

## Примеры расчета наклонных сечений

Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил

**Пример 1.** Дано: ребро ТТ-образной плиты перекрытия с размерами сечения:  $h = 350$  мм,  $d = 85$  мм;  $a = 35$  мм; бетон класса В15 ( $R_b = 8,5$  МПа,  $R_{br} = 0,75$  МПа); ребро армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса А400 ( $R_{sw} = 285$  МПа) диаметром 8 мм ( $A_{sw} = 50,3$  мм<sup>2</sup>) шагом  $s_w - 100$  мм; полная равномерно распределенная нагрузка, действующая на ребро,  $q = 21,9$  кН/м; временная эквивалентная нагрузка  $q_v = 18$  кН/м; поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 62$  кН.

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

Расчет.  $h_o = h - a = 350 - 35 = 315$  мм.

Прочность бетонной полосы проверим из условия:

$0,3R_b b h_o = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 85 \cdot 315 = 68276$  Н  $> Q_{max} = 62$  кН, т.е. прочность полосы обеспечена.

Прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 50,3}{100} = 143,3 \text{ Н/мм}$$

$$\frac{q_{sw}}{R_{br} b} = \frac{143,3}{0,75 \cdot 85} = 2,25 > 0,25$$

Поскольку  $\frac{q_{sw}}{R_{br} b} = 2,25 > 0,25$ , т.е. условие выполнено, хомуты полностью учитываем и значение  $M_b$  определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{br} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 85 \cdot 315^2 = 9,488 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения  $c$ .

$$q_1 = q - q_v/2 = 21,9 - 18/2 = 12,9 \text{ кН/м (Н/мм).}$$

Поскольку  $\frac{q_{sw}}{R_{br} b} = 2,25 > 2,0$ , значение  $c$  определяем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{9,488 \cdot 10^6}{0,75 \cdot 143,3 + 12,9}} = 280,7 \text{ мм} < 2h_o$$

Принимаем  $c_o = c = 280,7$  мм. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 143,3 \cdot 280,7 = 30168 \text{ Н} = 30,17 \text{ кН.}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{9,488 \cdot 10^6}{280,7} = 33801 \text{ Н} = 33,8 \text{ кН}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 62 - 12,9 \cdot 0,28 = 58,4 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (3.44)

$$Q_b + Q_{sw} = 33,8 + 30,17 = 63,97 \text{ Н} > Q = 58,4 \text{ кН,}$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Проверим требование:

$$s_{w,max} = \frac{R_{br} b h_o^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 85 \cdot 315^2}{62000} = 102 \text{ мм} > s_w = 100 \text{ мм,}$$

т.е. требование выполнено. Условия  $s_w < h_o/2 = 315/2 = 157$  мм и  $s_w < 300$  мм также выполнены.

**Пример 2.** Дано: свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения:  $b = 200$  мм,  $h = 400$  мм;  $h_o = 370$  мм; бетон класса В25 ( $R_{bt} = 1,05$  МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ( $A_{sw} = 101\text{мм}^2$ ) с шагом  $s_w = 150$  мм; арматура класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа); временная эквивалентная по моменту нагрузка  $q_v = 36$  кН/м, постоянная нагрузка  $q_g = 14$  кН/м; поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 137,5$  кН.

Требуется проверить прочность наклонных сечений.

Расчет. Прочность наклонных сечений проверяем. По формуле определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114,5 \text{ Н/мм}$$

Поскольку  $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{114,5}{1,05 \cdot 200} = 0,545 > 0,25$ , т.е. условие выполняется, хомуты учитываем полностью и значение  $M_b$  определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 370^2 = 4,312 \cdot 10^7 \text{ Н}\cdot\text{мм.}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 14 + 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м (Н/мм).}$$

Поскольку

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,312 \cdot 10^7}{32}} = 1161 \text{ мм} > \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 370}{1 - 0,5 \cdot 0,545} = 1017 \text{ мм}$$

значение  $c$  принимаем равным  $1161 \text{ мм} > 2h_o = 740 \text{ мм}$ . Тогда  $c_o = 2h_o = 740 \text{ мм}$  и  $Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 114,5 \cdot 740 = 63548 \text{ Н} = 63,55 \text{ кН}$ ;

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,312 \cdot 10^7}{1161} = 37140 \text{ Н} = 37,14 \text{ кН}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 137,5 - 32 \cdot 1,161 = 100,35 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (3.44)

$$Q_b + Q_{sw} = 37,14 + 63,55 = 100,69 \text{ кН} > Q = 100,35 \text{ кН,}$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

**Пример 3.** Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом  $l = 5,5$  м; полная равномерно распределенная нагрузка на балку  $q = 50$  кН/м; временная эквивалентная нагрузка  $q_v = 36$  кН/м; размеры поперечного сечения  $b = 200$  мм,  $h = 400$  мм;  $h_o = 370$  мм; бетон класса В15 ( $R_{bt} = 0,75$  МПа); хомуты из арматуры класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа).

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

Расчет. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{50 \cdot 5,5}{2} = 137,5 \text{ кН}$$

Определим требуемую интенсивность хомутов приопорного участка.

По формуле определяем  $M_b$

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 200 \cdot 370^2 = 30,8 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм.}$$

$$q_1 = q - 0,5q_{vt} = 50 - 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{30,8 \cdot 10^6 \cdot 32} = 62760 \text{ Н}$$

Так как  $2M_b/h_0 - Q_{max} = 2 \cdot 30,8 \cdot 10^6 / 370 - 137500 = 28986 \text{ Н} < Q_{b1} = 62790 \text{ Н}$ , интенсивность хомутов определяем по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{137500^2 - 62790^2}{3 \cdot 30,8 \cdot 10^6} = 161,9 \text{ Н/мм}$$

Шаг хомутов  $s_w$  у опоры должен быть не более  $h_0/2 = 185$  и  $300$  мм, а в пролете -  $0,75h_0 = 271$  и  $500$  мм. Максимально допустимый шаг у опоры равен

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 200 \cdot 370^2}{137500} = 149,3 \text{ мм} \approx 150 \text{ мм},$$

Принимаем шаг хомутов у опоры  $s_{w1} = 150$  мм, а в пролете  $250$  мм. Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{161,9 \cdot 150}{170} = 142,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении два хомута по  $10$  мм ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ).

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

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 157}{150} = 177,9 \text{ Н/мм}$$

$$q_{sw2} = \frac{170 \cdot 157}{250} = 106,7 \text{ Н/мм}$$

Проверим условие

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,75 \cdot 200 = 37,5 \text{ Н/мм} < q_{sw1} \text{ и } 37,5 < q_{sw2}$$

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

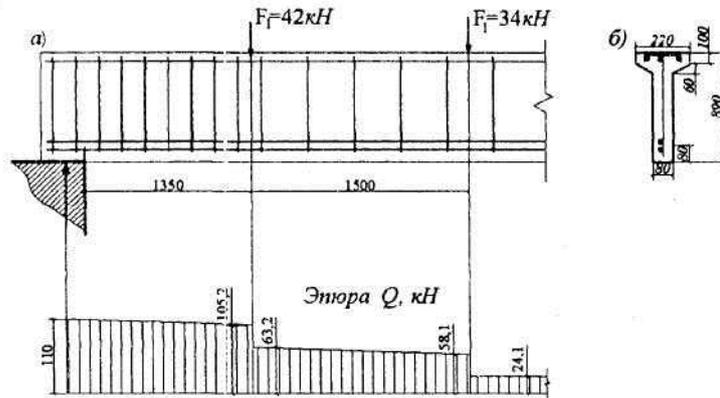
Определим длину участка  $l_1$  с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$ . Так как  $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(177,9 - 106,7) = 53,4 \text{ Н/мм} > q_1 = 32 \text{ Н/мм}$ , значение  $l_1$  вычислим по формуле, приняв  $Q_{b.min} = 0,5R_{bt}b h_0 = 0,5 \cdot 55500 = 27750 \text{ Н}$

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b.min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_1} - 2h_0 = \frac{137500 - (27750 + 1,5 \cdot 106,7 \cdot 370)}{32} - 2 \cdot 370 = 839 \text{ мм}$$

Принимаем длину участка с шагом хомутов  $s_{w1} = 150$  мм равной  $0,9$  м.

**Пример 4.** Дано: балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами как показано на чертеже 1,а; размеры сечения - по чертежу 1,б; бетон класса В15 ( $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$ ); хомуты из арматуры класса А240 ( $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$ ).

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



Черт. 1.

Расчет.  $h_o = 890 - 80 = 810$  мм.

Определим требуемую интенсивность хомутов  $q_{sw}$  согласно п.3.33,а, принимая длину проекции сечения  $c$ , равной расстоянию от опоры до первого груза –  $c_1 = 1350$  мм. Тогда  $a_1 = c_1/h_o = 1350/810 = 1,667 < 2$ , и, следовательно,  $a_{01} = a_1 = 1,667$ .

$$\varepsilon_{cp1} = \frac{1,5}{a_1} + 0,1875a_{01} = \frac{1,5}{1,667} + 0,1875 \cdot 1,667 = 1,212.$$

Определяем

Поперечная сила на расстоянии  $c_1$  от опоры равна  $Q_1 = 105,2$  кН. Тогда  $\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{R_{bt}bh_o} = \frac{105200}{0,75 \cdot 80 \cdot 810} = 2,165 > \varepsilon_{rp1}$ , и, следовательно,  $q_{sw}$  определяем по формуле:

$$q_{sw1} = R_{bt}b \frac{\varepsilon_1 - 1,5/a_1}{0,75a_{01}} = 0,75 \cdot 80 \frac{2,165 - 1,5/1,667}{0,75 \cdot 1,667} = 60,7 \text{ Н/мм}$$

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

$a_2 = c_2/h_o = 2850/810 = 3,52 > 3$ ; принимаем  $a_2 = 3,0$ .

Поскольку  $a_2 > 2$ , принимаем  $a_{02} = 2,0$ .

$$\varepsilon_{cp2} = \frac{1,5}{a_2} + 0,1875a_{02} = \frac{1,5}{3} + 0,1875 \cdot 2 = 0,875.$$

Соответствующая поперечная сила равна  $Q_2 = 58,1$  кН. Тогда

$$\varepsilon_2 = \frac{Q_2}{R_{bt}bh_o} = \frac{58100}{0,75 \cdot 80 \cdot 810} = 1,195 > \varepsilon_{cp2} = 0,815,$$

и, следовательно,

$$q_{sw2} = R_{bt}b \frac{\varepsilon_2 - 1,5/a_2}{0,75a_{02}} = 0,75 \cdot 80 \frac{1,195 - 1,5/3,0}{0,75 \cdot 2,0} = 27,8 \text{ Н/мм}$$

Принимаем максимальное значение  $q_{sw} = q_{sw1} = 60,7$ . Из условия сварки принимаем диаметр хомутов 8 мм ( $A_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$ ). Тогда максимально допустимый шаг хомутов на приопорном участке равен

$$s_{w1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{q_{sw1}} = \frac{170 \cdot 50,3}{60,7} = 140,9 \text{ мм.}$$

Принимаем  $s_{w1} = 100$  мм. Назначаем шаг хомутов в пролете равным  $s_{w2} = 300$  мм. Тогда интенсивность хомутов приопорного участка

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{170 \cdot 50,3}{100} = 85,5 \text{ Н/мм}$$

а пролетного участка

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{170 \cdot 50,3}{300} = 28,5 \text{ Н/мм}$$

Зададим длину участка с шагом хомутов  $s_{w1}$ , равной расстоянию от опоры до первого груза –  $l_1 = 1350$  мм, и проверим условие при значении  $c$ , равном расстоянию от опоры до второго груза –  $c = 2850$  мм. Но поскольку  $3h_o = 3 \cdot 810 = 2430 \text{ мм} < c$ , принимаем  $c = 2430$  мм.

Так как  $2h_o + l_1 = 2 \cdot 810 + 1350 = 2970 \text{ мм} > c$ , значение  $Q_{sw}$  определяем по формуле. При этом, поскольку  $c > 2h_o$ ,  $c_o = 2h_o = 1620$  мм.

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = 0,75[85,5 \cdot 1620 - (85,5 - 28,5)(2430 - 1350)] = 57712 \text{ Н} = 57,7 \text{ кН.}$$

При  $c = 3h_o$ ,  $Q_b = Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_o = 0,53 \cdot 0,75 \cdot 80 \cdot 810 = 24300 \text{ Н} = 24,3 \text{ кН.}$

Поперечная сила на расстоянии  $c = 2430$  мм от опоры равна

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

Проверяем условие

$$Q_b + Q_{sw} = 24,3 + 57,7 = 82,0 \text{ кН} > Q = 59,5 \text{ кН,}$$

т.е. прочность этого наклонного сечения обеспечена.

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

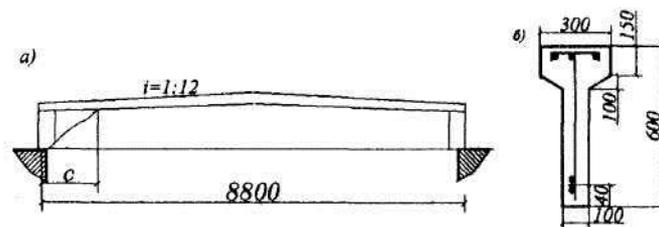
Таким образом, длину участка с шагом хомутов  $s_{w1} = 100$  мм принимаем равной 1,35 м.

**Пример 5.** Дано: двухскатная балка пролетом 8,8 м (чертеж 2,а); сплошная равномерно распределенная нагрузка на балку  $q = 46$  кН/м; размеры опорного сечения по чертеж 2,б; бетон класса В20 ( $R_{bt} = 0,9$  МПа); хомуты из арматуры класса А400 ( $R_{sw} = 285$  МПа) диаметром 10 мм ( $A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$ ) шагом  $s_w = 100$  мм.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет. Рабочая высота опорного сечения равна  $h_o = 600 - 40 = 560$  мм. По формуле определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 78,5}{100} = 223,7 \text{ Н/мм}$$



Черт.2.

Определим проекцию невыгоднейшего наклонного сечения  $c$ . Из чертежа 2,а имеем  $\text{tg}\beta = 1/12$ ,  $b = 100$  мм,

$$R_{bt} b = 0,9 \cdot 100 = 90 \text{ Н/мм}; 1 - 2\text{tg}\beta = 1 - 2/12 = 0,833.$$

Поскольку  $q_{sw}/(R_{bt}b) = 223,7/90 = 2,485 > 2(1 - 2\text{tg}\beta)^2 = 2 \cdot 0,833^2 = 1,389$ , значение  $c$  вычисляем по формуле.

$$c = h_{01} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75q_{sw} + q_1)/(R_{bt}b) + 1,5\text{tg}^2\beta}} = 560 \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot 223,7 + 46)/90 + 1,5/12^2}} = 444 \text{ мм.}$$

Рабочая высота поперечного сечения  $h_o$  на расстоянии  $c = 444$  мм от опоры равна

$$h_o = h_{o1} + c \cdot \text{tg}\beta = 560 + 444/12 = 597 \text{ мм.}$$

Поскольку  $c = 444 \text{ мм} < 2h_o$ ,  $c_o = c = 444 \text{ мм}$ ;

$$Q_b = \frac{1,5R_{bt}bh_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 90 \cdot 597^2}{444} = 108370 \text{ Н} = 108,4 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 223,7 \cdot 444 = 74492 \text{ Н} = 74,5 \text{ кН.}$$

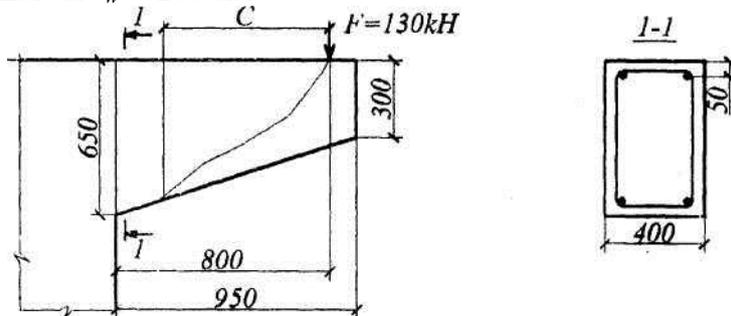
Проверим условие, принимая поперечную силу в конце наклонного сечения равной

$$Q = Q_{max} - q_1c = (46 \cdot 8,8)/2 - 46 \cdot 0,444 = 182,0 \text{ кН.}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 108,4 + 74,5 = 182,9 \text{ кН} > Q = 182 \text{ кН,}$$

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

**Пример 6.** Дано: консоль размерами по чертежу 3, сосредоточенная сила на консоли  $F = 130$  кН, расположенная на расстоянии  $l_1 = 0,8$  м от опоры; бетон класса В15 ( $R_{bt} = 0,75$  МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) из арматуры класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа) шагом  $s_w = 200$  мм.



Черт.3.

Требуется проверить прочность наклонных сечений по поперечной силе.

Расчет. Проверяем невыгоднейшее наклонное сечение, начинающееся от места приложения сосредоточенной силы, при значении  $c$ , определенном по формуле при  $q_1 = 0$

$$\text{и } \text{tg}\beta = \frac{650 - 300}{950} = 0,369$$

Рабочая высота в месте приложения сосредоточенной силы равна

$$h_{o1} = 650 - (650 - 300) \frac{800}{950} - 50 = 305 \text{ мм} \quad (\text{см. черт.3}); R_{bt}b = 0,75 \cdot 200 = 150 \text{ Н/мм.}$$

Значение  $q_{sw}$  равно

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{200} = 85,8 \text{ Н/мм}$$

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{0,75q_{sw}/(R_{bt}b) + 1,5\text{tg}^2\beta}} = 305 \sqrt{\frac{1,5}{0,75 \cdot 85,8/150 + 1,5 \cdot 0,369^2}} = 469 \text{ мм} < l_1 = 800 \text{ мм.}$$

Поскольку  $\frac{2h_{o1}}{1-2\operatorname{tg}\beta} = \frac{2 \cdot 305}{1-2 \cdot 0,369} = 1164 \text{ мм} > c$ , оставляем  $c = 469,4 \text{ мм}$ .  
 Определим рабочую высоту  $h_o$  в конце наклонного сечения

$$h_o = h_{o1} + c \cdot \operatorname{tg}\beta = 305 + 469 \cdot 0,369 = 478 \text{ мм}.$$

Поскольку  $c = 469,4 > 2h_o$ ,  $c_o = c = 469 \text{ мм}$ .

$$Q_b = \frac{1,5R_{br}bh_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 150 \cdot 478^2}{469} = 109614 \text{ Н} = 109,6 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 85,8 \cdot 469 = 30180 \text{ Н} = 30,18 \text{ кН}.,$$

$$Q_b + Q_{sw} = 109,6 + 30,2 = 139,8 \text{ кН} > F = 130 \text{ кН},$$

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

**Пример 7.** Дано: сплошная плита днища резервуара без поперечной арматуры размером  $3 \times 6 \text{ м}$  толщиной  $h = 160 \text{ мм}$ , монолитно связанная по периметру с балками; полная равномерно распределенная нагрузка  $50 \text{ кН/м}^2$ ; бетон класса В15 ( $R_{br} = 0,75 \text{ МПа}$ ).

Требуется проверить прочность плиты на действие поперечной силы.

Расчет.  $h_o = 160 - 20 = 140 \text{ мм}$ . Расчет проводим для полосы шириной  $b = 1,0 \text{ м} = 1000 \text{ мм}$ , пролетом  $l = 3 \text{ м}$ . Тогда  $q = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ кН/м}$ , а поперечная сила на опоре равна

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{50 \cdot 3}{2} = 75 \text{ кН}$$

Проверим условие

$$2,5R_{br}bh_o = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 1000 \cdot 140 = 262500 \text{ Н} > Q_{\max} = 75 \text{ кН}.$$

Проверим условие, принимая  $q_1 = q - 50 \text{ кН/м}$  (Н/мм). Поскольку боковые края плиты монолитно связаны с балками, условие имеет вид

$$\frac{R_{br}b}{6 \cdot 0,64} = \frac{0,75 \cdot 1000}{6 \cdot 0,64} = 195 \text{ Н/мм} > q_1 = 50 \text{ Н/мм}$$

следовательно, прочность плиты проверяем из условия

$$0,625R_{br}bh_o + 2h_oq_1 = 0,625 \cdot 0,75 \cdot 1000 \cdot 140 + 2,4 \cdot 140 \cdot 50 = 82425 \text{ Н} = 82,4 \text{ кН} > Q_{\max} = 75 \text{ кН},$$

т.е. прочность плиты по поперечной силе обеспечена.

**Пример 8.** Дано: панель стенки резервуара консольного типа с переменной толщиной от 262 (в заделке) до 120 мм (на свободном конце) вылетом 4,25 м; боковое давление грунта, учитывающее нагрузку от транспортных средств на поверхности грунта, линейно убывает от  $q_o = 55 \text{ кН/м}^2$  в заделке до  $q = 6 \text{ кН/м}^2$  на свободном конце;  $a = 22 \text{ мм}$ ; бетон класса В15 ( $R_{br} = 0,75 \text{ МПа}$ ).

Требуется проверить прочность панели на действие поперечной силы.

Расчет. Рабочая высота сечения панели в заделке равна  $h_{o1} = 262 - 22 = 240 \text{ мм}$ .

Определим  $\operatorname{tg}\beta$  ( $\beta$  - угол между растянутой и сжатой гранями):

$$\operatorname{tg}\beta = (262 - 120) / 4250 = 0,0334.$$

Проверим условия. Поперечная сила в заделке равна

$$Q_{\max} = ((55 + 6) / 2) \cdot 4,25 = 129,6 \text{ кН}.$$

Расчет производим для полосы панели шириной  $b = 1,0 \text{ м} = 1000 \text{ мм}$ .

Проверим условие, принимая  $h_o = h_{o1} = 240$  мм.

$$2,5R_{bt}bh_o = 2,5 \cdot 0,75 \cdot 1000 \cdot 240 = 450000 \text{ Н} = 450 \text{ кН} > Q_{max}$$

т.е. условие выполняется.

Поскольку панели связаны друг с другом, а ширина стенки резервуара заведомо больше  $5h$ , значение  $c_{max}$  определяем по формуле

$$c_{max} = \frac{2,4h_{o1}}{1 + 1,2\text{tg}\beta} = \frac{2,4 \cdot 240}{1 + 1,2 \cdot 0,0334} = 554 \text{ мм.}$$

Средняя интенсивность нагрузки на приопорном участке длиной  $c_{max} = 554$  мм равна

$$q_1 = 55 - (55 - 6) \frac{554}{4250 \cdot 2} = 51,8 \text{ Н/мм.}$$

Поскольку

$$c = h_o \sqrt{\frac{1}{\text{tg}^2 \beta / 4 + q_1 / (1,5R_{bt}b)}} = 240 \sqrt{\frac{1}{0,0334^2 / 4 + 51,8 / (1,5 \cdot 0,75 \cdot 1000)}} = 1115 \text{ мм} > c_{max} = 554 \text{ мм,}$$

принимаем  $c = c_{max} = 554$  мм.

Определим рабочую высоту сечения на расстоянии  $c/2$  от опоры (т.е. среднее значение  $h_o$  в пределах длины  $c$ ):

$$h_o = h_{o1} - \frac{c}{2} \text{tg}\beta = 240 - \frac{554}{2} \cdot 0,334 = 231 \text{ мм.}$$

Поперечная сила на расстоянии  $c = 554$  мм от опоры равна:

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 129,6 - 51,8 \cdot 0,554 = 100,9 \text{ кН.}$$

Проверим условие:

$$\frac{1,5R_{bt}bh_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,75 \cdot 1000 \cdot 231^2}{554} = 108360 \text{ Н} = 108,4 \text{ кН} > Q = 100,9 \text{ кН}$$

т.е. прочность панели по поперечной силе обеспечена.

#### *Расчет наклонных сечений на действие момента*

**Пример 9.** Дано: свободно опертая балка пролетом  $l = 5,5$  м с равномерно распределенной нагрузкой  $q = 29$  кН/м; конструкция приопорного участка балки принята по чертежу 4; бетон класса В15 ( $R_b = 8,5$  МПа); продольная арматура без анкеров класса А400 ( $R_s = 355$  МПа) площадью сечения  $A_s = 982 \text{ мм}^2$  ( $2\varnothing 25$ ); хомуты из арматуры класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа) диаметром 8 мм шагом  $s_w = 150$  мм приварены к продольным стержням.

Требуется проверить прочность наклонных сечений на действие момента.

Расчет.  $h_o = h - a = 400 - 40 = 360$  мм. Поскольку растянутая арматура не имеет анкеров, расчет наклонных сечений на действие момента необходим.

Определим усилие в растянутой арматуре.

Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры. Отсюда  $l_s = l_{sup} - 10 \text{ мм} = 280 - 10 = 270$  мм (см. черт.4).

Опорная реакция балки равна

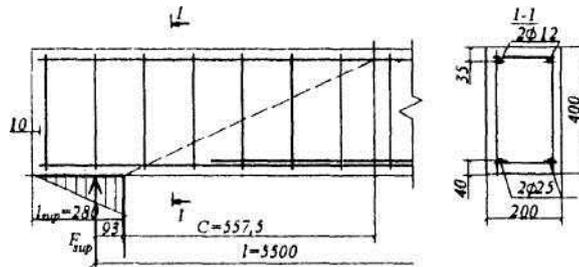
$$F_{sup} = \frac{ql}{2} = \frac{29 \cdot 5,5}{2} = 80 \text{ кН}$$

а площадь опирания балки  $A_{sup} = bl_{sup} = 200 \cdot 280 = 56000 \text{ мм}^2$ ,

$$\sigma_b = \frac{F_{sup}}{A_{sup}} = \frac{80000}{56000} = 1,43 \text{ МПа}, \frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{1,43}{8,5} = 0,168 < 0,25$$

откуда следовательно,  $a = 1,0$ . При классе бетона В15, классе арматуры А400 и  $a = 1,0$  находим  $\lambda_{an} = 47$ . Тогда, длина анкеровки равна  $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 47 \cdot 25 = 1175 \text{ мм}$ .

$$N_s = R_s A_s (l_s / l_{an}) = 355 \cdot 982 \cdot (270 / 1175) = 80106 \text{ Н.}$$



Черт.4.

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины  $l_s$  приварены 4 вертикальных и 2 горизонтальных поперечных стержня, увеличим усилия  $N_s$  на величину  $N_w$ .

Принимая  $d_w = 8 \text{ мм}$ ,  $n_w = 6$ ,  $\varphi_w = 150$ , получаем

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 6 \cdot 150^2 \cdot 0,75 = 30,24 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Отсюда  $N_s = 80106 + 30240 = 110346 \text{ Н}$ .

Определяем максимально допустимое значение  $N_s$ . При  $a = 0,7$  находим  $\lambda_{an} = 33$ ; тогда

$$N_{s,max} = R_s A_s \frac{l_s}{\lambda_{an} d_s} = 355 \cdot 982 \frac{270}{33 \cdot 25} = 114040 \text{ Н} > N_s$$

, т.е. оставляем  $N_s = 110346 \text{ Н}$ .

Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} = 360 - \frac{110346}{2 \cdot 8,5 \cdot 200} = 327,5 \text{ мм} > h_0 - a' = 360 - 35 = 325 \text{ мм.}$$

Тогда момент, воспринимаемый продольной арматурой, равен

$$M_s = N_s z_s = 110346 \cdot 327,5 = 36,1 \cdot 10^6 \text{ Нмм.}$$

По формуле вычислим величину  $q_{sw}$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114,5 \text{ Н/мм}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле, принимая значение  $Q_{max}$  равным опорной реакции балки, т.е.  $Q_{max} = F_{sup} = 80 \text{ кН}$ .

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q} = \frac{80 \cdot 10^3}{114,5 + 29} = 557,5 \text{ мм} < 2h_0$$

Тогда момент, воспринимаемый поперечной арматуры, равен

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 114,5 \cdot 557,5^2 = 17,8 \cdot 10^6 \text{ Н мм.}$$

Момент в наклонном сечении определяем как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т.е. на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной  $x = l_{sup}/3 + c = 280/3 + 557,5 = 650,8 \text{ мм}$

$$M = Q_x - \frac{qx^2}{2} = 80 \cdot 10^3 \cdot 650,8 - \frac{29 \cdot 650,8^2}{2} = 45,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 45,9 \text{ кНм}$$

Проверяем условие

$$M_s + M_{sw} = 36,1 + 17,8 = 53,9 \text{ кНм} > M = 45,9 \text{ кНм,}$$

т.е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

**Пример 10.** Дано: ригель многоэтажной рамы с эпюрами моментов и поперечных сил от равномерно распределенной нагрузки  $q = 228$  кН/м по черт.5; бетон класса В25; продольная и поперечная арматура класса А400 ( $R_s = 355$  МПа,  $R_{sw} = 285$  МПа); поперечное сечение приопорного участка - по черт.5; хомуты трехветвевые диаметром 10 мм ( $R_{sw} = 236$  мм<sup>2</sup>) шагом  $s_w$  равным 150 мм.

Требуется определить расстояние от левой опоры до места обрыва первого стержня верхней арматуры.

Расчет. Из черт.5 имеем:  $h_o = h - a = 800 - 60 = 740$  мм;  $a = 50$  мм; площадь сечения верхней растянутой арматуры без учета одного обрываемого стержня  $\varnothing 32$   $A_s = 1609$  мм<sup>2</sup> ( $2\varnothing 32$ );  $A_s = 2413$  мм<sup>2</sup> ( $3\varnothing 32$ ). Определим предельный момент, соответствующий этой арматуре по формуле, поскольку  $A_s < A'_s$ , т.е.  $x < 0$ :

$$M_{ult} = R_s A_s (h_o - a') = 355 \cdot 1609 \cdot (740 - 50) = 394,1 \cdot 10^6 \text{ Н мм} = 394,1 \text{ кНм.}$$

По эпюре моментов определяем расстояние от опоры до места теоретического обрыва первого стержня из уравнения

$$M = M_{sup} - \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{l} \cdot x - \frac{ql}{2} \cdot x + \frac{q}{2} \cdot x^2 = M_{ult}$$

откуда 
$$x = Z - \sqrt{Z^2 - 2 \frac{M_{sup} - M_{ult}}{q}}, \quad Z = \frac{l}{2} + \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{ql};$$

$$Z = \frac{4,9}{2} + \frac{600 - 300}{228 \cdot 4,9} = 2,719 \text{ м}; \quad x = 2,719 - \sqrt{2,719^2 - 2 \frac{600 - 394,1}{228}} = 0,355 \text{ м.}$$

Поперечная сила в месте теоретического обрыва равна

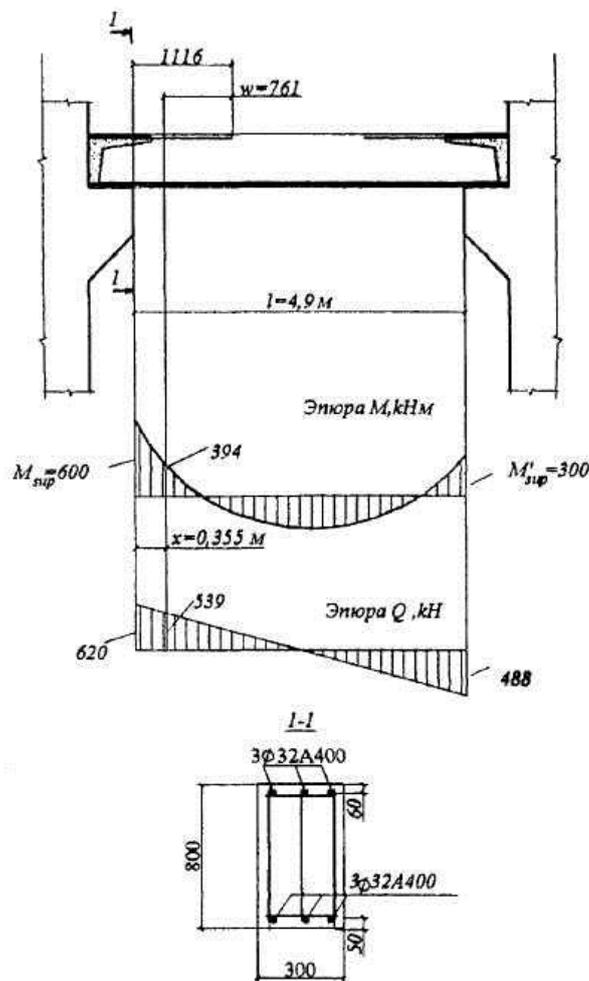
$$Q = Q_{max} - q \cdot x = 620 - 228 \cdot 0,355 = 539 \text{ кН.}$$

Определим величину  $q_{sw}$ ,

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{285 \cdot 236}{150} = 448,4 \text{ Н/мм}$$

Поскольку  $\frac{Q}{2q_{sw}} = \frac{539}{2 \cdot 448,4} = 0,601 \text{ м} < h_o = 0,74 \text{ м}$ , длину  $w$ , на которую надо завести обрываемый стержень за точку теоретического обрыва, определяем по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s = 601 + 5 \cdot 32 = 761 \text{ мм.}$$



Черт.5.

Следовательно, расстояние от опоры до места обрыва стержня может быть принято равным  $x + w = 355 + 761 = 1116$  мм.

Определим необходимое расстояние  $l_{an}$  от места обрыва стержня до опорного сечения, предполагая полное использование этого стержня в опорном сечении. При  $a = 1,0$  классе бетона В25, классе арматуры А400 находим  $\lambda = 34$ . Тогда  $l_{an} = \lambda_{an}d = 34 \cdot 32 = 1088$  мм < 1116 мм.

Следовательно, обрезаем стержень на расстоянии 1116 мм от опоры.