

1.2.2. Расчет поперечной арматуры

Расчет балки на действие поперечной силы проводится в соответствии с [5, п. 6.2].

Расчетная поперечная сила вычисляется в сечении элемента (рис. 4), расположенном от грани опоры на расстоянии, равном высоте от нижней грани элемента до упругого центра тяжести сечения ([5], п. 6.2.2 (3) и [10], пример 6.1]). Поскольку балка имеет переменное поперечное сечение, расчетное сечение определяется путем нескольких расчетных попыток. В рассматриваемом случае расстояние от оси опоры до грани опоры составляет 200 мм, расчетная поперечная сила вычисляется на расстоянии от оси опоры, равном $a = 200 + 860 - 391 = 669$ мм. Здесь 860 мм – высота сечения балки в расчетном сечении; $x = 391$ мм – расстояние от верхней грани до упругого центра тяжести поперечного сечения балки, которое определяется как отношение статического момента сечения относительно оси, проходящей через верхнюю грань сечения, к площади поперечного сечения балки (без учета продольной арматуры):

$$x = \frac{400 \cdot 185 \cdot 92,5 + 270 \cdot 210 \cdot 755 + 115 \cdot 465 \cdot 417,5}{400 \cdot 185 + 270 \cdot 210 + 115 \cdot 465} = 391 \text{ мм},$$

где 115 мм – ширина ребра балки в расчетном сечении.

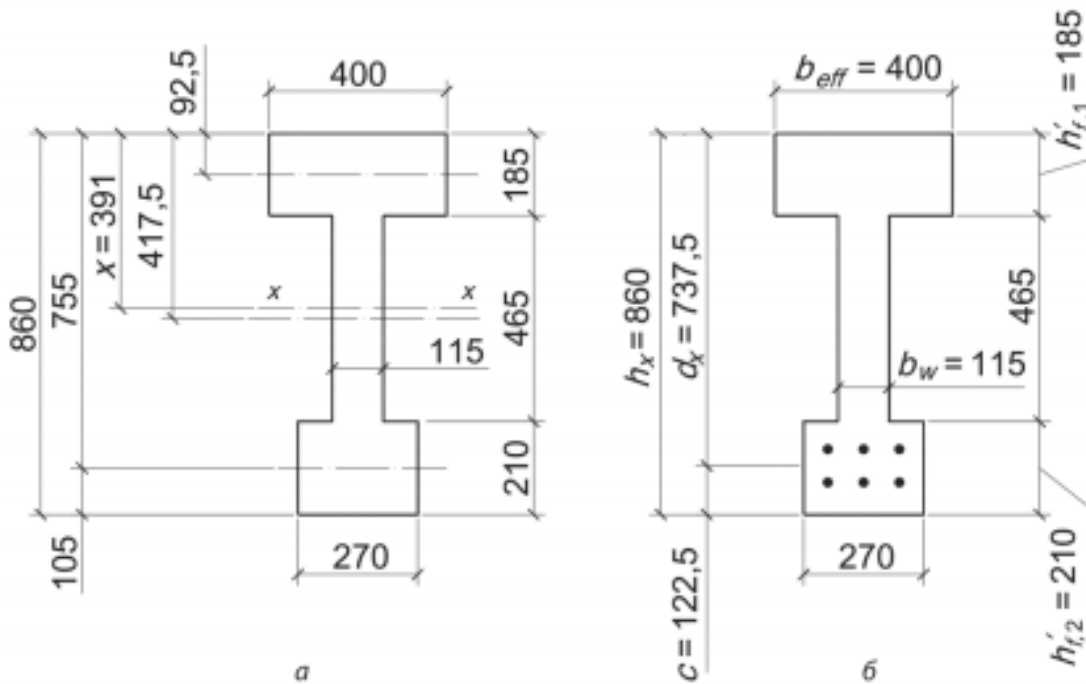


Рис. 4. Расчетное сечение балки:

а — расчетное сечение балки для определения расчетной поперечной силы;
 б — сечение балки с продольной арматурой

Максимальная поперечная сила

$$V_{Ed,max} = \frac{q_d l_{eff}}{2} = \frac{39,77 \cdot 17,6}{2} = 350,0 \text{ кН.}$$

Расчетная поперечная сила на расстоянии 669 мм от оси опоры

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - (G_d + s_1) a = 350,0 - (31,13 + 8,64) 0,669 = 323,4 \text{ кН.}$$

Проверяется условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, где $V_{Rd,c}$ — несущая способность сечения по поперечной силе при отсутствии поперечной арматуры, определяемая по формулам (6.2a) и (6.2b) из [5]:

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d_x \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d_x,$$

где

$$c_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_x}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{737,5}} = 1,52 < 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{2945}{115 \cdot 737,5} = 0,0347 > 0,02;$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,52^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,36;$$

$k_1 = 0,15$ – рекомендуемое значение;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1504900}{167900} = 8,96 \text{ МПа} > 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ МПа},$$

где N_{Ed} – продольная сила в поперечном сечении от воздействия предварительного обжатия, Н. Поскольку вынужденные деформации допускается не учитывать, принимается $N_{Ed} = P_{max} = 1504,9 \text{ кН} = 1504900 \text{ Н}$ (см. п. 1.2.4); A_c – площадь бетонного сечения, мм^2 ;

$$A_c = 400 \cdot 185 + 465 \cdot 80 + 270 \cdot 210 = 167900 \text{ мм}^2.$$

Принимается $\sigma_{cp} = 3,6 \text{ МПа}$.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,52 (100 \cdot 0,02 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 3,6 \right] 115 \cdot 737,5 = 106278 \text{ Н} > \\ > (0,36 + 0,15 \cdot 3,6) 115 \cdot 737,5 = 76331 \text{ Н};$$

$$V_{Ed} = 323,4 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 106,278 \text{ кН},$$

требуется поперечная арматура.

$$V_{Rd,s} = V_{Ed} = 323,4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Из формулы (6.8) из [5]

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{Ed}}{z f_{ywd} \cot \theta},$$

где z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы в общем может быть использовано приближенное значение $z = 0,9 d_x$ [5, п. 6.2.3 (1)]; f_{ywd} – расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры, для В500 $f_{ywd} = 500/1,15 = 435 \text{ МПа}$; θ – угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию. Рекомендуемые предельные значения $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{S} = \frac{323,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,7375 \cdot 435 \cdot 2,5} = 448,0 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Минимальное армирование (формулы (9.4) и (9.5N) из [5]):

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw,min}}{S} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{p0,1k}} b_w = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{575} \cdot 0,115 = \\ = 0,000088 \text{ м}^2/\text{м} = 88,0 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Расстояние между стержнями поперечной арматуры не должно превышать $S_{l,max}$ [5, п. 9.2.2.(6)]:

$$S \leq S_{l,\max} = 0,75d_x(1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 737,5(1 - 0) = 553 \text{ мм},$$

где α – угол между поперечной арматурой и продольной осью балки, $\cot 90^\circ = 0$.

При требуемой площади поперечной арматуры $448,0 \times 0,2 = 90 \text{ мм}^2$ поперечные стержни принимаются $2 \varnothing 10 \text{ В500}$ с шагом $S = 200 \text{ мм}$ с $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$.

Максимальное сопротивление сечения сдвигу [5, п. 6.2.3(3)] (аналог проверке по бетонной полосе между наклонными сечениями по п. 8.1.32 стандарта РФ [14])

$$V_{Rd,\max} = \frac{a_{sw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1,25 \cdot 115 \cdot 0,9 \cdot 737,5 \cdot 0,6 \cdot 18}{2,5 + 0,4} = 355335 \text{ Н} >$$

$$> V_{Ed} = 323400 \text{ Н},$$

где $a_{sw} = 1,25$ – коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе при

$$0,25 f_{cd} = 0,25 \cdot 18 = 4,5 \text{ МПа} < \sigma_{cp} = 7,26 \text{ МПа} < 0,5 f_{cd} = 0,5 \cdot 18 = 9 \text{ МПа};$$

$v_1 = 0,6$ – коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин (формула (6.10aN) из [5] при отношении требуемой по расчету площади поперечной арматуры к фактически принятой площади $90/157 = 0,57 < 0,8$).

Примечание 1

В приведенном расчете сопротивление сечения сдвигу от действия поперечной силы (сопротивление сечения сдвигу по бетонной полосе между наклонными сечениями) обеспечено за счет избыточного поперечного армирования сечения. При увеличении нагрузки на балку (например при увеличении снеговой нагрузки) этого окажется недостаточно и прочность поперечного сечения сдвигу не будет обеспечена, т.е. размеры поперечного сечения типовой конструкции недостаточны и их следует увеличивать.

Примечание 2

Прочность поперечного сечения сдвигу зависит от угла θ , который может быть указан в Национальном приложении к EN 1992-1-1. В приведенном расчете принято наиболее невыгодное значение $\theta = 21^\circ 48'$ ($\cot \theta = 2,5$ и $\tan \theta = 0,4$).