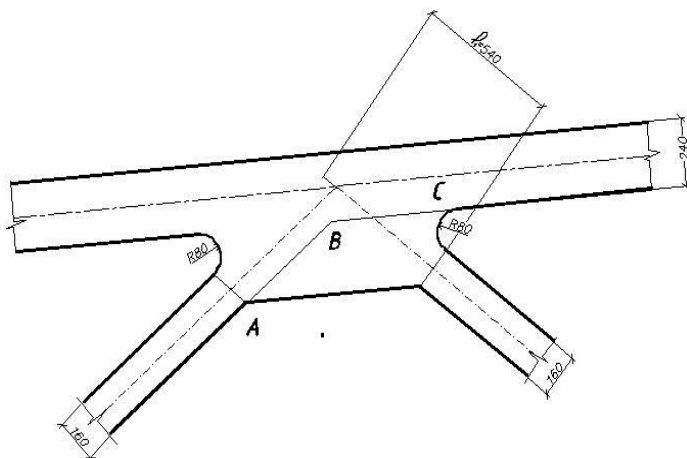


Рисунок 13.

Рассчитываем необходимость постановки поперечной арматуры в узле, устанавливаемой с целью компенсации снижения расчетного сопротивления в рабочей арматуре раскоса на длине заделки.

Линия возможного отрыва АВС.

В узле поставим два каркаса с числом поперечных стержней, включаемых в расчет $n=2 \cdot 5=10 \text{ шт.}$

Необходимое сечение поперечных стержней каркаса, $см^2$:

$$A_{sw} = \frac{N_{3-5} \cdot \left[1 - \frac{l_2 \cdot K_n + \Delta l_{an}}{\left(\frac{\sigma_s}{R_s} \right) \cdot 35 \cdot d} \right]}{n \cdot R_{sw} \cdot \cos \varphi} = \frac{162,64 \cdot 10^3 \cdot \left[1 - \frac{25,8 \cdot 1 + 10}{\left(\frac{129,5}{355} \right) \cdot 35 \cdot 20} \right]}{10 \cdot 280 \cdot (100) \cdot 0,707} = 1,12$$

где $\varphi = 45^0$ - угол между поперечными стержнями и направлением растянутого раскоса.

Принимаем $\emptyset 12A 400$ с $A_{sw} = 1,131 см^2$.

Площадь сечения окаймляющего стержня:

$$A_s = \frac{N_{0s}}{n_2 \cdot R_{0s}} = \frac{6505,6}{2 \cdot 90 \cdot (100)} = 0,36 см^2,$$

где $n_2 = 2$ – число каркасов,

$R_{0s} = 90 МПа$ – расчетное напряжение в окаймляющей арматуре.

$$N_{0s} = 0,04 \cdot (D_1 + 0,5 \cdot D_2) = 0,04 \cdot 162,64 \cdot 10^3 = 6505,6 Н,$$

где D_1 – наибольшее усилие в растянутых раскосах, сходящихся в узле,

D_2 – усилие в другом растянутом раскосе, т.к. в рассчитываемом узле только один растянутый раскос, то $D_2 = 0$.

Принимаем $\emptyset 8A 400$ с $A_s = 0,503 см^2$

9. Конструктивные требования

9.1 Общие положения

Минимальные значения толщины слоя бетона для рабочей арматуры следует принимать в зависимости от условий эксплуатации:

9.1.1. В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности - 20 мм.

9.1.2. В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий) – 25 мм.

9.1.3. На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий) – 30 мм.

9.1.4. В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки (толщиной 100мм из бетона В10) – 40 мм.

Для сборных элементов указанные минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшают на 5 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры.

9.1.5 Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм - при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании - для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм - то же, для верхней арматуры;

50 мм - то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами - пучками (без зазора между ними).

9.1.6. Площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона ($\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$) следует

принимать не менее:

0,10% - в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \leq 17$ (для прямоугольного сечения $l_0/i \leq 5$)

0,25% - во внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \geq 87$ (для прямоугольного сечения $l_0/i \geq 25$)

Для промежуточных значений гибкости элементов значение μ_s определяется по интерполяции.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое большей указанных выше значений и относить их к полной площади сечения бетона.

9.1.7. В железобетонных линейных конструкциях и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматур должны быть не более:

- в железобетонных балках и плитах:

200 мм - при высоте поперечного сечения, $h \leq 150$ мм;

1,5h и 400 мм - при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм;

- в железобетонных колоннах:

400 мм - в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

500 мм - в направлении плоскости изгиба.

9.1.8. Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура.

9.1.9. Во внецентренно сжатых колоннах (при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры) с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500мм (d -диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более $1,5\%$, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300мм .

9.2 *Конструктивные требования по конструированию железобетонных стропильных ферм.*

9.2.1. Пролет стропильных ферм 18, 24, 30 и 36 м.

Шаг ферм 6 или 12 м.

9.2.2. Фермы пролетом 18 м изготавливаются цельными, пролетом 24 м – цельными или из двух полуферм, пролетом 30 и 36 м – из двух полуферм.

9.2.3. Решетку полуфермы следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса для удобства монтажного соединения был выносным, т. е. расположенным между узлами. Чтобы обеспечить монтажную прочность участка нижнего пояса, у стыка устраивают конструктивные дополнительные подкосы (невыгодный учитываемые, в расчете).

9.2.4. Решетка ферм может быть закладной из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и втапливают в узлы на $30 - 50\text{ мм}$, или изготавливаемой одновременно с бетонированием поясов.

9.2.5. Ширина сечения закладной решетки должна быть менее ширины сечения поясов (при отдельном изготовлении элементов решетки и поясов). Если решетка

бетонируется одновременно с поясами, то ширина сечения ее равны ширине сечения поясов.

9.2.6. Ширину сечения верхнего и нижнего поясов ферм из условий удобства изготовления принимают одинаковой. Ширину сечения поясов при шаге ферм 6 м принимают 200 - 250 мм, а при шаге ферм 12 м - 300 - 350 мм.

9.2.7. Нижний растянутый пояс ферм проектируют для обеспечения требуемой трещиностойкости предварительно напряженным. Натяжение арматуры, как правило, на упоры.

9.2.8. В качестве напрягаемой арматур нижнего пояса используют:

- стержневую арматуру классов А600, А800 и А1000.
- арматурные семипроволочные канаты Ø 6, 9, 12, 15мм классов К1400 и К1500 (по ГОСТ Р 53772-2010)
- высокопрочная проволока классов Вр1200, Вр1300, Вр1400 и Вр1500.

9.2.9. Вся напрягаемая арматура должна быть охвачена замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500мм.

9.2.10. Верхний сжатый пояс и элементы решетки армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов.

9.2.11. При значительных усилиях в растянутых элементах решетки их выполняют предварительно напряженными.

9.2.12. Изготавливают фермы из тяжелого бетона классов В30-В50.

9.2.13. При назначении габаритных размеров фермы принимают ее высоту в середине пролета равной $1/7 \div 1/9$ от пролета. По условиям перевозки не допускается делать фермы высотой более 3,8м.

9.3 Конструктивные требования по конструированию железобетонной колонны

9.3.1 Для изготовления колонны применяют бетон класса не ниже В15 и не выше В30.

9.3.2. Армирование колонны.

В качестве продольной рабочей арматуры применяют арматуру классов А300, А400, А500.

Диаметр продольных рабочих стержней сборных колонн рекомендуется назначать не менее 16 мм. Для монолитных колонн, а также для конструктивной арматуры допускается применять диаметр стержней 12 мм. Максимальный диаметр продольной рабочей арматуры для колонн из тяжелого бетона – 40мм.

Все стержни продольной рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. В случае если продольная арматура конструируется из стержней разного диаметра, допускается применение не более двух разных диаметров, не считая конструктивных стержней. При этом стержни большего диаметра следует располагать в углах поперечного сечения колонны.

Стержни продольной арматуры с каждой стороны поперечного сечения колонны рекомендуется располагать в один ряд. Допускается предусматривать второй ряд из двух стержней, располагая их вблизи углов поперечного сечения колонны.

В ступенчатых колоннах продольная арматура верхнего участка заводят в бетон нижнего участка не менее чем на длину анкеровки.

9.3.3. Косвенное армирование.

Косвенное армирование препятствует поперечному расширению бетона, благодаря чему увеличивается прочность бетона при продольном сжатии.

Для косвенного армирования используют арматурную сталь классов А240, А400, В500 диаметром 5-10мм, но не более 14мм.

В местах стыков колонны с фундаментом и ригелем используется косвенное армирование в качестве местного армирования. Устанавливаются сварные сетки с шагом не менее 60мм и не более 150мм и не более $1/3$ меньшей стороны сечения колонны. Первая сварная сетка располагается на расстоянии 15-20мм от поверхности нижней и верхней частей колонны. Размеры ячеек назначают не более 100мм.

Сетки должны охватывать всю продольную рабочую арматуру.

Для усиления концевых участков колонны у торца предусматривают не менее четырех сварных сеток на длине (считая торцы колонны) $10d$ (где d —наибольший диаметр продольной арматуры).

9.3.4. Пространственный каркас.

Для образования пространственного каркаса плоские сварные сетки, расположенные у противоположных граней колонны, должны быть соединены друг с другом поперечными стержнями, привариваемыми контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням сеток, или шпильками, связывающими эти стержни, на тех же расстояниях, что и поперечные стержни плоских каркасы.

Примеры армирования сечений колонны приведены на рис. 14,15,16.

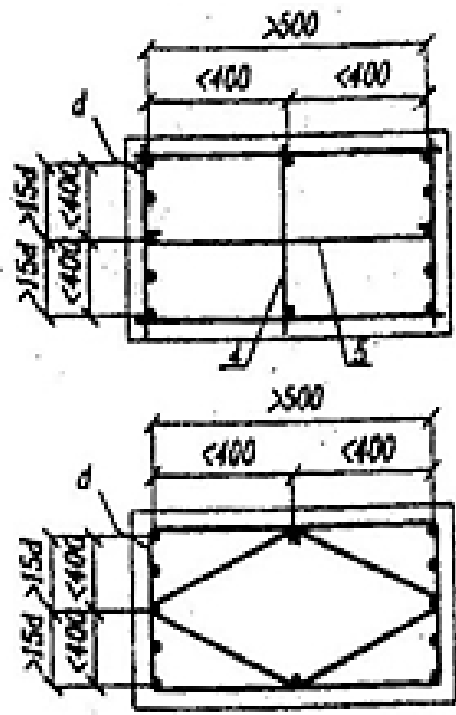
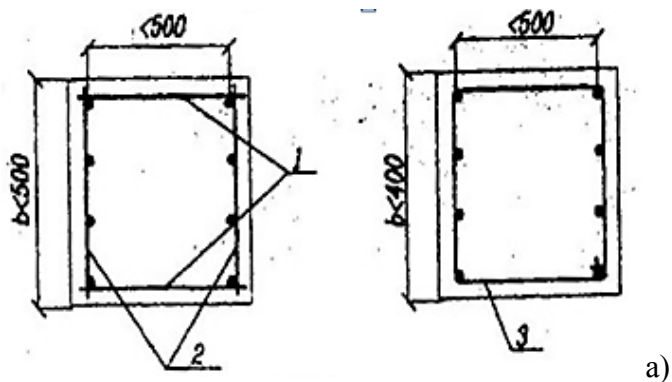


Рисунок 14 – Конструкция пространственных каркасов в сжатых элементах:

а-сварных; б-вязаных; 1-соединительные стержни; 2-плоские сварные каркасы; 3-хомут; 4-промежуточный плоский сварной каркас; 5-шпилька

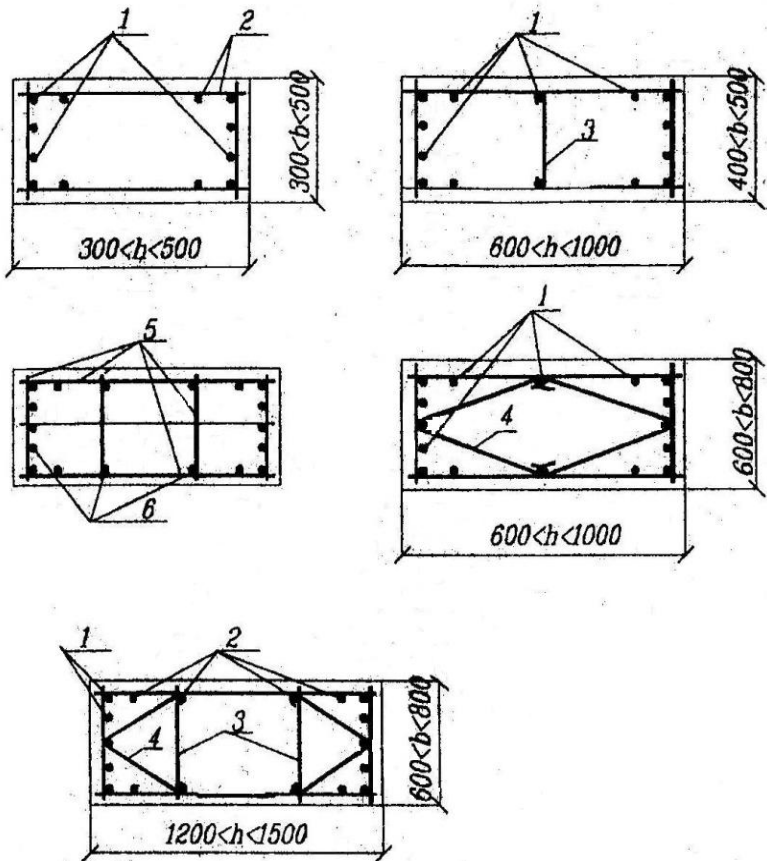


Рисунок 15 – Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым количеством стержней плоских сварных каркасов:

- 1-плоский сварной каркас; 2-сетка или соединительный стержень;
 3-штилька; 4-хомут; 5-поперечная арматура в виде плоского каркаса;
 6-отдельные стержни продольной арматуры

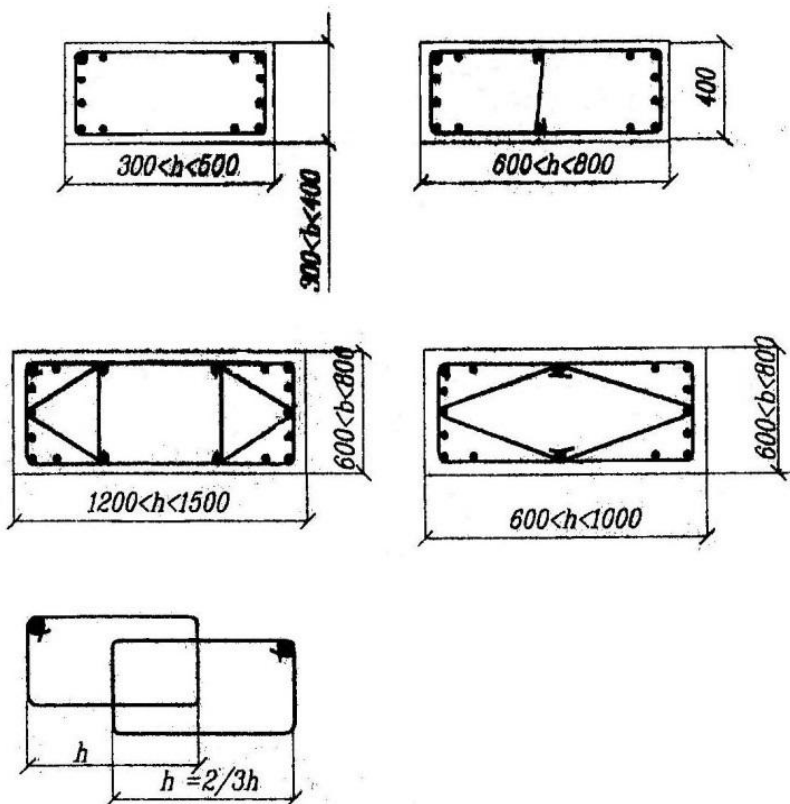


Рисунок 16 – Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым количеством стержней вязаными каркасами

9.4. Конструктивные требования по конструированию внецентренно сжатого фундамента

9.4.1. Для монолитных фундаментов применяют тяжелый бетон по прочности на сжатие В15 и В20 (при соответствующем обосновании).

9.4.2. Фундаменты армируют сварными сетками из стержней периодического профиля А300 и А400 диаметром не менее 12мм. Размеры ячеек принимают не менее 100мм и не более 200 (шаг стержней S). В

фундаментах со стороной 3м и более, половину стержней принимают длиной $0,8l$, где l – размер длинных стержней. Короткие и длинные стержни чередуют.

Для упрощения армирования рекомендуется сетки укладывать в два слоя. Размеры верхней сетки принимают равными 0,8 от соответствующих размеров нижней сетки.

9.4.3. Все размеры фундамента следует принимать кратными 300мм. (3М в соответствии с ГОСТ 23478-79) из условия их изготовления с применением инвентарной опалубки. При соответствующем обосновании разрешается применять размеры кратными 100мм в соответствии с ГОСТ 23477-79.

9.4.4. При внецентренной нагрузке подошву рекомендуется принимать прямоугольной с соотношением сторон не менее 0,6 (0,6-0,85).

9.4.5. Высота фундамента h_f назначается с учетом глубины заложения подошвы из условия промерзания грунтов основания и уровня обрез фундамента. Обрез фундамента, как правило, принимают на отметке -0,15 для обеспечения условий выполнения работ нулевого цикла.

9.4.6. Размеры стакана фундамента назначаются из условий обеспечения необходимой глубины заделки колонны в фундамент и обеспечения зазоров, равных 75мм по верху и 50 мм по низу фундамента с каждой стороны (рис. 4)

9.4.7. Толщину дна стакана фундамента следует принимать не менее 200мм.

9.4.8. Минимальную толщину стенок t неармируемого стакана поверху следует принимать не менее 0,75 высоты верхней ступени (подколонника) или 0,75 глубины стакана и не менее 200мм. В фундаментах с армированной частью толщина стенок стакана определяется расчетом. Конструктивно без расчета арматуры стакана допускается принимать $t \geq 0,3h_{col}$.

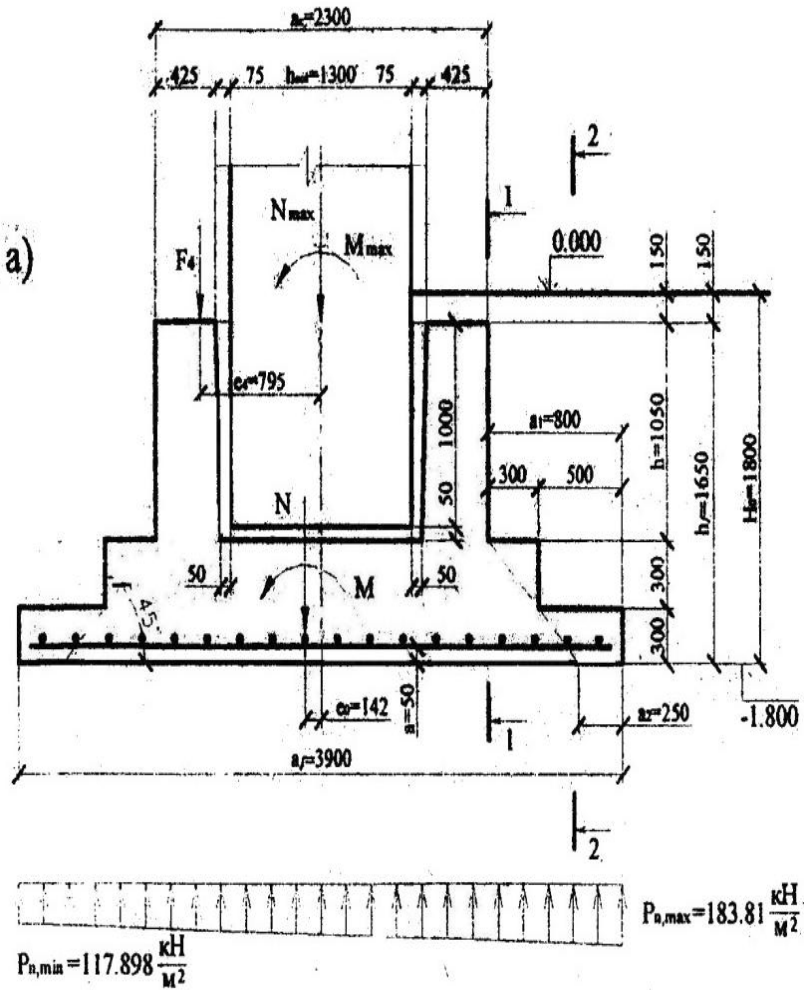


Рисунок 17– Ступенчатый фундамент
 а) расчетная схема фундамента и эпюра давления на основание

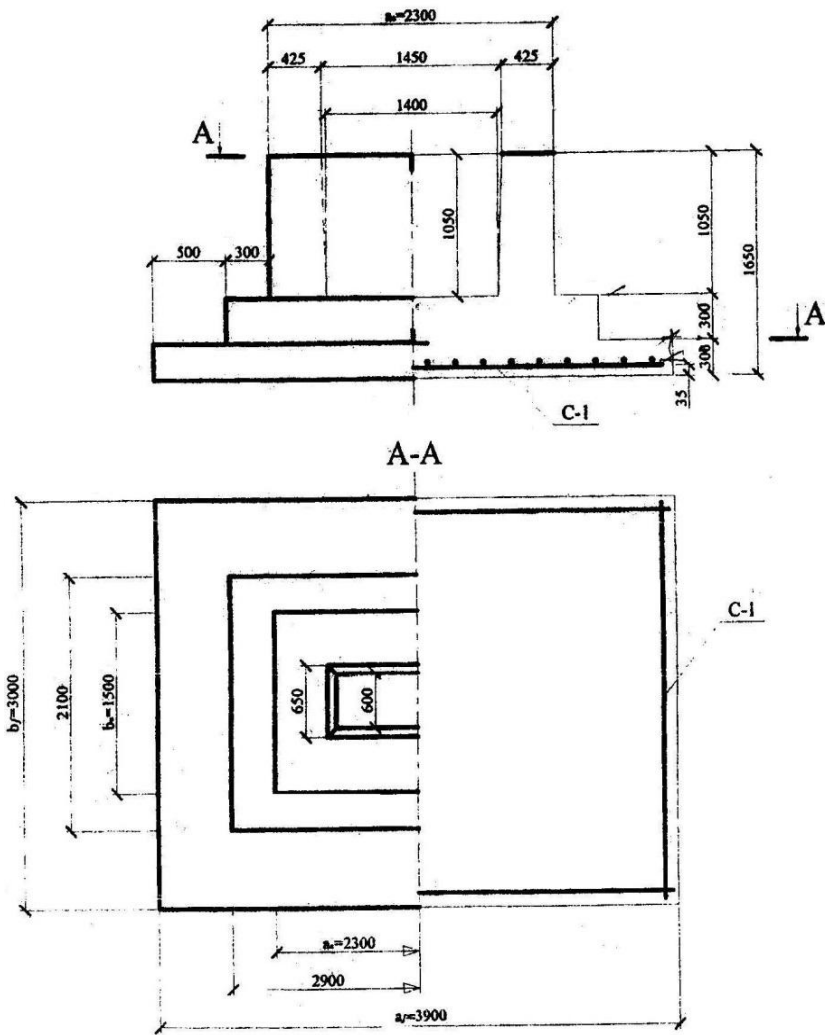


Рисунок 18 – Ступенчатый фундамент:
 б) монолитный трехступенчатый фундамент

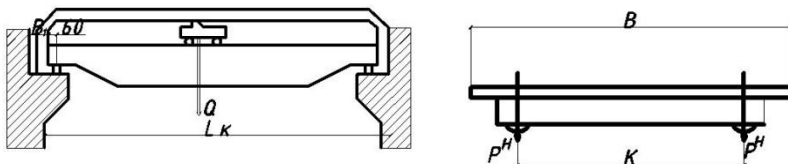
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Основная

1. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] : учебник / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. - 6-е изд., перераб. и доп. - Екатеринбург : АТП, 2014. - 761 с. : табл. - Прил.: с. 735-752. - Гриф МО. - В пер. - ISBN 5-274-0152 9.
2. СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» М: Стройиздат, 2004г.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минрегион России -2013.
4. Басов Ю.К., Зайцева С.В., Дульнева Е.С., Стребкова М.Ю. Железобетонные и каменные конструкции: Учебное пособие: В 2-х частях – ч. I.- Москва: Российский университет дружбы народов, 2010.-100 с.: ил.- В пер.- 978-5-209-03465-0.- Режим доступа: <http://www.bibliorossica.com/book.html?currBookId=10333&ln>
5. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений», 2011.
6. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», М: Стройиздат, 2010г.
7. ГОСТ Р 53772-2010«Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные.»Москва: Стандартинформ. 2010г.
8. ГОСТ 6727-80* «Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций»
9. ГОСТ 10884-94 «Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия»
10. ГОСТ 5781-82* «Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций.» М: Издательство стандартов, 1993г.
11. ГОСТ Р 52544-2006 «Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций.» М., 2006.г
12. ГОСТ Р 54257-2010 "Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования", раздел 9.

Приложение 1

«Нагрузки и габариты мостовых кранов среднего режима работы»



Грузоподъемность крана Q , т	Пролеты крана L_k , м	Основные габаритные размеры, мм				Давление колеса на подкрановый рельс P_H , Кн	Масса, т		Тип подкранового рельса
		ширина крана B	база крана K	H	B_1		тележки	крана с тележкой	

I. Краны с одним крюком

5	10,5	5000	3500	1650	230	70	2,2	13,6	КР 70
	16,5	5000	3500	1650	230	82	2,2	18,1	КР 70
	22,5	6500	5000	1650	230	101	2,2	25	КР 70
	28,5	6500	5000	1650	230	115	2,2	31,2	КР 70
10	10,5	6300	4400	1900	260	115	4	17,5	КР 70
	16,5	6300	4400	1900	260	125	4	21	КР 70
	22,5	6300	4400	1900	260	145	4	27	КР 70
	28,5	6300	5000	1900	260	170	4	34,8	КР 70
15	10,5	6300	4400	2300	260	145	5,3	20	КР 70
	16,5	6300	4400	2300	260	165	5,3	25	КР 70
	22,5	6300	4400	2300	260	185	5,3	31	КР 70
	28,5	6300	5000	2300	260	210	5,3	41	КР 70

II. Краны с двумя крюками

15/3	10,5	6300	4400	2300	260	155	7	22,5	КР 70
	16,5	6300	4400	2300	260	175	7	26,5	КР 70
	22,5	6300	4400	2300	260	190	7	34	КР 70
	28,5	6300	5000	2300	260	220	7	43,5	КР 70

Продолжение приложения 1

Грузоподъемность крана Q , т	Пролеты крана L_k , м	Основные габаритные размеры, мм				Давление колеса на подкрановый рельс R_n , кН	Масса, т		Тип подкранового рельса
		ширина кра- на B	база крана K	H	B_1		тележки	крана с те- лежкой	
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	175	8,5	23,5	КР 70
	16,5	6300	4400	2400	260	195	8,5	28,5	КР 70
	22,5	6300	4400	2400	260	220	8,5	36	КР 70
	28,5	6300	5000	2400	260	255	8,5	46,5	КР 70
30/5	10,5	6300	5000	2750	300	255	12	35	КР 70
	16,5	6300	5000	2750	300	280	12	42,5	КР 70
	22,5	6300	5100	2750	300	315	12	52	КР 70
	28,5	6300	5100	2750	300	345	12	62	КР 70
50/10	10,5	6650	5250	3150	300	365	18	47	КР 80
	16,5	6650	5250	3150	300	425	18	56,5	КР 80
	22,5	6650	5250	3150	300	465	18	66,5	КР 80
	28,5	6650	5250	3150	300	490	18	77	КР 80

**Таблица 4. РЕЛЬСЫ КРАНОВЫЕ
(ВЫБОРКА ИЗ ГОСТ 4121—62 *)**

Тип рельса	Высота рель- са h , мм	Ширина го- ловки b , мм	Ширина по- дошвы b_2 , мм	Площадь се- чения F , см ²	Моменты инерции		Масса l м, кг
					J_x	J_y	
КР 70	120	70	120	67,3	1081,99	327,16	52,7
КР 80	130	80	130	81,13	1547,4	482,39	63,52
КР 100	150	100	150	113,32	2864,73	940,98	88,73
КР 120	170	120	170	150,44	4923,79	1694,83	117,89

Примечание. Рельсы типа КР 70 назначают для кранов грузоподъемностью до 30 т включительно, КР 80 для кранов грузоподъемностью 50 т, КР 100 для кранов грузоподъемностью 75 т и КР 120 для кранов грузоподъемностью 100—250 т.

Приложение 2

Площади поперечных сечений арматуры

Диаметр,мм	Площадь поперечного сечения см ² при числе стержней									Масса, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Проволочная и стержневая арматура										
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,5	0,565	0,636	0,051
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,88	1,01	1,13	0,092
5	0,196	0,393	0,589	0,79	0,982	1,18	1,38	1,57	1,77	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	16	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,68	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,16	56,3	64,34	72,38	6,31
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,865
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49
Семипроволочные канаты класса К-1400 (1500)										
6	0,227	0,45	0,68	0,9	1,13	1,36	1,58	1,81	2,03	0,81
9	0,509	1,02	1,53	2,04	2,54	3,05	3,56	4,07	4,58	0,407
12	0,906	1,82	2,72	3,63	4,54	5,45	6,35	7,26	8,17	0,724
15	1,416	2,83	4,24	5,66	7,07	8,49	9,9	11,32	12,73	1,132

Приложение 3

Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi=x/h_0$	$\zeta=z_b/h_0$	α_m	$\xi=x/h_0$	$\zeta=z_b/h_0$	α_m	$\xi=x/h_0$	$\zeta=z_b/h_0$	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375			

Приложение 4

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} МПа, при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0
Растяжение осевое, R_{bt}	0.75	0.9	1.05	1.15	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b МПа, при классе бетона по прочности на осевое растяжение									
	Bt 0.8	Bt 1.2	Bt 1.6	Bt 2.0	Bt 2.4	Bt 2.8	Bt 3.2			
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	0.62	0.93	1.25	1.55	1.85	2.15	2.45			

Продолжение приложения 4

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,см}$, R_{bt} и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,сет}$ и $R_{bt,сет}$ МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
Сжатие осевое (призмная прочность), R_b	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43.0	
Растяжение осевое, R_{bt}	1.1	1.35	1.55	1.75	1.95	2.1	2.25	2.45	2.6	2.75	

Значение начального модуля упругости при сжатии и растяжении E_0 при классе бетона по прочности на сжатие											
B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60		
24.0	27.5	30.0	32.5	34.5	36.0	37.0	38.0	39.0	39.5		

Приложение 5. Таблица 14.
(извлечение из табл. 6.14 и 6.15 СП63.13330.2012).

Арматура класса	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{sn} \cdot R_{s,ser}$, МПа	Расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
		Растяжению, R_s	Растяжению, R_{sw}	Сжатию, R_{sc}
A240	240	210	170	210
A300	300	270	215	270
A400	400	350	280	350
A500	500	435		435(400)
A600	600	520		470(400)
A800	800	695		500(400)
A1000	1000	870		500(400)
B500	500	435		415(380)
Bp500	500	415		390(360)
Bp1200	1200	1050		500(400)
Bp1300	1300	1130		500(400)
Bp1400	1400	1215		500(400)
Bp1500	1500	1300		500(400)
Bp1600	1600	1390		500(400)
K1400 (K-7)	1400	1215		500(400)
K1500 (K-7)	1500	1300		500(400)
K1600 (K-19)	1600	1390		500(400)
K1700	1700	1475		500(400)
Примечание: значение R_{sc} (в скобках) используется только при расчете на кратковременное действие нагрузки				
Значение модуля упругости E_s принимают одинаковым при растяжении и сжатии, равным: $E_s = 180000$ МПа - для арматурных канатов (K) $E_s = 200000$ МПа – для остальной арматуры (A и B)				

Содержание

Введение.....	2
Задание на проектирование	4
1. Компоновка поперечной рамы	5
2. Определение нагрузок на поперечную раму.....	14
3. Расчет колонны крайнего ряда	25
4. Проверка прочности надкрановой части колонны.....	29
5. Расчет подкрановой части двухветвевой колонны крайнего ряда	32
6. Расчет колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба (плоскости поперечной рамы).....	433
7. Расчет монолитного внецентренно нагруженного фундамента под колонну крайнего ряда.....	44
8. Расчет стропильной железобетонной фермы.....	555
9. Конструктивные требования	74
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.. Ошибка! Закладка не определена.	7
Приложение	878

Подписано в печать 26.01.16 г.
Формат 60x84/16. Бумага офсетная. Печать ризографическая.
Уч.-изд. л. 5,5. Усл.-печ.л. 5,5. Тираж 50 экз.
Заказ 654
Издательско-полиграфический центр
Набережночелнинского института
Казанского (Приволжского) федерального университета.

423810, г. Набережные Челны, Новый город, проспект
Мира, 68/19
тел./факс (8552) 39-65-99, e-mail: ic-nchi-kpfu@mail.ru

