

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

Инженерно-строительный институт
Кафедра «Строительные конструкции»

КУРСОВАЯ РАБОТА

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

Автор работы: Тегеташвили Н. В.

Группа: 22СТ1м

Обозначение: КР-2069059-08.04.01-220957-23.

Направление: 08.04.01 «Строительство»

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

Работа защищена _____

Пенза 2023

1. Дано: межквартирная бетонная панель толщиной $h = 100$ мм высотой $H = 2,6$ м, изготовленная вертикально (в кассете); бетон класса В20; полная нагрузка на 1 м стены $N = 120$ кН, в том числе постоянная и длительная нагрузка $N_l = 88$ кН.

Требуется проверить прочность панели.

Расчёт производим согласно [1, п. 3.8]. на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом e_a , определенным согласно [1, п. 3.6].

Поскольку $\frac{h}{30} = \frac{100}{30} = 3,33 \text{ мм} < 10 \text{ мм}$ и $\frac{H}{600} = \frac{2600}{600} = 4,33 \text{ мм} < 10 \text{ мм}$, принимаем $e_a = e_0 = 10$ мм. Закрепление панели сверху и снизу принимаем шарнирным, следовательно, расчетная длина l_0 , согласно [1, табл. 3.1], равна $l_0 = H = 2,6$ м. Так как отношение $\frac{l_0}{h} = \frac{2,6}{0,12} = 21,67 > 4$, расчет производим с учетом влияния прогиба согласно [1, п. 3.10].

По [1, ф. 3.9] определяем коэффициент φ_l принимая $\frac{M_{1l}}{M_1} = \frac{N_l}{N} = \frac{88}{120} = 0,73$, $\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 0,73 = 1,73$.

Так как $\frac{e_0}{h} = \frac{10}{100} = 0,1 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

Жесткость D определим по [1, ф. 3.8, а], принимая ширину сечения $b = 1$ м = 1000 мм

$$D = \frac{E_b b h^3}{80 \varphi_l (0,3 + \delta_e)} = \frac{27500 \cdot 1000 \cdot 100^3}{80 \cdot 1,73 \cdot (0,3 + 0,15)} = 0,441 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Тогда

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 0,441 \cdot 10^{12}}{2600^2} = 643,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 643,4 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{120}{643,4}} = 1,229.$$

Расчетное сопротивление бетона R_b согласно [1, п. 2.8] принимаем с учетом коэффициентов $\gamma_{b2} = 0,9$ и $\gamma_{b3} = 0,9$, а учитывая наличие кратковременных нагрузок, принимаем $\gamma_{b1} = 1$. Тогда $R_b = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 9,32$ МПа.

Проверим условие согласно [1, п. 3.1], используя [1, ф. 3.2]

$R_b A_b = R_b b h \left(1 - \frac{2e_0 \eta}{h}\right) = 9,32 \cdot 1000 \cdot 100 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 10 \cdot 1,229}{100}\right) = 702500 \text{ Н} = 702,5 \text{ кН} > N = 120 \text{ кН}$, т.е. прочность панели на действие полной нагрузки обеспечена.

2. Дано: сечение размером $b = 300$ мм, $h = 600$ мм; $a = 40$ мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M = 200$ кН · м; бетон класса В20; арматура класса А400.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.


$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,185.$$
$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 560 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,185})}{340} = 1171 \text{ mm}^2.$$

Требуется проверить прочность сечения.



Расчёт. $h_0 = 700 - 40 = 660$ мм. Проверку прочности производим согласно [1, п. 3.20]:

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{340 \cdot 942}{11,5 \cdot 300} = 93 \text{ мм.}$$

По [1, табл. 3.2] находим $\xi_R = 0,531$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{93}{660} = 0,141 < \xi_R$, проверяем условие [1, п. 3.20]:

$$R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 340 \cdot 942 \cdot (660 - 0,5 \cdot 93) = 196,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 196,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность сечения не обеспечена.}$$

4. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; $a = 50$ мм; арматура класса А400; изгибающий момент $M = 210$ кН · м; бетон класса В20.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

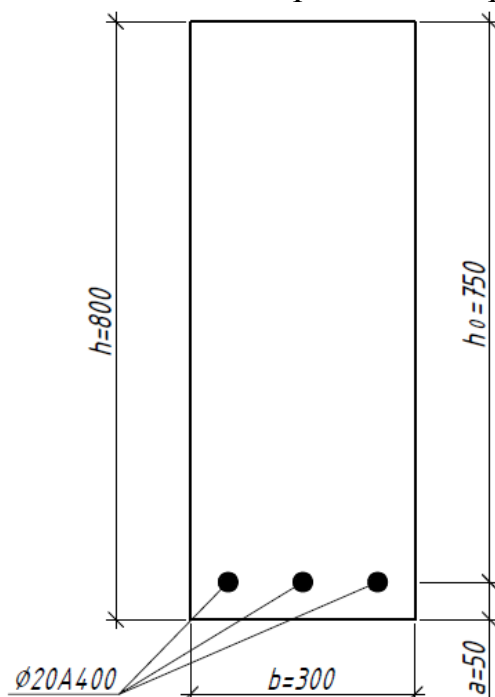


Рис. 3. Поперечное сечение.

Расчёт. $h_0 = 800 - 50 = 750$ мм. Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно [1, п. 3.21]. По [1, ф. 3.22] вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{210 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,108.$$

По [1, табл. 3.2] находим $\alpha_R = 0,39$. Так как $\alpha_m = 0,108 < \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по [1, ф. 3.23]

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 750 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,108})}{340} = 874 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø20A400 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$).

5. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 50$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В20; арматура А400; площадь сечения сжатой арматуры $A'_s = 1018$ мм² (4Ø18); изгибающий момент $M = 310$ кН·м.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

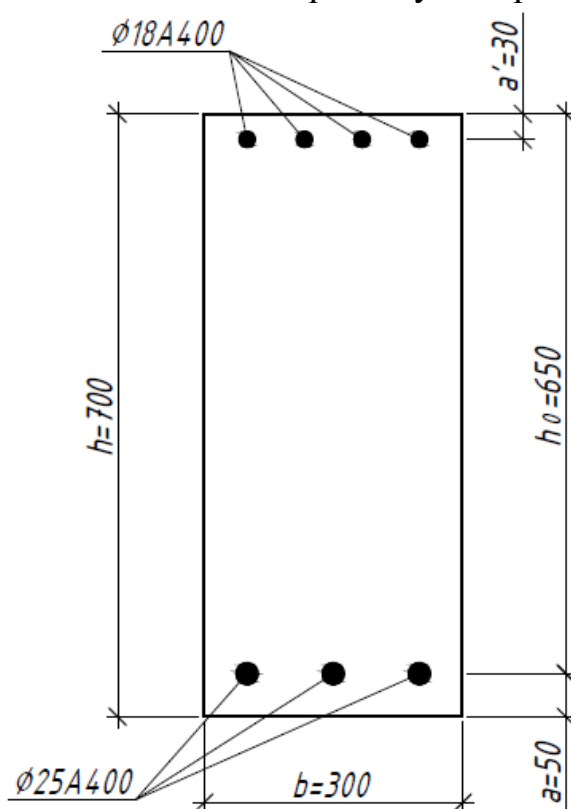


Рис. 4. Поперечное сечение.

Расчёт. $h_0 = 700 - 50 = 650$ мм. Расчет производим с учетом наличия сжатой арматуры согласно [1, п. 3.22].

Вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} = \frac{310 \cdot 10^6 - 340 \cdot 1018 \cdot (650 - 30)}{11,5 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,065.$$

Так как $\alpha_m = 0,065 < \alpha_R = 0,39$, необходимую площадь растянутой арматуры определяем по [1, ф. 3.26]:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} + A'_s = \frac{11,5 \cdot 300 \cdot 650 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,065})}{340} + 1018 = 1460 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø25A400 ($A_s = 1473$ мм²).

6. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 70$ мм; $a' = 30$ мм; бетон класса В20; арматура класса А400; площадь сечения растянутой арматуры $A_s = 942$ мм² (3Ø20); сжатой – $A'_s = 308$ мм² (2Ø14); изгибающий момент $M = 210$ кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчёт. $h_0 = 700 - 70 = 630$ мм. Проверку прочности производим согласно [1, п. 3.18].

Определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{340 \cdot 942 - 340 \cdot 308}{11,5 \cdot 300} = 62 \text{ мм.}$$

По [1, табл. 3.2] находим $\xi_R = 0,531$ и $\alpha_R = 0,39$. Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{62}{630} = 0,098 < \xi_R$, проверяем условие [1, п. 3.18]:

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 11,5 \cdot 300 \cdot 62 \cdot (630 - 0,5 \cdot 62) + 340 \cdot 308 \cdot (630 - 30) = 128126100 + 62832000 = 191 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 191 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность сечения не обеспечена.}$$

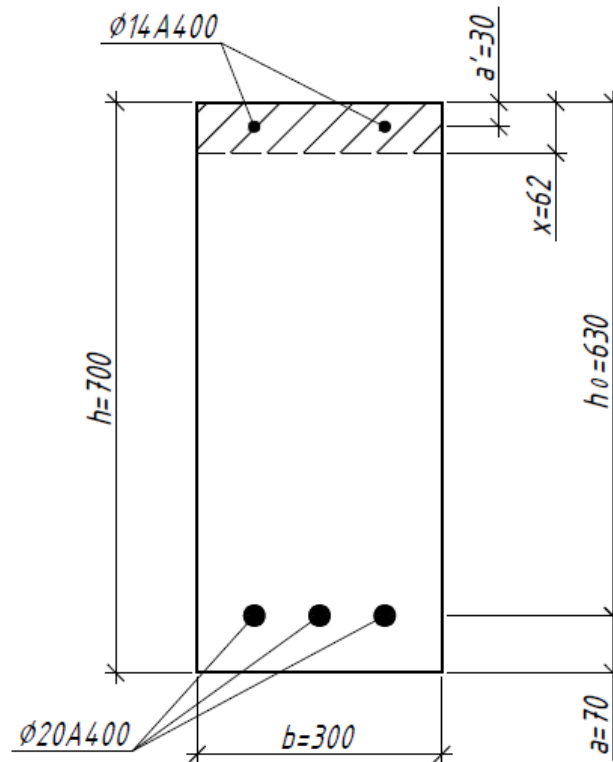


Рис. 5. Поперечное сечение.

7. Дано: сечение размерами $b'_f = 1600$ мм, $h'_f = 50$ мм, $b = 280$ мм, $h = 550$ мм; $a = 80$ мм; бетон класса В20, арматура класса А400; изгибающий момент $M = 210$ кН · м.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

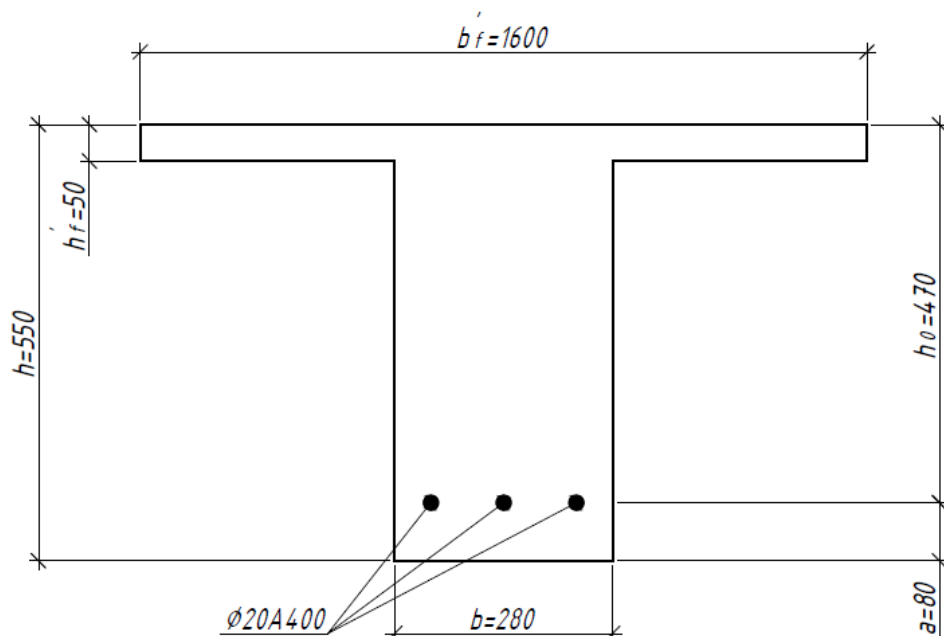


Рис. 6. Поперечное сечение.

Расчёт. $h_0 = 550 - 80 = 470$ мм. Расчет производим согласно [1, п. 3.25] в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим [1, усл. 3.32], принимая $A'_s = 0$:

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \cdot 1600 \cdot 50 \cdot (470 - 0,5 \cdot 50) = 409,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 409,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 210 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1600$ мм согласно [1, п. 3.21].

Вычислим значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{210 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1600 \cdot 620^2} = 0,03 < \alpha_R = 0,39,$$

т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по [1, ф. 3.23]

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 1600 \cdot 470 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03})}{340} = 775 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø20A400 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$).

8. Дано: сечение размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 120$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм; $a = 65$ мм; бетон класса В20, арматура класса А400; изгибающий момент $M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

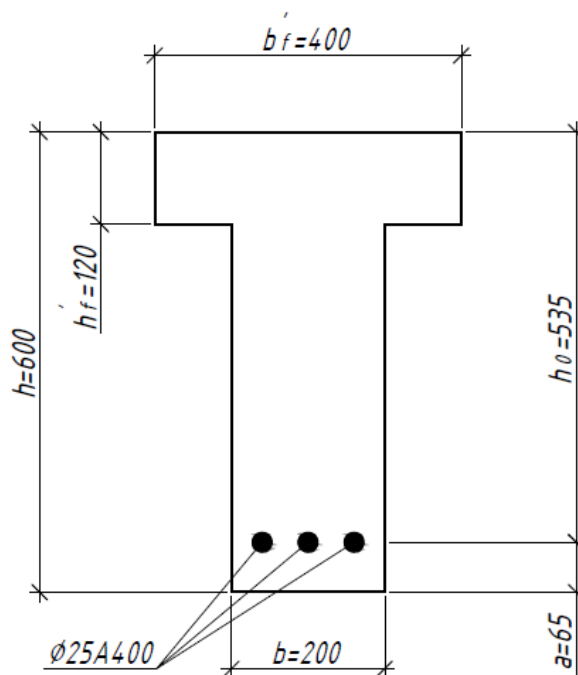


Рис. 7. Поперечное сечение.

Расчёт. $h_0 = 600 - 65 = 535$ мм. Расчет производим согласно [1, п. 3.25] в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 11,5 \cdot 400 \cdot 120 \cdot (535 - 0,5 \cdot 120) = 262,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 262,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > 210 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 400$ мм согласно [1, п. 3.21].

Вычислим значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{210 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 400 \cdot 535^2} = 0,159 < \alpha_R = 0,39,$$

т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по [1, ф. 3.23]

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{11,5 \cdot 400 \cdot 535 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,159})}{340} = 1261 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø25A400 ($A_s = 1473 \text{ мм}^2$).

9. Дано: сечение размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 100$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм; $a = 70$ мм; бетон класса В20, растянутая арматура класса А400, площадь её сечения $A_s = 603 \text{ мм}^2$ (3Ø16); $A'_s = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12); изгибающий момент $M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется проверить прочность сечения.

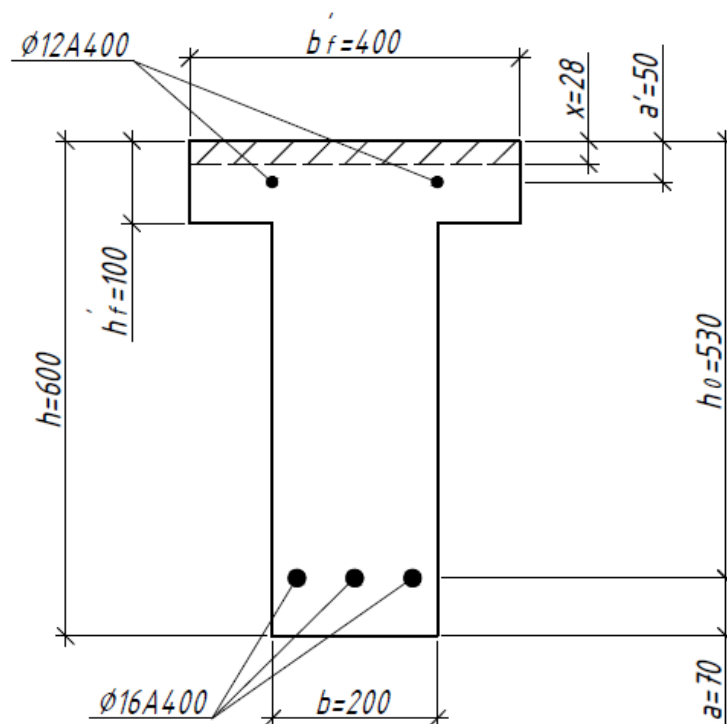


Рис. 8. Поперечное сечение.

Расчёт. $h_0 = 600 - 70 = 530$ мм. Проверку прочности производим согласно [1, п. 3.23].

Так как $R_s A_s = 340 \cdot 603 = 205020 \text{ Н} < R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' = 11,5 \cdot 400 \cdot 100 + 340 \cdot 226 = 536840 \text{ Н}$, граница сжатой зоны проходит в полке, и прочность сечения проверяем из условий [1, п. 3.18 и 3.20].

Определяем высоту сжатой зоны по [1, ф. 3.16]

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b_f'} = \frac{340 \cdot 603 - 340 \cdot 226}{11,5 \cdot 400} = 28 \text{ мм.}$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{28}{530} = 0,052 < \xi_R = 0,531,$$

проверяем условие [1, п. 3.18]:

$$\begin{aligned} R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') &= 11,5 \cdot 400 \cdot 28 \cdot (530 - 0,5 \cdot 28) + \\ &+ 340 \cdot 226 \cdot (530 - 50) = 66460800 + 36883200 = 103,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = \\ &= 103,3 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность сечения не обеспечена.} \end{aligned}$$

10. Дано: ребро ТТ-образной плиты перекрытия с размерами сечения: $h = 350$ мм, $b = 85$ мм; $a = 35$ мм; бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа); ребро армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа) диаметром 8 мм ($A_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$) шагом $s_w = 100$ мм; полная равномерно распределенная нагрузка, действующая на ребро, $q = 88 \text{ кН/м}$; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 60 \text{ кН/м}$; поперечная сила на опоре $Q = 210 \text{ кН}$.

Требуется проверить прочность наклонных сечений и бетонной полосы между наклонными сечениями.

Расчёт. $h_0 = 350 - 35 = 315$ мм.

Прочность бетонной полосы проверим согласно [1, п. 3.30].

$0,3R_bbh_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 85 \cdot 315 = 92374 \text{ Н} = 92,374 \text{ кН} < Q_{max} = 210 \text{ кН}$,
т.е. прочность полосы не обеспечена.

Прочность наклонного сечения по поперечной силе проверим согласно [1, п. 3.31].

По [1, ф. 3.48] определим усилие в хомутах

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 50,3}{100} = 85,51 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{85,51}{0,9 \cdot 85} = 1,12 > 0,25$, т.е. условие (3.49) [1, п. 3.30] выполняется, хомуты полностью учитываем и значение M_b определяем по [1, ф. 3.46]

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 85 \cdot 315^2 = 11,387 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Согласно [1, п. 3.32] определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$q_l = q - \frac{q_v}{2} = 88 - \frac{60}{2} = 58 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_l}} = \sqrt{\frac{11,387 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 85,51 + 58}} = 305,3 \text{ мм} < 2h_0 = 630 \text{ мм}.$$

Принимаем $c_0 = c = 305,3 \text{ мм}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 85,51 \cdot 305,3 = 19582 \text{ Н} = 19,582 \text{ кН}.$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{11,387 \cdot 10^6}{305,3} = 37291 \text{ Н} = 37,291 \text{ кН}.$$

$$Q = Q_{max} - q_l c = 210 - 58 \cdot 0,305 = 192,3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (3.44) [1, п. 3.31]

$$Q_b + Q_{sw} = 37,291 + 19,582 = 56,873 \text{ кН} < Q = 192,3 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений не обеспечена.

Проверим требование [1, п. 3.35]:

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 85 \cdot 315^2}{210000} = 37 \text{ мм} < s_w = 100 \text{ мм},$$

т.е. требование не выполнено.

Условия [1, п. 5.21] $s_w < \frac{h_0}{2} = \frac{315}{2} = 157 \text{ мм}$ и $s_w < 300 \text{ мм}$ выполнены.

11. Дано: свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения: $b = 330 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$; $h_0 = 660$; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$) с шагом $s_w = 110 \text{ мм}$; арматура класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$); временная эквивалентная по моменту нагрузка $q_v = 36 \text{ кН/м}$, постоянная нагрузка $q_g = 80 \text{ кН/м}$; поперечная сила на опоре $Q_{max} = 81 \text{ кН}$.

Требуется проверить прочность наклонных сечений.

Расчёт. Прочность наклонных сечений проверяем согласно [1, п. 3.31]. По [1, ф. 3.48] определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{110} = 156,1 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt}b} = \frac{156,1}{0,75 \cdot 330} = 0,631 > 0,25$, т.е. условие (3.49) [1, п. 3.30] выполняется, хомуты полностью учитываем и значение M_b определяем по [1, ф. 3.46]

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 330 \cdot 660^2 = 16,172 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Согласно [1, п. 3.32] определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения s .

$$q_l = q_g + \frac{q_v}{2} = 80 + \frac{36}{2} = 98 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \left(\frac{\text{Н}}{\text{мм}} \right).$$

Поскольку

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_l}} = \sqrt{\frac{16,172 \cdot 10^7}{98}} = 1285 \text{ мм} < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt}b}} = \frac{2 \cdot 660}{1 - 0,5 \cdot \frac{156,1}{0,75 \cdot 330}} = 1927 \text{ мм},$$

значение s принимаем равным

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 q_{sw} + q_l}} = \sqrt{\frac{16,172 \cdot 10^7}{0,75 \cdot 156,1 + 98}} = 867 \text{ мм} < 2h_0 = 1320 \text{ мм}.$$

Принимаем $c_0 = c = 867 \text{ мм}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 156,1 \cdot 867 = 101504 \text{ Н} = 101,504 \text{ кН}.$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{16,172 \cdot 10^7}{867} = 186528 \text{ Н} = 186,528 \text{ кН}.$$

$$Q = Q_{max} - q_l c = 81 - 98 \cdot 0,867 = -3,97 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (3.44) [1, п. 3.31]

$$Q_b + Q_{sw} = 186,528 + 101,504 = 288,032 \text{ кН} > Q = -3,97 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

12. Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l = 3,6 \text{ м}$; полная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 50 \text{ кН/м}$; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 44 \text{ кН/м}$; размеры поперечного сечения $b = 200 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$; $h_0 = 370$; бетон класса В20 ($R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 280 \text{ МПа}$).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов.

Расчёт. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{50 \cdot 3,6}{2} = 90 \text{ кН}.$$

Определим требуемую интенсивность хомутов приопорного участка согласно [1, п. 3.33, 6].

По [1, ф. 3.46] определяем значение M_b

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 370^2 = 37 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Согласно [1, п. 3.32]

$$q_l = q - \frac{q_v}{2} = 50 - \frac{44}{2} = 28 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \left(\frac{\text{Н}}{\text{мм}} \right).$$

$$Q_{bl} = 2\sqrt{M_b q_l} = 2 \cdot \sqrt{37 \cdot 10^6 \cdot 28} = 64374 \text{ Н}.$$

Так как $\frac{2M_b}{h_0} - Q_{max} = \frac{2 \cdot 37 \cdot 10^6}{370} - 90000 = 110000 \text{ Н} > Q_{bl} = 64374 \text{ Н}$, интенсивность хомутов определяем по [1, ф. 3.53]

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{bl}}{1,5h_0} = \frac{90000 - 64374}{1,5 \cdot 370} = 46,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Согласно [1, п. 5.21] шаг хомутов s_w у опоры должен быть не более $\frac{h_0}{2} = \frac{370}{2} = 185 \text{ мм}$ и 300 мм , а в пролете – $0,75h_0 = 277,5 \text{ мм}$ и 500 мм . Максимально допустимый шаг у опоры согласно [1, п. 3.35] равен

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 200 \cdot 370^2}{90000} = 274 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 250 \text{ мм}$, а в пролете 250 мм . Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw}s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{46,2 \cdot 250}{280} = 41,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении два хомута по 6 мм ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опоры и в пролете соответственно равны:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{280 \cdot 57}{250} = 63,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$$

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{280 \cdot 57}{250} = 63,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Проверим условие (3.49) [1, п. 3.31]

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 200 = 45 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < q_{sw1} = 63,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} \text{ и } 45 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < q_{sw2} = 63,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Следовательно, значения q_{sw1} и q_{sw2} не корректируем.

13. Дано: балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами как показано на рис. 9, а; размеры сечения – по рис. 9, б; бетон класса В20 ($R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 280 \text{ МПа}$).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить, на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен шаг хомутов.

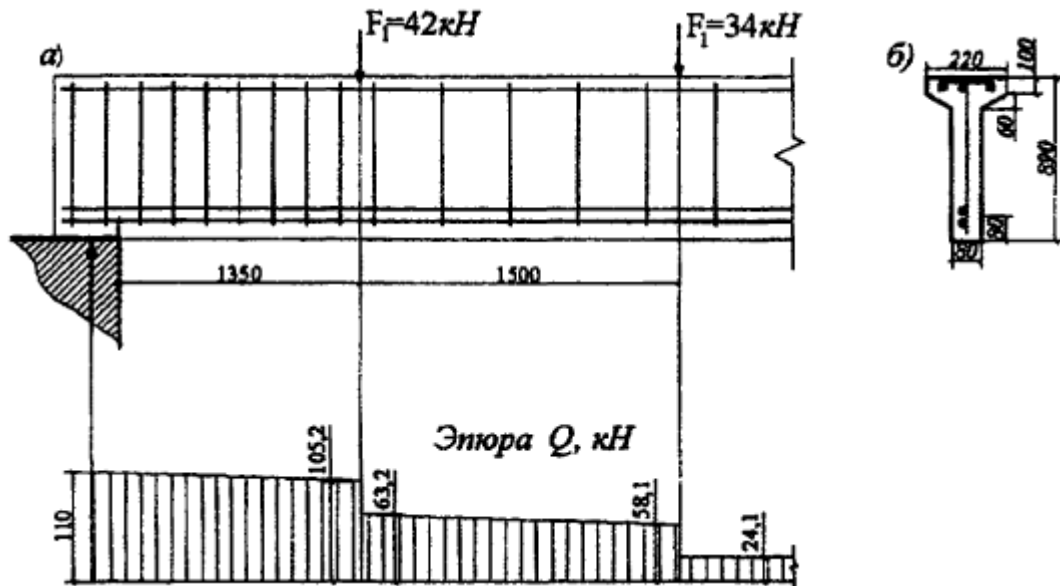


Рис. 9.

Расчёт. $h_0 = 890 - 80 = 810 \text{ мм}$.

Определим требуемую интенсивность хомутов согласно [1, п. 3.31, а], принимая длину проекции сечения c , равной расстоянию от опоры до первого груза – $c_1 = 1350 \text{ мм}$. Тогда $\alpha_1 = \frac{c_1}{h_0} = \frac{1350}{810} = 1,667 < 2$, и, следовательно, $\alpha_{01} = \alpha_1 = 1,667$.

Определяем $\varepsilon_{гр1} = \frac{1,5}{\alpha_1} + 0,1875\alpha_{01} = \frac{1,5}{1,667} + 0,1875 \cdot 1,667 = 1,212$.

Поперечная сила на расстоянии c_1 от опоры равна $Q_1 = 105,2 \text{ кН}$. Тогда $\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{R_{bt}bh_0} = \frac{105200}{0,9 \cdot 80 \cdot 810} = 1,804 > \varepsilon_{гр1}$, и, следовательно, q_{sw} определяем по [1, ф. 3.51]:

$$q_{sw1} = R_{bt}b \frac{\varepsilon_1 - \frac{1,5}{\alpha_1}}{0,75\alpha_{01}} = 0,9 \cdot 80 \cdot \frac{1,804 - \frac{1,5}{1,667}}{0,75 \cdot 1,667} = 52,1 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Определим q_{sw} при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза – $c_2 = 2850 \text{ мм}$:

$$\alpha_2 = \frac{c_2}{h_0} = \frac{2850}{810} = 3,52 > 3; \text{принимаем } \alpha_2 = 3.$$

Поскольку $\alpha_2 > 2$, принимаем $\alpha_{02} = 2$.

$$\varepsilon_{гр2} = \frac{1,5}{\alpha_2} + 0,1875\alpha_{02} = \frac{1,5}{3} + 0,1875 \cdot 2 = 0,875.$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2 = 58,1 \text{ кН}$. Тогда

$$\varepsilon_2 = \frac{Q_2}{R_{bt}bh_0} = \frac{58100}{0,9 \cdot 80 \cdot 810} = 0,996 > \varepsilon_{гр2},$$

и, следовательно,

$$q_{sw2} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - \frac{1,5}{\alpha_2}}{0,75 \alpha_{02}} = 0,9 \cdot 80 \cdot \frac{0,996 - \frac{1,5}{3}}{0,75 \cdot 2} = 23,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Принимаем максимальное значение – $q_{sw} = q_{sw1} = 52,1 \text{ Н/мм}$. Из условия сварки принимаем диаметр хомутов 8 мм ($A_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$). Тогда максимально допустимый шаг хомутов на приопорном участке равен

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw1}} = \frac{170 \cdot 50,3}{52,1} = 164 \text{ мм}.$$

Принимаем $s_{w1} = 150 \text{ мм}$. Назначаем шаг хомутов в пролете равным $s_{w2} = 300 \text{ мм}$. Тогда интенсивность хомутов приопорного участка

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{280 \cdot 50,3}{150} = 93,9 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

а пролётного участка

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{280 \cdot 50,3}{300} = 46,9 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Зададим длину участка с шагом хомутов s_{w1} , равной расстоянию от опоры до первого груза – $l_1 = 1350 \text{ мм}$, и проверим условие (3.44) [1, п. 3.31] при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза – $c = 2850 \text{ мм}$. Но поскольку $3h_0 = 3 \cdot 810 = 2430 \text{ мм} < c$, принимаем $c = 2430 \text{ мм}$. Значение Q_{sw} определяем согласно [1, п. 3.34].

Так как $2h_0 + l_1 = 2 \cdot 810 + 1350 = 2970 \text{ мм} > c$, значение Q_{sw} определяем по [1, ф. 3.56]. При этом, поскольку $c > 2h_0$, $c_0 = 2h_0 = 1620 \text{ мм}$.

$$\begin{aligned} Q_{sw} &= 0,75[q_{sw1} c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = \\ &= 0,75 \cdot [93,9 \cdot 1620 - (93,9 - 46,9) \cdot (2430 - 1350)] = 76019 \text{ Н} = 76 \text{ кН}. \end{aligned}$$

При $c = 3h_0$ $Q_b = Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 80 \cdot 810 = 29160 \text{ Н} = 29,2 \text{ кН}$.

Поперечная сила на расстоянии $c = 2430 \text{ мм}$ от опоры равна

$$Q = 63,2 - \frac{2,43 - 1,35}{1,5} \cdot (63,2 - 58,1) = 59,5 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (3.44) [1, п. 3.31]

$$Q_b + Q_{sw} = 29,2 + 76 = 105,2 \text{ кН} > Q = 59,5 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Большее значение c не рассматриваем, поскольку при этом поперечная сила резко уменьшается.

Таким образом, длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150 \text{ мм}$ принимаем равной 1,35 м.

14. Дано: двухскатная балка пролетом 8,8 м (рис. 10, а); сплошная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 80 \text{ кН/м}$; размеры опорного сечения по рис. 10, б; бетон класса В20 ($R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$) диаметром 10 мм ($A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$) шагом $s_w = 100 \text{ мм}$.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

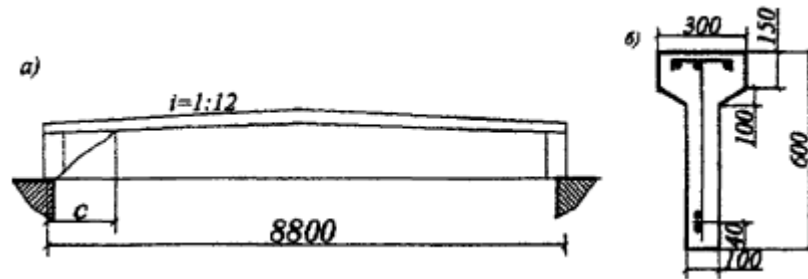


Рис. 10.

Расчёт. Рабочая высота опорного сечения равна $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$ (см. рис. 10, б). По [1, ф. 3.48] определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 78,5}{100} = 133,5 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Определим проекцию невыгоднейшего наклонного сечения c согласно [1, п. 3.37]. Из рис. 10, а имеем $\text{tg} \beta = 1/12$, $b = 100 \text{ мм}$,
 $R_{bt} b = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ Н/мм}$; $1 - 2\text{tg} \beta = 1 - \frac{2}{12} = 0,833$.

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{133,5}{90} = 1,483 > 2 \cdot (1 - 2\text{tg} \beta)^2 = 1,389$, значение c вычисляем по [1, ф. 3.62].

$$c = h_0 \sqrt{\frac{1,5}{\frac{(0,75 q_{sw} + q)}{R_{bt} b} + 1,5 \text{tg}^2 \beta}} = 560 \cdot \sqrt{\frac{1,5}{\frac{(0,75 \cdot 133,5 + 80)}{90} + 1,5 \cdot 0,833^2}} = 393 \text{ мм}.$$

Рабочая высота поперечного сечения h_0 на расстоянии $c = 393 \text{ мм}$ от опоры равна

$$h_0 = h_{01} + c \cdot \text{tg} \beta = 560 + \frac{393}{12} = 593 \text{ мм}.$$

Поскольку $c = 393 \text{ мм} < 2h_0 = 1186 \text{ мм}$, $c_0 = c = 393 \text{ мм}$.

$$Q_b = \frac{1,5 R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 90 \cdot 593^2}{393} = 121725 \text{ Н} = 121,7 \text{ кН}.$$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 133,5 \cdot 393 = 39349 \text{ Н} = 39,3 \text{ кН}.$$

Проверим условие (3.44) [1, п. 3.31], принимая поперечную силу в конце наклонного сечения равной

$$Q = Q_{max} - qc = \frac{80 \cdot 8,8}{2} - 80 \cdot 0,393 = 320,6 \text{ кН}.$$

$$Q_b + Q_{sw} = 121,7 + 39,3 = 161 \text{ кН} < Q = 320,6 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

Список использованных источников

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