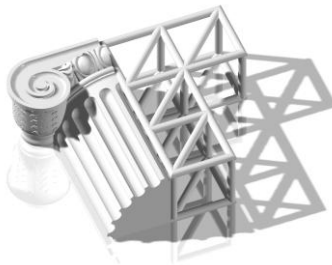


Кафедра железобетонных и каменных конструкций



МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к курсовой работе по железобетонным конструкциям
на тему:

**«Проектирование железобетонных конструкций одноэтажного
промышленного здания с мостовыми кранами»**

**Тема 3: Проектирование внецентренно сжатой колонны сплошного
сечения**

Этап 3. Проектирование внецентренно сжатой колонны сплошного сечения

Сборные типовые железобетонные колонны, являющиеся стойками поперечных рам, применяют при высоте здания $H \leq 18$ м, шаге поперечных рам $B \leq 12$ м и грузоподъемности мостовых кранов $Q \leq 50$ т. Их изготавливают сплошного прямоугольного сечения, а также двухветвевыми [9].

Основные конструктивные требования, предъявляемые к внецентренно сжатым колоннам [6, 9]:

- применять тяжелый бетон класс по прочности не ниже В15;
- рабочая арматура диаметром не менее 16мм;
- расстояние между осями продольных стержней не более 400мм;
- общий процент продольного армирования не более $\mu=5\%$;
- шаг поперечной арматуры с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры). При $\mu > 1,5\%$ - с шагом не более $10d$ и не более 300 мм (во всех случаях шаг должен быть кратным 50);
- диаметр поперечной арматуры не менее $0,25d$.

Цель: запроектировать колонну одноэтажного промышленного здания для обеспечения конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности.

Задачи:

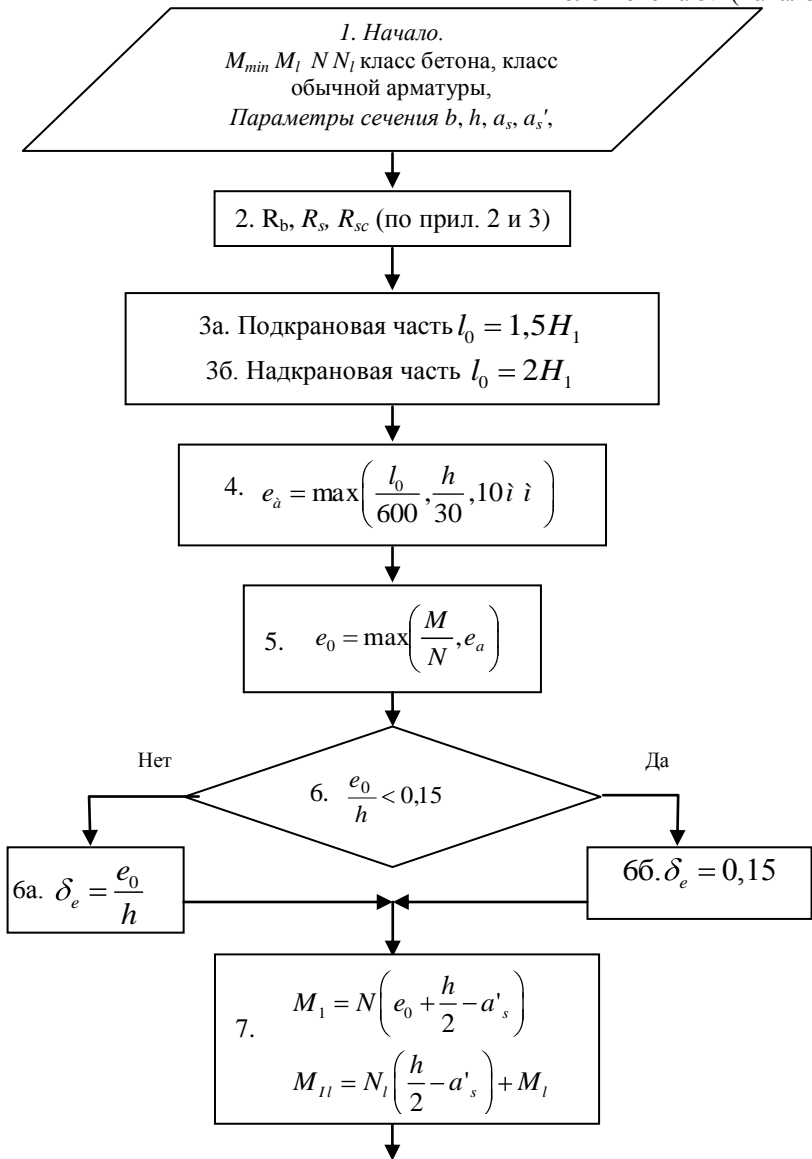
- подобрать продольную рабочую арматуру в стволе колонны для обеспечения несущей способности по нормальному сечению;
- подобрать рабочую арматуру в консоли колонны;
- выполнить конструирование колонны.

Расчеты выполняются согласно блок-схемам 3.1-3.3 (номера пунктов расчета соответствуют пунктам в блок-схемах). Усилия в расчетных сечениях принимаются по сочетаниям усилий из таблицы 2.4.

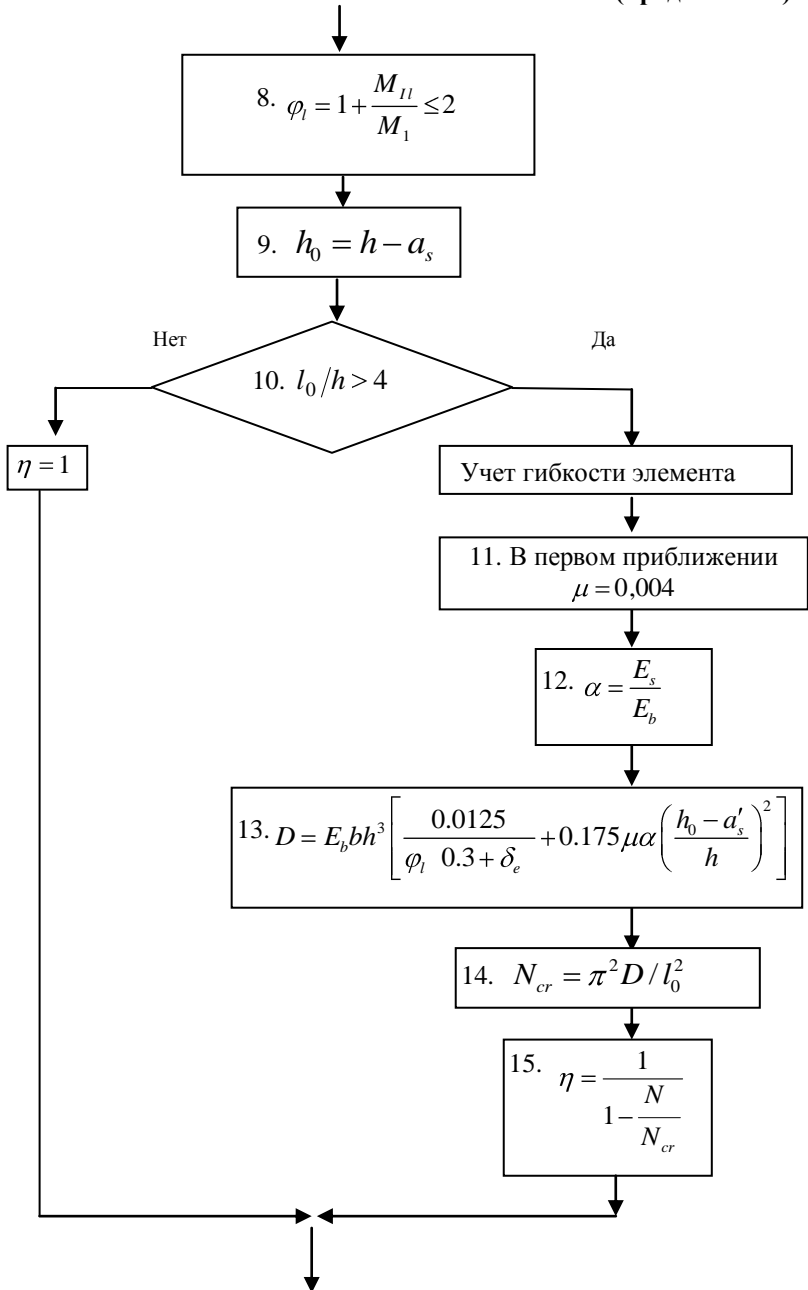
3.1 Расчет на прочность по сечениям, нормальных к продольной оси колонны

Подбор симметричного армирования

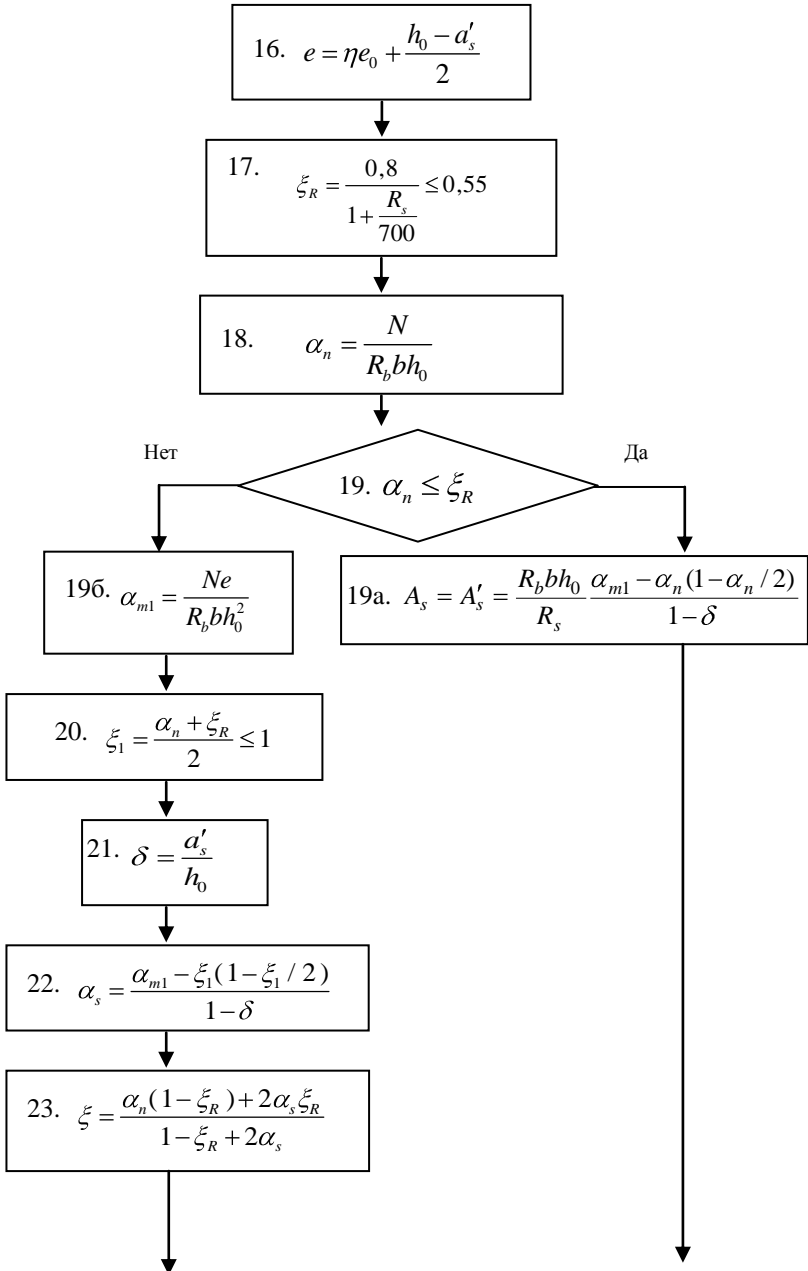
блок-схема 3.1(начало)

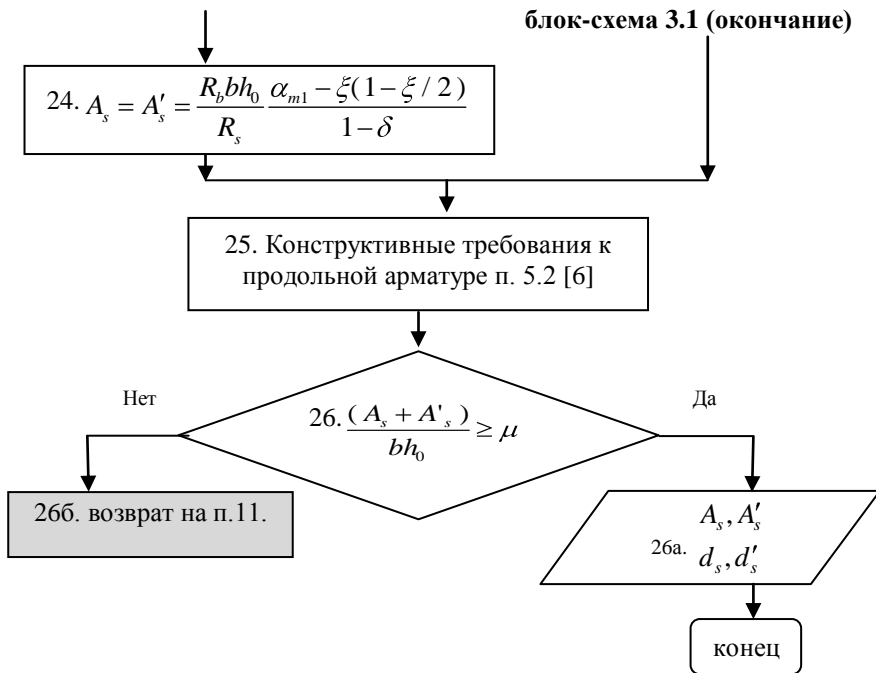


блок-схема 3.1(продолжение)



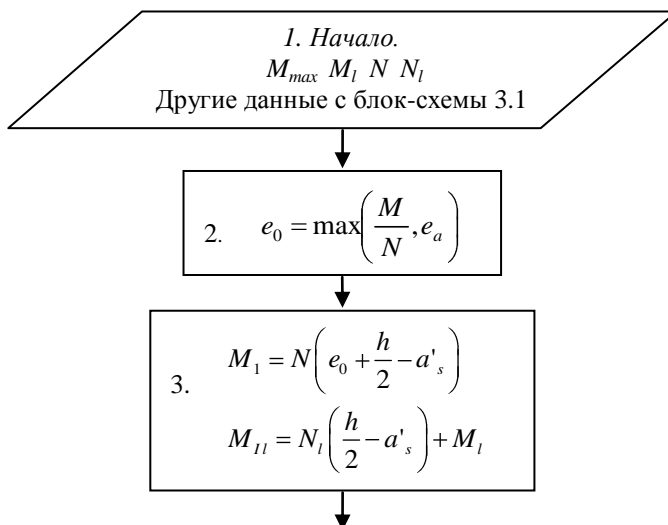
блок-схема 3.1 (продолжение)



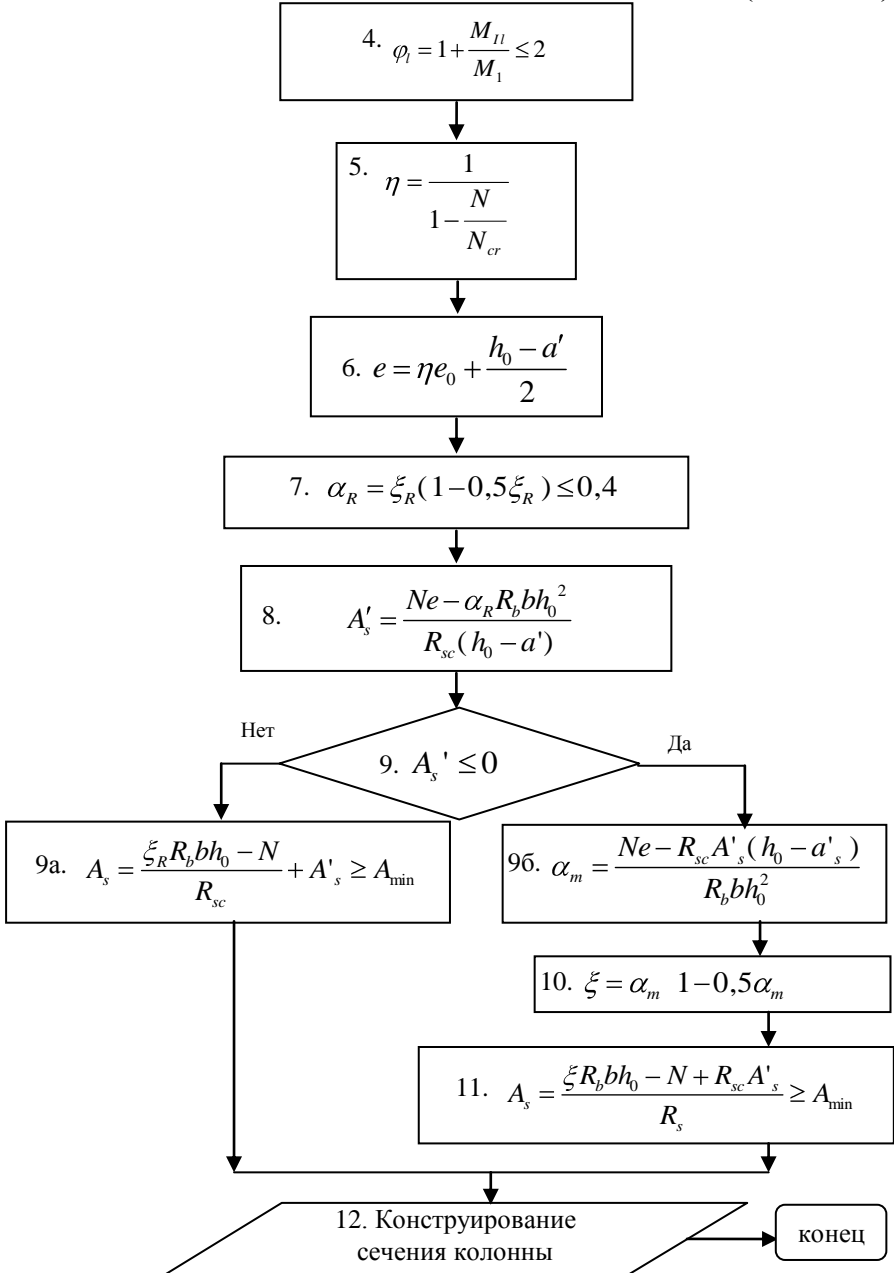


Подбор несимметричного армирования

Блок-схема 3.2. (начало)

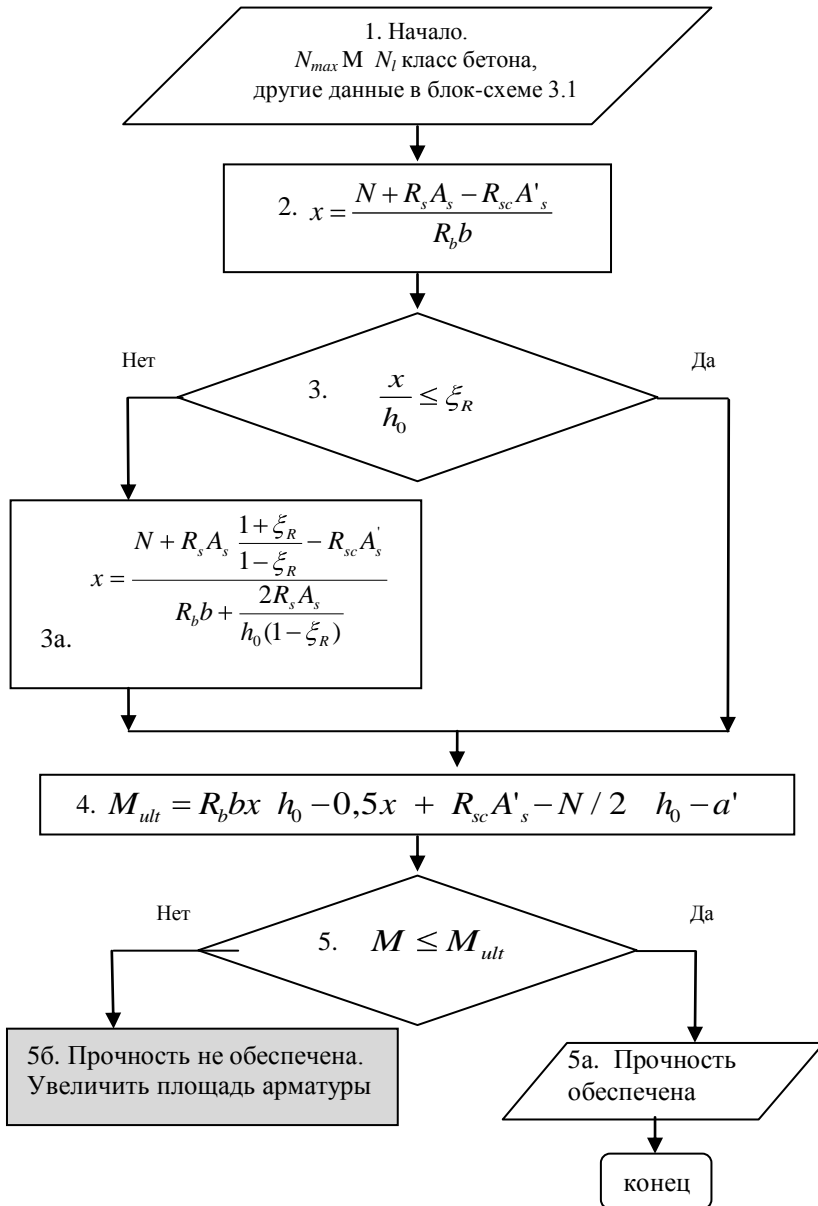


блок-схема 3.2 (окончание)



Проверка прочности принятого сечения

Блок-схема 3.3



Пример расчета.

Так как модульные значения изгибающих моментов в сечении 4–4 существенно отличаются, в колонне принимают несимметричное армирование.

Расчет ведем по блок-схеме 3.1 (номер пункта стадий расчета соответствует пунктам блок – схемы).

1. Начало.

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани при условии симметричного армирования от действия расчетных усилий в сочетании M_{min}, N (см. таблицу 2.4):

$N = 455,95$ кН; $M = |M_{min}| = 8,46$ кНм; $M_I = 4,25$ кНм; $N_I = 406,71$ кН.

По заданию проектируемая колонна по оси «А». Размеры поперечного сечения подкрановой части колонны $b = 400$ мм, $h = 700$ мм, $a_s = a'_s = 40$ мм, $h_0 = h - a_s = 660$ мм.

2. Расчетные характеристики бетона и арматуры по приложению 2 и 3.

По заданию определяется класс тяжелого бетона В25, $\gamma_{bt} \cdot R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $E_b = 30\,000$ МПа. Продольная рабочая арматура класса А300, $R_s = R_{sc} = 270$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа.

3. Согласно таблице 1.1 (этап 1) расчетная длина колонны для подкрановой части при учете крановых нагрузок равна:

$$l_0 = 1,5 \cdot 6,45 = 9,675 \text{ м.}$$

4. Значение случайного эксцентриситета:

$$e_{a1} = 10575/600 = 16,12 \text{ мм.}$$

$$e_{a2} = 700/30 = 23,3 \text{ мм.}$$

$$e_{a3} = 10 \text{ мм.}$$

Принимаем максимальное из значений $e_a = 23,3$ мм.

5. Расчетный эксцентриситет в сечении 4-4:

$$e_0 = \frac{8,46}{455,95} = 0,0186 = 18,6 \text{ мм} < e_a = 23,3 \text{ мм}.$$

Принимаем $e_0 = 23,3$ мм.

6. Так как $\frac{23,3}{700} = 0,033 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

7. Вычислим изгибающие моменты относительно оси продольной арматуры от действия полных и длительных нагрузок:

$$M_I = 455,95 \cdot \left(0,0233 + \frac{0,7}{2} - 0,04 \right) = 151,96 \text{ кНм},$$

$$M_{II} = 406,71 \cdot \left(0,0233 + \frac{0,7}{2} - 0,04 \right) = 135,55 \text{ кНм}.$$

8. Определим коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб колонны:

$$\varphi_l = 1 + \frac{135,55}{151,96} = 1,89 < 2.$$

9. Расчетная высота сечения $h_0 = 0,7 - 0,04 = 0,66\text{м}$.

10. Так как $l_0/h = 9,675/0,7 = 13,8 > 4$ - учитываем гибкость колонны.

11. Для определения изгибной жесткости железобетонной колонны в первом приближении принимаем коэффициент армирования $\mu = 0,004$.

12. Коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{200000}{30000} = 6,66.$$

13. Жесткость сечения железобетонной колонны в предельной стадии:

$$D = 30000 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,7^3 \left[\frac{0,0125}{1,89 \cdot 0,3 + 0,15} + 0,175 \cdot 0,004 \cdot 6,66 \left(\frac{0,66 - 0,04}{0,7} \right)^2 \right] = 7,55 \cdot 10^4 \hat{I} \hat{i}^2.$$

14. Определяем Эйлерову критическую силу, при которой колонна теряет устойчивость:

$$N_{cr} = \frac{3,14^2 \cdot 7,55 \cdot 10^4}{9,675^2} = 7952,5 \hat{I} \hat{i}.$$

15. Коэффициент гибкости ствола колонны:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{455,95}{7952,5}} = 1,061.$$

16. Расчетный эксцентриситет продольной силы относительно оси продольной арматуры с учетом прогиба колонны:

$$e = 1,061 \cdot 0,0233 + \frac{0,66 - 0,04}{2} = 0,334 \hat{i}.$$

17. Так как значение предельной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{270}{700}} = 0,57 > 0,55,$$

принимаем $\xi_R = 0,55$.

18. Коэффициент относительной величины продольной силы:

$$\alpha_n = \frac{455,95}{(13,05 \cdot 1000) \cdot 0,4 \cdot 0,66} = 0,132.$$

19. Так как $\alpha_n < \xi_R$ значение площади продольной арматуры $A_s = A'_s$ определяем по формуле 19а:

$$A_s = A'_s = \frac{13,05 \cdot 400 \cdot 660}{270} \cdot \frac{0,067 - 0,132(1 - 0,132/2)}{1 - 0,15} = -844,9 \text{ i}^2 < 0.$$

20-25. Поскольку по расчету продольная арматура не требуется, то сечение ее назначаем в соответствии с конструктивными требованиями (таблица 5.2 [6]). При гибкости $l_0/h = 15,1$, минимальный процент армирования 0,2%. Тогда получим

$$A_s = A'_s = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 600 = 528 \text{ i}^2.$$

26. При этом коэффициент продольного армирования составит:

$$\mu = \frac{2 \cdot 528}{400 \cdot 600} = 0,004 = 0,4\% < 5\%.$$

26а. Полученное армирование совпадает с принятым ранее значением μ , поэтому расчет повторять не требуется. Назначаем симметричное армирование сечения колонны с минимально допустимыми диаметрами стержней $3\text{Ø}16$ $A_s = A'_s = 603 \text{ мм}^2$ (рис. 3.1).

Учитывая конструктивные требования, приведенные в начале главы, принимаем поперечные стержни (хомуты) диаметром 6мм А240 с шагом $S=200$ мм (кратное 50мм).

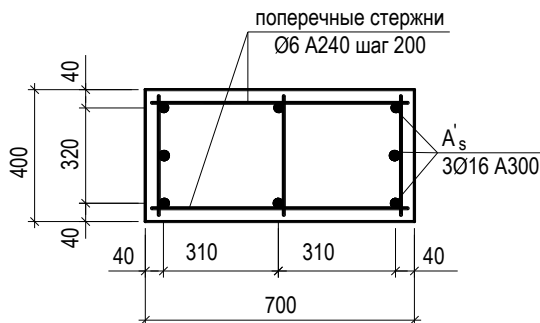


Рис. 3.1. Армирование подкрановой части колонны (сечения 4-4)

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны наиболее растянутой грани колонны (слева) для несимметричного армирования с учетом того, что со сжатой стороны установлена арматура с площадью $A_s = 603 \text{ мм}^2$.

Расчет продолжаем по блок-схеме 3.2.

1. Начало.

Расчетные усилия равны: $M_{max} = 178,82 \text{ кНм}$, $N = 752,19 \text{ кН}$, $M_I = 4,84 \text{ кНм}$, $N_I = 345,15 \text{ кН}$. Остальные данные приняты по предыдущему расчету.

2. Эксцентриситет усилия относительно центра тяжести колонны:

$$e_0 = \frac{178,82}{752,19} = 0,237i > e_a.$$

Так как $e_0 > e_a$ его значение не уточняется.

3. Определяем изгибающие моменты относительно оси продольной арматуры от действия полных и длительных нагрузок:

$$M_1 = 752,19 \cdot \left(0,237 + \frac{0,7}{2} - 0,04 \right) = 411,45 \hat{e} l i ;$$

$$M_{1l} = 345,17 \cdot \left(\frac{0,7}{2} - 0,04 \right) + 4,84 = 111,84 \hat{e} l i .$$

4. Определим коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб колонны:

$$\varphi_l = 1 + \frac{111,84}{411,45} = 1,27 < 2.$$

5. Используя значение критической силы N_{cr} с предыдущего расчета (см. выше) определим коэффициент гибкости ствола колонны:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{752,19}{7952,5}} = 1,10.$$

6. Расчетный эксцентриситет продольной силы относительно оси продольной арматуры с учетом прогиба колонны:

$$e = 1,10 \cdot 0,237 + \frac{0,66 - 0,04}{2} = 0,57i .$$

7. Предельное значение относительного изгибающего момента:

$$\alpha_R = 0,55 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,55) = 0,4.$$

8. Площадь требуемой сжатой продольной арматуры:

$$A'_s = \frac{752,19 \cdot 0,57 - 0,4 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 0,4 \cdot 0,66^2}{270 \cdot 1000 (0,66 - 0,04)} = -0,0028i^2 < 0.$$

9. Поскольку сжатая арматура по расчету не требуется, площадь растянутой арматуры определяем по следующему алгоритму.

9а. Уточняем значения относительного изгибающего момента:

$$\alpha_m = \frac{752,19 \cdot 0,57 - 270 \cdot 1000 \cdot 603 \cdot 10^{-6} \cdot (0,66 - 0,04)}{(13,05 \cdot 1000) \cdot 0,4 \cdot 0,66^2} = 0,148.$$

10. Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 0,148(1 - 0,5 \cdot 0,148) = 0,137.$$

11. Площадь продольной арматуры у наиболее растянутой грани колонны:

$$A_s = \frac{0,137 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 0,4 \cdot 0,66 - 752,19 + 270 \cdot 1000 \cdot 603 \cdot 10^{-6}}{270 \cdot 1000} = -0,00043 \text{ м}^2 < 0.$$

12. Так как по расчету арматура не требуется, принятое ранее сечение не корректируем (см. выше), т.е. $A_s = A'_s = 603 \text{ мм}^2$.

Проверим принятое армирование $A_s = A'_s = 603 \text{ мм}^2$ на третье сочетание расчетных усилий N_{max} , M . **Расчет продолжаем по блок-схеме № 3.3.**

1. Начало.

Расчетные усилия: $N = 822,29 \text{ кН}$, $M = 172,48 \text{ кНм}$.

Остальные параметры, входящие в расчетные формулы указаны выше.

2. Определяем высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{822,29 + 270 \cdot 1000 \cdot 603 \cdot 10^{-6} - 270 \cdot 1000 \cdot 603 \cdot 10^{-6}}{13,05 \cdot 1000 \cdot 0,4} = 0,157 \text{ м}.$$

3. Так как относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\frac{x}{h_0} = \frac{0,157}{0,66} = 0,238 \leq 0,55.$$

4. Предельный изгибающий момент равен:

$$M_{ult} = 13,05 \cdot 1000 \cdot 0,4 \cdot 0,157 \cdot 0,66 - 0,5 \cdot 0,157 + 270 \cdot 1000 \cdot 603 \cdot 10^{-6} - 822,29 / 2 \cdot 0,66 - 0,04 = 322,5 \text{ кНм}.$$

4а. Так как $M_{ult} > M$, то прочность колонны обеспечена.

3.2. Расчет прочности подкрановой консоли колонны

По указаниям конструктивных требований [9], диаметр рабочих стержней в консоли должен быть не менее 12мм. Консоль армируется конструктивными сетками из арматурной стали класса А240 и В500. Геометрические характеристики консоли колонны принимаются в зависимости от номера опалубочной формы (см. этап 1).

На консоль действует сосредоточенная сила от веса подкрановой балки G_6 и вертикального давления кранов D_{max} (значение из 2-го этапа):

$$Q_c = G_6 + D_{max} \psi;$$

$$Q_c = 124,3 + 726,9 \cdot 0,85 = 742,2 \text{ кН}.$$

Так как $Q_c = 742,2 \text{ кН} < 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot (1,05 \cdot 1000) \cdot 0,4 \cdot 1,16 = 1218 \text{ кН}$, то по расчету поперечная арматура в консоли не требуется. По конструктивным требованиям устанавливаем сетку со стержнями Ø6 класса А240 с максимально допустимым шагом 150мм.

Проверим условие обеспечения прочности сжатого бетона по наклонной полосе между грузом и опорой. Должно выполняться условие п. 3.60 [6]:

$$Q_{\bar{n}} < 0,8\varphi_{w3}R_b l_b \sin \theta,$$

где: θ – угол наклона сжатой полосы к горизонтали (рис. 3.2) , но не более 70° ;

$l_b = L_{loc} \sin \theta$; – ширина наклонной сжатой полосы;

$\varphi_{w2} = 1 - 5\alpha\mu$ – коэффициент учитывающий влияние поперечной арматуры;

$\mu = A_{sw}/bs$ – коэффициент поперечного армирования;

$L_{loc} = 340$ мм - ширина площадки передачи нагрузка (равна ширине подкрановой балки на опоре).

$$Q_{\bar{n}} < 0,8 \cdot 1 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 0,4 \cdot 0,34 \cdot \sin 69^\circ \cdot \sin 69^\circ = 1237,5 \text{ kN} .$$

Прочность обеспечена.

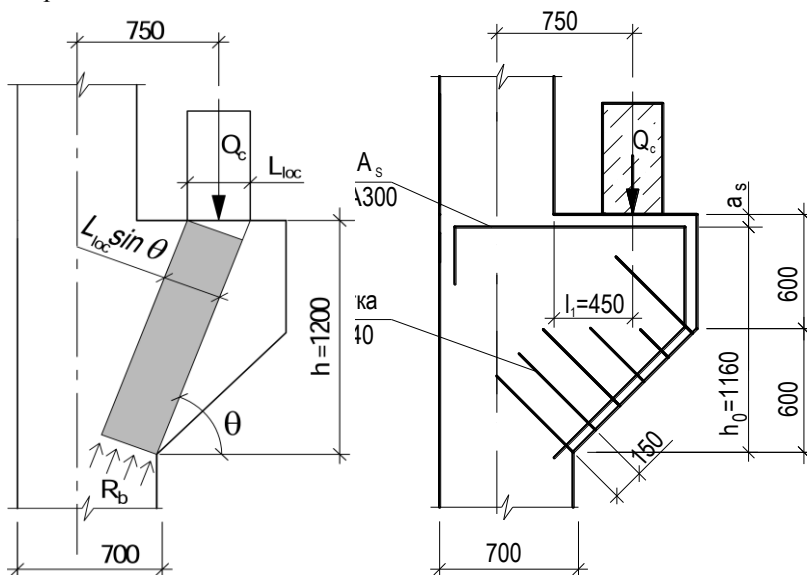


Рис. 3.2. К расчету консоли колонны

Для обеспечения прочности консоли в вертикальном сечении на действие изгибающего момента определяем площадь сечения арматуры по формуле:

$$A_s = \frac{Q_c l_1}{h_0 R_s};$$

где:

$h_0 = 1160$ мм - рабочая высота см. рис. 3.2.

$l_1 = 450$ мм - плечо вертикальной силы относительно грани надкрановой части колонны.

$$A_s = \frac{742,2 \cdot 0,45}{1,16 \cdot 270 \cdot 1000} = 10,66 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1066 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø22 А300 ($A_s = 1140 \text{ мм}^2$).