

**УСИЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

ВВЕДЕНИЕ

Реконструкция и усиление зданий и сооружений являются одним из основных направлений в строительстве на ближайшее будущее.

Проектировать усиление оказывается практически всегда сложнее, чем новые конструкции. Как правило, в каждом отдельном случае необходимо учитывать отдельные индивидуальные особенности, а именно: степень повреждения усиливаемой конструкции; состояние соседних конструкций; характер нагружения; стесненность выполнения работ по усилению; технические возможности организации, выполняющей усиление. Следует отметить, что причин усиления конструкций достаточно много. Это износ конструкций в результате неудовлетворительной эксплуатации, увеличение нагрузки после реконструкции здания, ошибки проектирования, дефекты изготовления и монтажа, неравномерная осадка основания и др.

К настоящему времени уже накоплен значительный опыт усиления различных железобетонных конструкций. Реализуется два подхода при проектировании усиления – разгрузка существующей конструкции (т.е. частичная или полная передача нагрузки на конструкцию усиления) и увеличение несущей способности существующей конструкции.

Усиление несущих железобетонных конструкций выполняется следующими методами:

- без изменения расчетной схемы и напряженного состояния;
- с изменением расчетной схемы;
- с изменением напряженного состояния.

Основные принципы проектирования усиления включают в себя следующие позиции:

- при разработке проектов необходимо стремиться к максимальному сохранению целостности усиливаемой конструкции;
- при выборе оптимального способа усиления важно установить действительный характер работы конструкции и фактически действующие нагрузки;
- следует отдавать предпочтение способам, которые не требуют разгрузки конструкций (например, использование предварительного напряжения элементов усиления);
- при разработке проекта усиления необходимо учитывать перспективу увеличения нагрузок;
- для элементов усиления без предварительного напряжения применяют рабочую стержневую арматуру классов А240, А300, А400 (А400С), А500 (А500С), А600, а также арматуру классов В500 (В500С) и Вр500; для предварительно напряженных конструкций усиления (шпренгели, затяжки) –

горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600, А800 и А1000, а также канатную 7-проволочную (К-7) классов К1400, К1500, К1600, К1700;

- расчет железобетонных конструкций следует выполнять с учетом фактических характеристик бетона и арматуры; бетон усиления должен приниматься на один класс выше, чем условный класс бетона усиливаемого элемента, но не ниже В15 (для наземных конструкций и фундаментов);

- расчет усиленной конструкции необходимо производить по двум группам предельных состояний (если усиление конструкции связано с повреждениями, снижающими ее несущую способность, расчет производится только по первой группе предельных состояний);

- при повреждении более чем на 50 % площади сечения элемента или арматуры несущая способность существующей конструкции в расчете усиления не учитывается, и считается, что вся нагрузка передается на элементы усиления;

- при армировании существующей конструкции высокопрочной проволокой поступают аналогично, если обнаружены следы ее коррозии;

- расчетное сечение существующей арматуры следует уменьшить на 25% при условии, что к ней привариваются стержни усиления (возможен пережог при сварке);

- при расчете усиления с использованием предварительного напряжения элементов рекомендуется вводить коэффициент условий работы m , который принимается равным:

- 0,9 – для хомутов;

- 0,85 – для горизонтальных затяжек (предварительно напрягаемых стержней дополнительной арматуры), а также для предварительно напрягаемых распорок колонн;

- 0,8 – для шпренгельных систем;

- при расчете усиления ненапрягаемыми элементами коэффициент m принимается в зависимости от степени разгрузки равным:

- 0,95 – при полной разгрузке;

- 0,9 – при разгрузке на 75 %;

- 0,8 – при разгрузке на 50 %;

- 0,7 – при разгрузке на 25 %.

1. УСИЛЕНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

1.1. Усиление плиты с круглыми пустотами

Требуется усилить железобетонную плиту с круглыми пустотами (рис. 1.1) в связи с увеличением полезной нагрузки на перекрытие.

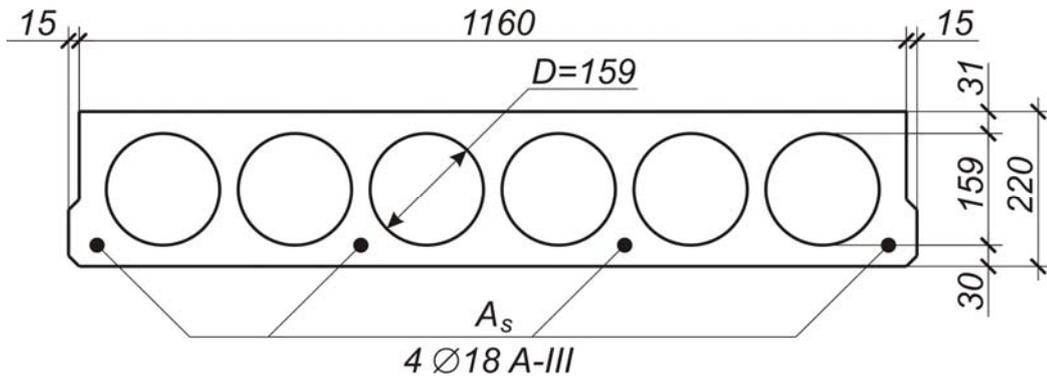


Рис. 1.1. Действительное поперечное сечение плиты

Исходные данные. Параметры плиты до усиления: номинальные размеры плиты в плане $1,2 \times 6,0$ м; высота $h = 220$ мм; бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке, класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); рабочая продольная арматура стержневая $4\text{Ø}18\text{A-III}$ ($R_s = 365$ МПа). Полезная нагрузка на плиту $v = 12,5$ кПа, в том числе длительная составляющая $0,7 \cdot v = 0,7 \cdot 12,5 = 8,75$ кПа. Нагрузка от массы пола $g = 0,8$ кПа.

Решение:

- Определяем расчетную нагрузку на 1 м длины плиты.

Полная расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты $B = 1,2$ м

$$q = q_1 \cdot B = 19,26 \cdot 1,2 = 23,11 \text{ кН/м},$$

где q_1 – расчетная нагрузка по табл. 1.1.

- Находим расчетный максимальный изгибающий момент от полной нагрузки.

Расчетный пролет плиты (рис. 1.2, а)

$$l_0 = l - \frac{b_{\text{риг}}}{2} = 6,0 - \frac{0,25}{2} = 5,875 \text{ м},$$

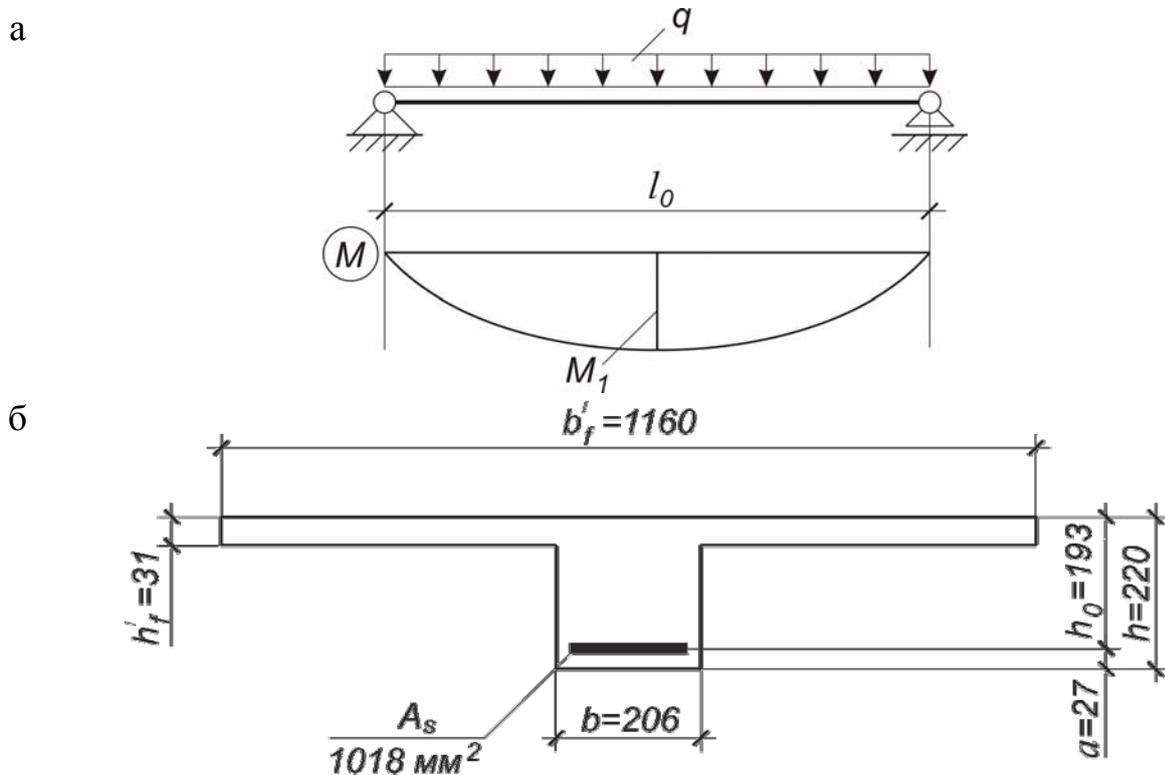
где l – номинальный пролет плиты;

$b_{\text{риг}}$ – ширина сечения ригеля.

Таблица 1.1

Нагрузка на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная: от массы плиты ($\delta = 0,12 \text{ м}$; $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$) от массы пола	3,0	1,1	3,3
	0,8	1,2	0,96
Итого:	3,8		4,26
Временная: в том числе длительно действующая	12,5	1,2	15,0
	8,75	1,2	10,5
Всего: в том числе постоянная и длительно действующая	16,3		19,26
	12,55		14,76

Рис. 1.2. К определению несущей способности нормального сечения плиты:
а – расчетная схема плиты; б – расчетное поперечное сечение

Изгибающий момент

$$M_1 = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{23,11 \cdot 5,875^2}{8} = 99,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

• Определяем несущую способность нормального сечения плиты.

Рабочая высота сечения плиты

$$h_0 = h - a = 220 - 27 = 193 \text{ мм},$$

где $a = a_{3,\min} + \frac{d_s}{2} = 18 + \frac{18}{2} = 27 \text{ мм}.$

Находим положение нейтральной оси из условия

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h'_f;$$

$$365 \cdot 10^3 \cdot 1018 \cdot 10^{-6} = 371,57 \text{ кН} < 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,031 = 469,28 \text{ кН},$$

где γ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки ($\gamma_{b1} = 0,9$ при продолжительном действии нагрузки).

Условие выполняется, нейтральная ось находится в полке.

Определяем высоту сжатой зоны сечения

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} = \frac{365 \cdot 1018}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1160} = 24,5 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{24,5}{193} = 0,127 < \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{365}{700}} = 0,526.$$

Несущая способность нормального сечения

$$M = \alpha_m \cdot R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h_0^2 = 0,119 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,193^2 = 67,1 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $\alpha_m = 0,119$ (см. табл. 3.1 прил. 3).

• Проверяем условие

$$M \geq M_1; \quad 67,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < 99,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие не выполняется; следовательно, требуется усиление плиты.

Коэффициент усиления $k = \frac{M_1}{M} = \frac{99,71}{67,1} = 1,486$, т.е. необходимо повысить

прочность плиты в пролете на 48,6 %.

• Выполняем расчет усиления плиты методом наращивания сечения (рис. 1.3).

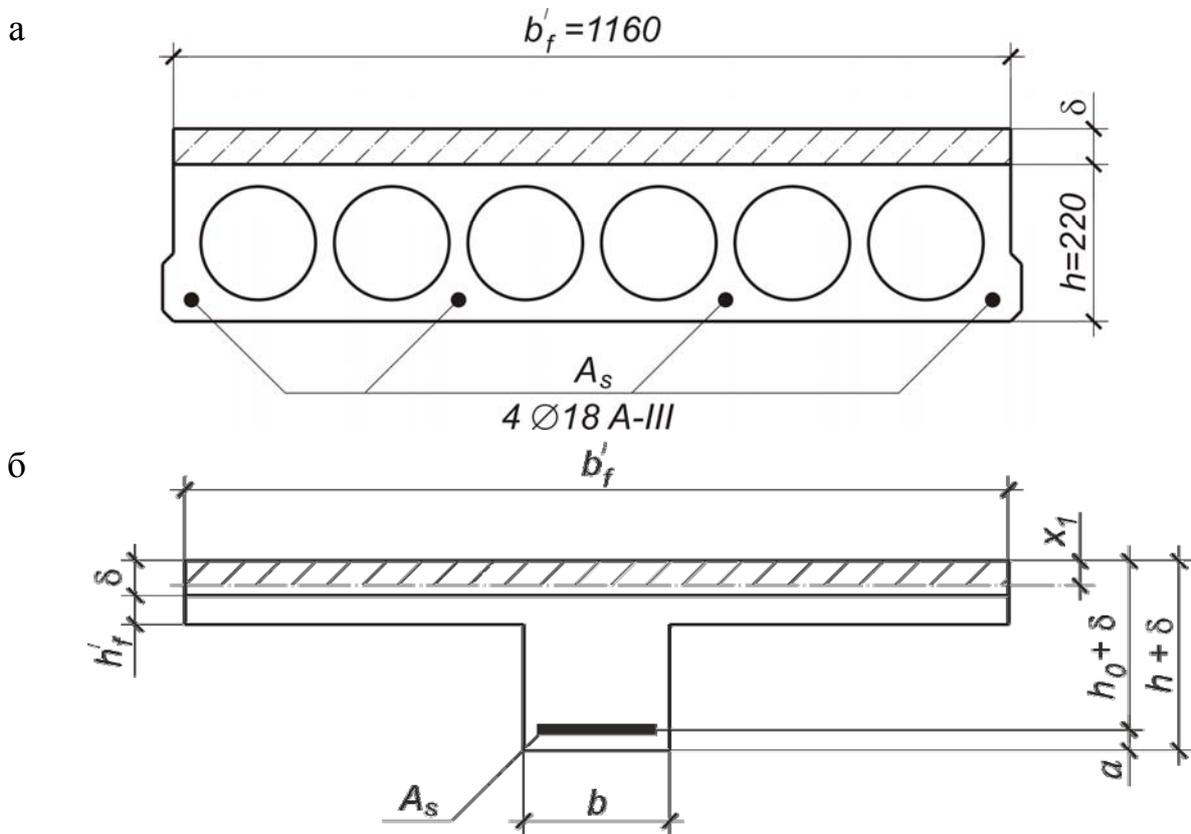


Рис. 1.3. К расчету усиления нормального сечения плиты способом наращивания сечения:

а – действительное нормальное сечение; б – расчетное нормальное сечение

Задаемся классом бетона усиления. Принимаем бетон класса В30 (на класс выше бетона плиты, $R_{b1} = 17,0$ МПа).

Определим высоту сжатой зоны, предполагая, что нейтральная ось находится в пределах толщины нового бетона (рис. 1.3, б):

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} = \frac{365 \cdot 1018}{17,0 \cdot 0,9 \cdot 1160} = 20,9 \text{ мм.}$$

Рассчитаем толщину набетонки с учетом ее догружающего действия из выражения

$$M_1 = R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 \cdot (h_0 + \delta - 0,5x_1) - \frac{\rho \cdot \delta \cdot b'_f \cdot l_0^2 \cdot \gamma_f}{8};$$

$$\delta = \frac{M_1 - R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5x_1)}{R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 - \frac{\rho \cdot b'_f \cdot l_0^2 \cdot \gamma_f}{8}}$$

$$= \frac{99,71 - 17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,021 \cdot (0,193 - 0,5 \cdot 0,021)}{17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,021 - \frac{25 \cdot 1,16 \cdot 5,875^2 \cdot 1,1}{8}} = 0,135 \text{ м} = 135 \text{ мм} >$$

$$> \delta_{\max} = 100 \text{ мм}.$$

Толщина слоя нового бетона превышает 100 мм, что нежелательно вследствие значительного уменьшения полезной высоты помещения. Выполняем усиление дополнительным армированием.

• **Расчет усиления плиты методом дополнительного армирования** (рис. 1.4).

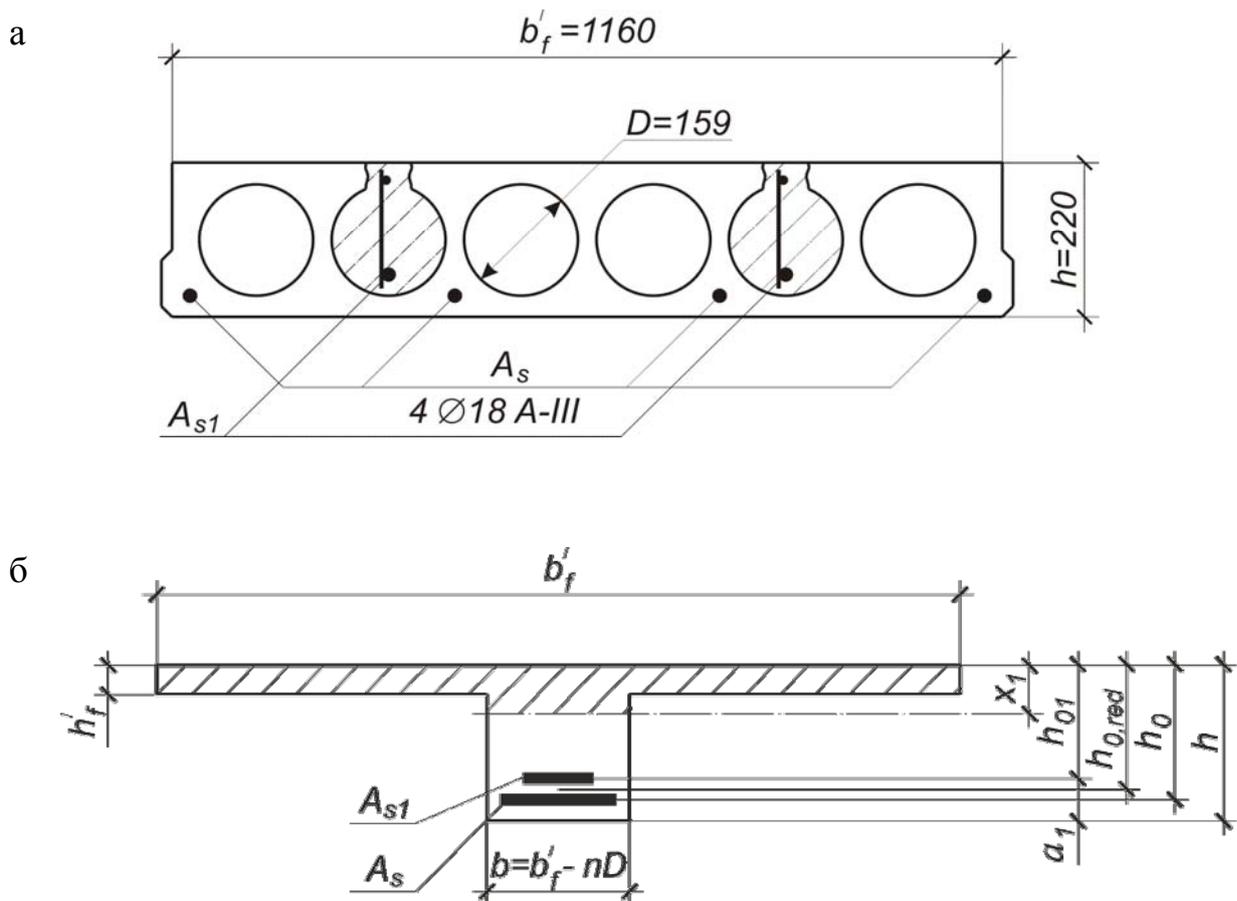


Рис. 1.4. К расчету усиления нормального сечения плиты способом дополнительного армирования:
а – действительное нормальное сечение; б – расчетное нормальное сечение

Проверяем условие

$$M_1 \leq R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_{0,red} - 0,5h'_f),$$

где
$$h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{193 + 169}{2} = 181 \text{ мм (рис. 1.4, б);}$$

здесь
$$h_{01} = h - a_1 = 220 - (30 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 25) \approx 169 \text{ мм};$$

$$99,71 \text{ кН} \cdot \text{м} > 17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,031 \cdot (0,181 - 0,5 \cdot 0,031) = 91,06 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие не выполняется; следовательно, нейтральная ось усиленного сечения находится в ребре.

Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1 - R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_{0,red} - 0,5h'_f)}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_{0,red}^2} =$$

$$= \frac{99,71 - 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot (1,16 - 0,206) \cdot 0,031 \cdot (0,181 - 0,5 \cdot 0,031)}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,206 \cdot 0,181^2} = 0,407 >$$

$$> \alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) = 0,526 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,526) = 0,387.$$

Принимаем значение $\alpha_m = \alpha_R = 0,387$. По табл. 3.1 прил. 3 находим коэффициент $\xi = 0,524$.

Вычисляем требуемую площадь сечения суммарной арматуры:

$$A_{s,tot} = \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot [\xi \cdot b \cdot h_{0,red} + (b'_f - b) \cdot h'_f]}{R_s} =$$

$$= \frac{14,5 \cdot 0,9 \cdot [0,524 \cdot 0,206 \cdot 0,181 + (1,16 - 0,206) \cdot 0,031]}{365} \cdot 10^6 = 1754,6 \text{ мм}^2.$$

Выделим требуемую площадь сечения дополнительной арматуры класса А400 ($R_{s1} = 350 \text{ МПа}$)

$$A_{s1} = (A_{s,tot} - A_s) \cdot \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (1754,6 - 1018) \cdot \frac{365}{350 \cdot 0,95} = 808,6 \text{ мм}^2,$$

где $m = 0,95$ – коэффициент условий работы арматуры усиления при полной разгрузке перекрытия.

Принимаем $2\text{Ø}25\text{A}400$ ($A_{s1,f} = 982 \text{ мм}^2$).

• Определяем фактическую несущую способность нормального сечения после усиления.

Проверяем условие

$$R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m \leq R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h'_f,$$

где $m_1 = 1,0$ – коэффициент (отсутствует подварка стержней усиления к существующей арматуре);

$$365 \cdot 10^3 \cdot 1018 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 + 350 \cdot 10^3 \cdot 982 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95 = 698,09 \text{ кН} >$$

$$> 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,031 = 469,28 \text{ кН}.$$

Так как условие не выполняется, нейтральная ось находится в ребре.

Высота сжатой зоны

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m - R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} =$$

$$= \frac{698,09 - 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot (1,16 - 0,206) \cdot 0,031}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,206} = 0,116 \text{ м} = 116 \text{ мм}.$$

Рабочая высота усиленного сечения

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot m_1 \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s \cdot m_1 + A_{s1,f}} = \frac{1018 \cdot 1,0 \cdot 193 + 982 \cdot 169}{1018 \cdot 1,0 + 982} \approx 181 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}^{(f)}} = \frac{116}{181} = 0,641 > \xi_R = 0,526.$$

Усиленное сечение переармировано.

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый сечением плиты после усиления, составит:

$$M_f = \alpha_R \cdot R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_{0,red}^{(f)2} + R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b) \cdot (h_{0,red}^{(f)} - 0,5h'_f) =$$

$$= 0,387 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,206 \cdot 0,181^2 +$$

$$+ 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,031 \cdot (1,16 - 0,206) \cdot (0,181 - 0,5 \cdot 0,031) =$$

$$= 97,95 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 99,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перегрузка

$$\frac{M_1 - M_f}{M_f} \cdot 100\% = \frac{99,71 - 97,95}{97,95} \cdot 100\% = 1,80\%$$

Увеличиваем количество арматуры усиления, принимая 2Ø28A400, либо выполним усиление плиты комбинированным способом, т.е. дополнительным армированием при одновременном наращивании сечения.

• Расчет усиления плиты комбинированным способом (рис. 1.5).

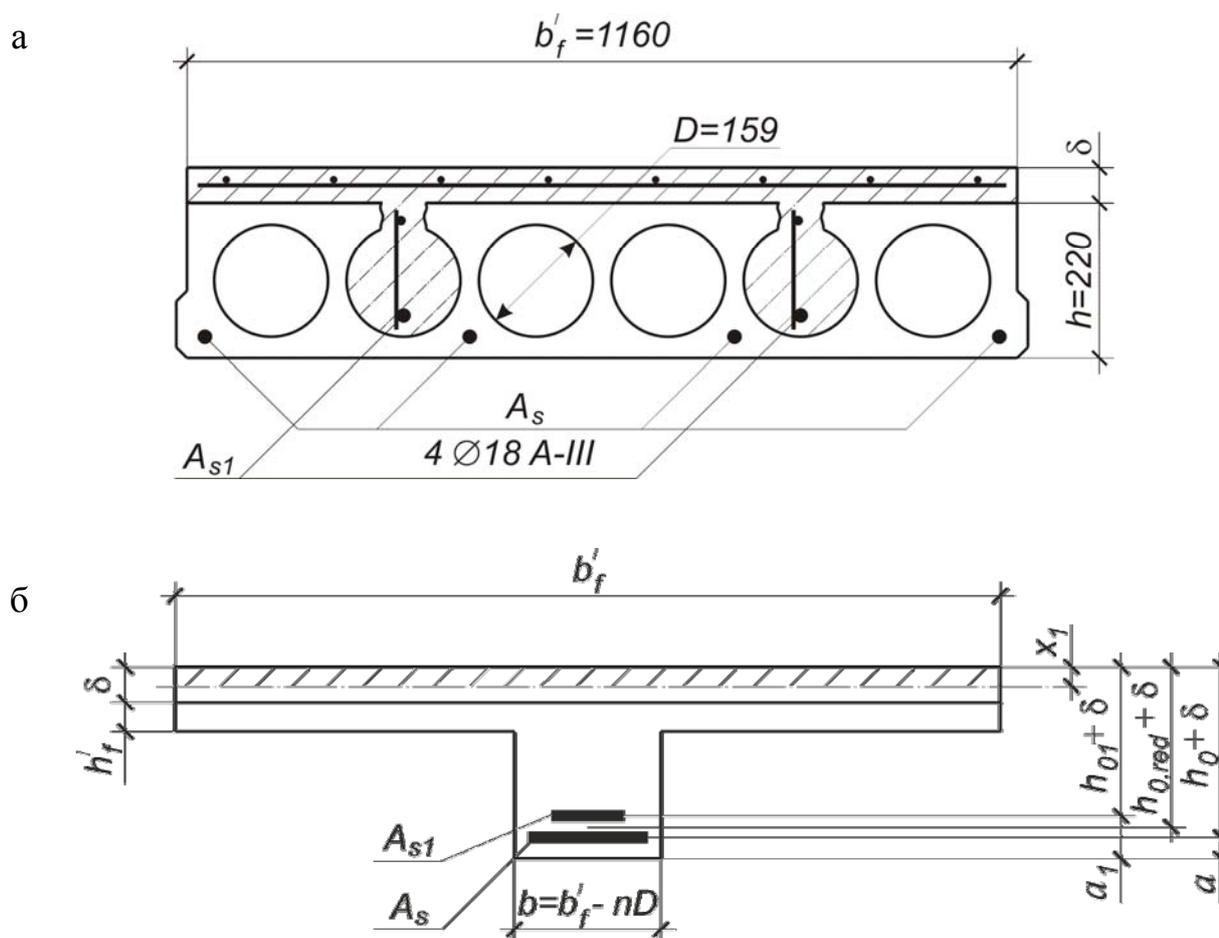


Рис. 1.5. К расчету усиления нормального сечения плиты комбинированным способом:

а – действительное нормальное сечение; б – расчетное нормальное сечение

Назначаем набетонку минимальной толщины $\delta = \delta_{\min} = 50$ мм. Принимаем бетон класса В30 (на класс выше бетона плиты, $R_{b1} = 17,0$ МПа).

Проверяем условие

$$M_1 \leq R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot \delta \cdot [(h_{0,red} + \delta) - 0,5\delta];$$

$$99,71 \text{ кН} \cdot \text{м} <$$

$$< 17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,05 \cdot [(0,181 + 0,05) - 0,5 \cdot 0,05] = 182,80 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие выполняется; следовательно, нейтральная ось проходит в пределах нового бетона (следует стремиться к тому, чтобы нейтральная ось проходила в набетонке).

Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot (h_{0,red} + \delta)^2} = \frac{99,71}{17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot (0,181 + 0,05)^2} = 0,105 < \alpha_R = 0,387.$$

По табл. 3.1 прил. 3 находим $\zeta = 0,945$.

Требуемая площадь суммарной арматуры

$$A_{s,tot} = \frac{M_1}{R_s \cdot (h_{0,red} + \delta) \cdot \zeta} = \frac{99,71}{365 \cdot 10^3 \cdot (0,181 + 0,05) \cdot 0,945} \cdot 10^6 = 1251 \text{ мм}^2.$$

Выделим площадь сечения арматуры усиления, которую также принимаем класса А400:

$$A_{s1} = (A_{s,tot} - A_s) \cdot \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (1251 - 1018) \cdot \frac{365}{350 \cdot 0,95} = 255,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 14\text{A}400$ ($A_{s1,f} = 308 \text{ мм}^2$).

• Определяем фактическую несущую способность нормального сечения после усиления.

Высота сжатой зоны

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} = \frac{365 \cdot 1018 + 350 \cdot 308 \cdot 0,95}{17,0 \cdot 0,9 \cdot 1160} = 26,7 \text{ мм}.$$

Рабочая высота

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s + A_{s1,f}} = \frac{1018 \cdot 193 + 308 \cdot 169}{1018 + 308} \approx 187 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны усиленного сечения

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}^{(f)} + \delta} = \frac{26,7}{187 + 50} = 0,113 < \xi_R = 0,526.$$

По табл. 3.1 прил. 3 находим $\alpha_m = 0,107$.

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый сечением плиты, усиленной комбинированным способом, составит:

$$M_f = \alpha_m \cdot R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot (h_{0,red}^{(f)} + \delta)^2 = 0,107 \cdot 17,0 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot (0,187 + 0,05)^2 = 106,67 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_1 = 99,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Запас прочности

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100 \% = \frac{106,67 - 99,71}{99,71} \cdot 100 \% = 6,98 \%$$

Увеличивая количество дополнительной арматуры, можно повысить запас прочности усиленной плиты.

• Работы по усилению пустотной плиты комбинированным способом выполняются в следующей последовательности:

- ✓ очищается поверхность усиливаемой плиты от инородных включений;
- ✓ пробивается полка вдоль плиты над пустотами (устраиваются борозды шириной 70...100 мм), на поверхности плиты делается насечка на глубину 5...10 мм;
- ✓ продувается сжатым воздухом и увлажняется контактная поверхность;
- ✓ устанавливается в проектное положение арматура усиления – сварные каркасы и сетка;
- ✓ заполняются пластичным бетоном вскрытые пустоты, выполняется бетонирование набетонки по маячным рейкам;
- ✓ осуществляется уход за бетоном.

1.2. Усиление ребристой плиты

Требуется усилить ребристую плиту перекрытия в пролете (рис. 1.6) для последующей эксплуатации при новых увеличенных нагрузках.

Исходные данные. Параметры плиты до усиления: номинальные размеры плиты в плане 1,4×6,0 м; высота сечения $h=300$ мм; ширина продольного ребра $b_1 = 70$ мм; толщина полки $h'_f = 50$ мм; бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке, класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); рабочая продольная арматура стержневая 2Ø25А-III ($R_s = 365$ МПа). Полезная нагрузка на плиту после усиления $\nu = 13,0$ кПа, в том числе длительная составляющая $0,7 \cdot \nu = 0,7 \cdot 13,0 = 9,1$ кПа. Нагрузка от массы пола $g = 1,0$ кПа.

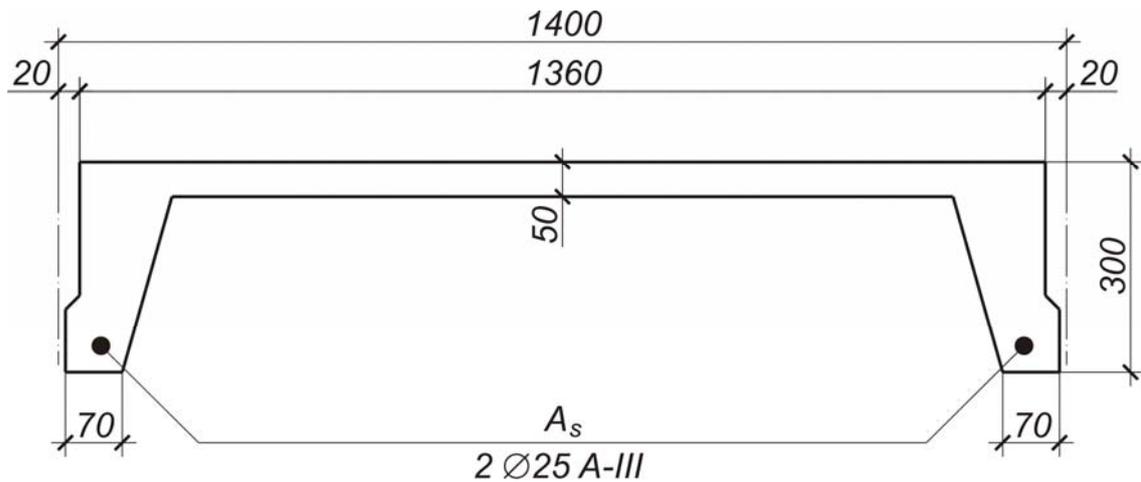


Рис. 1.6. Действительное поперечное сечение плиты

Решение:

- Определяем нагрузку на перекрытие в новых условиях эксплуатации. Вычисляем полную расчетную нагрузку на 1 м длины при номинальной ширине плиты $B = 1,4$ м :

$$q = q_1 \cdot B = 19,69 \cdot 1,4 = 27,57 \text{ кН / м ,}$$

где q_1 – расчетная нагрузка по табл. 1.2.

Т а б л и ц а 1 . 2

Нагрузка на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
от массы плиты ($\delta = 0,105$ м; $\rho = 25$ кН/м ³)	2,63	1,1	2,89
от массы пола	1,0	1,2	1,2
Итого:	3,63		4,09
Временная:	13,0	1,2	15,6
в том числе длительно действующая	9,1	1,2	10,92
Всего:	16,63		19,69
в том числе постоянная и длительно действующая	12,73		15,01

- Находим расчетный максимальный изгибающий момент от полной нагрузки.

$$M_1 = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{27,57 \cdot 5,875^2}{8} = 118,95 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $l_0 = 5,875 \text{ м}$ – расчетный пролет плиты (см. п. 1.1).

- Определяем несущую способность нормального сечения ребристой плиты. Расчетное сечение см. на рис. 1.7, б.

$$b'_f = B - 40 = 1360 \text{ мм}; \quad b = 1360 - 2 \cdot 70 = 1220 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения плиты

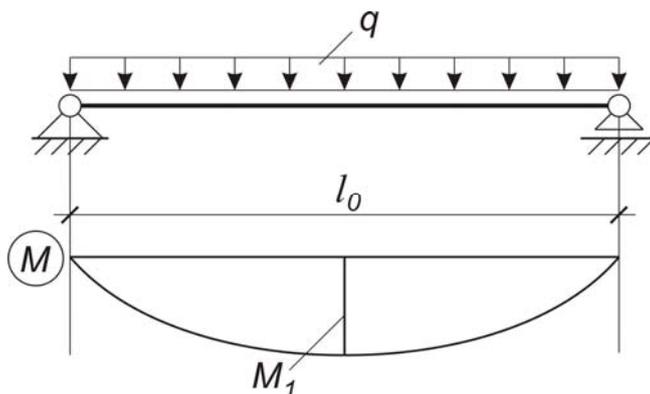
$$h_0 = h - a = 300 - 40 = 260 \text{ мм}.$$

Проверяем условие

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot \gamma_{bl} \cdot b'_f \cdot h'_f;$$

$$365 \cdot 10^3 \cdot 982 \cdot 10^{-6} = 358,43 \text{ кН} < 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot 0,05 = 887,4 \text{ кН}.$$

а



б

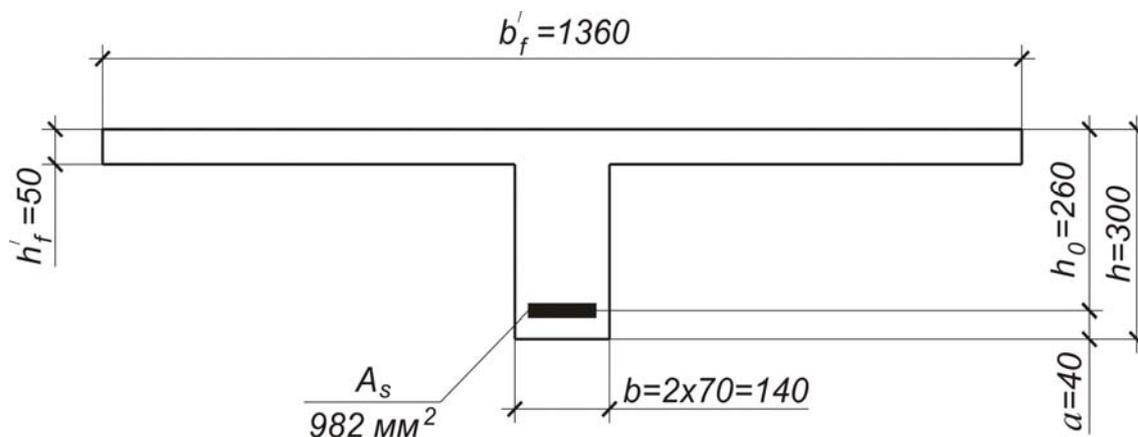


Рис. 1.7. К определению несущей способности нормального сечения плиты:
а – расчетная схема плиты; б – расчетное поперечное сечение

Условие выполняется; следовательно, нейтральная ось находится в полке.

Определяем высоту сжатой зоны сечения:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} = \frac{365 \cdot 982}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 1360} = 25,5 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{25,5}{260} = 0,098 < \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{365}{700}} = 0,526.$$

Несущая способность нормального сечения

$$\begin{aligned} M &= R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = \\ &= 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot 0,0255 \cdot (0,26 - 0,5 \cdot 0,0255) = 88,75 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

• Проверяем условие

$$M \geq M_1; 88,75 \text{ кН} \cdot \text{м} < 118,95 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие не выполняется; следовательно, требуется усилить плиту в пролете. Коэффициент усиления $k = \frac{M_1}{M} = \frac{118,95}{88,75} = 1,340$, т.е. необходимо увеличить прочность плиты на 34,0 %.

• Выполняем **расчет усиления плиты методом дополнительного армирования** (рис. 1.8).

Рабочая высота усиленного сечения

$$h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{260 + 312,5}{2} \approx 286 \text{ мм,}$$

где
$$h_{01} = h + \frac{d_1}{2} = 300 + \frac{25}{2} = 312,5 \text{ мм.}$$

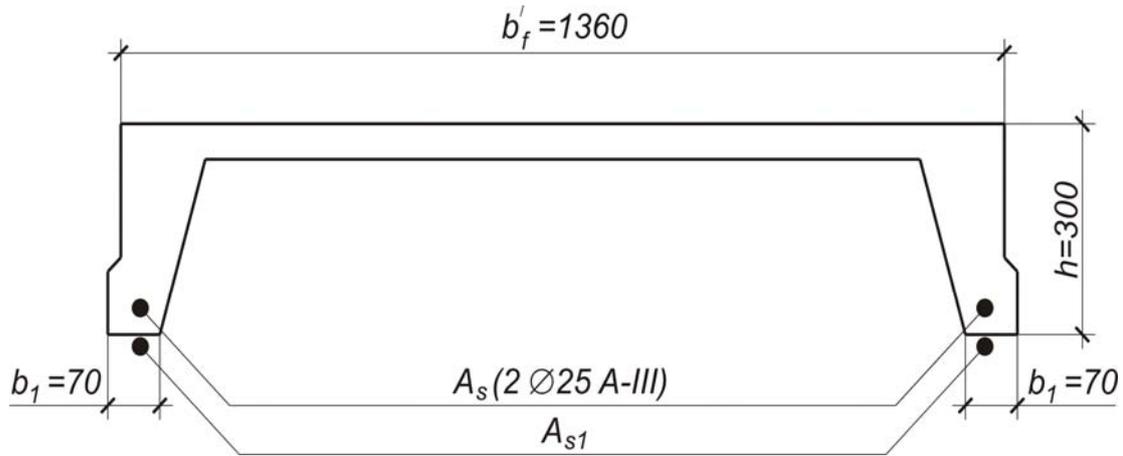
Находим положение нейтральной оси из условия

$$M_1 \leq R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_{0,red} - 0,5h'_f);$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 118,95 \text{ кН} \cdot \text{м} < \\ &< 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot 0,05 \cdot (0,286 - 0,5 \cdot 0,05) = 183,69 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Условие выполняется; следовательно, нейтральная ось проходит в полке.

а



б

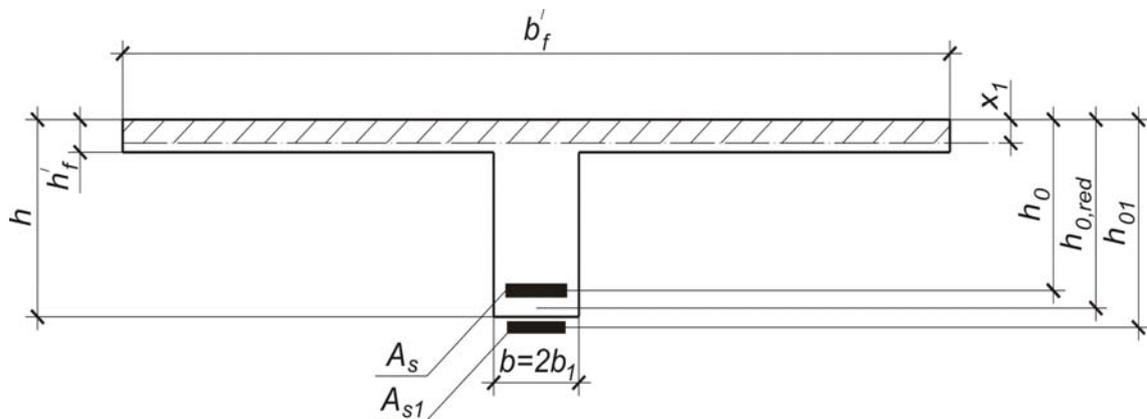


Рис. 1.8. К расчету усиления нормального сечения плиты способом дополнительного армирования:
а – действительное нормальное сечение; б – расчетное нормальное сечение

Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_{0,red}^2} = \frac{118,95}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot 0,286^2} = 0,103 <$$

$$< \alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) = 0,526 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,526) = 0,387.$$

По табл. 3.1 прил. 3 находим $\zeta = 0,945$.

Вычисляем требуемую площадь сечения суммарной арматуры:

$$A_{s,tot} = \frac{M_1}{R_s \cdot h_{0,red} \cdot \zeta} = \frac{118,95}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,286 \cdot 0,945} \cdot 10^6 = 1205,8 \text{ мм}^2.$$

Усиление выполняем из арматуры класса А400. Выделим требуемую площадь сечения дополнительной арматуры

$$A_{s1} = (A_{s,tot} - m_1 \cdot A_s) \cdot \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (1205,8 - 0,75 \cdot 982) \cdot \frac{365}{350 \cdot 0,85} = 575,8 \text{ мм}^2,$$

где $m_1 = 0,75$ – коэффициент, учитывающий повреждения существующей продольной арматуры при подварке дополнительной;

$m = 0,85$ – коэффициент условий работы предварительно напряженной дополнительной арматуры.

Принимаем $2\varnothing 20\text{A}400$ ($A_{s1,f} = 628 \text{ мм}^2 > A_{s1} = 575,8 \text{ мм}^2$).

• Определяем фактическую несущую способность усиленной плиты
Высота сжатой зоны

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f} = \frac{365 \cdot 982 \cdot 0,75 + 350 \cdot 628 \cdot 0,85}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 1360} = 32,4 \text{ мм}.$$

Рабочая высота

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot m_1 \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s \cdot m_1 + A_{s1,f}} = \frac{982 \cdot 0,75 \cdot 260 + 628 \cdot 312,5}{982 \cdot 0,75 + 628} = 284,2 \text{ мм} \approx 284 \text{ мм}.$$

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый усиленным сечением плиты:

$$M_f = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 \cdot (h_{0,red}^{(f)} - 0,5x_1) = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,36 \cdot 0,0329 \times \\ \times (0,284 - 0,5 \cdot 0,0324) = 124,02 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_1 = 118,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Запас прочности

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100\% = \frac{124,02 - 118,95}{118,95} \cdot 100\% = 4,26\%.$$

Повысить запас прочности усиленного сечения можно, увеличив диаметр дополнительной арматуры, но при этом следует стремиться к тому, чтобы нейтральная ось сечения не опускалась в пределы ребер плиты.

• **Работы по усилению ребристой плиты способом дополнительного армирования выполняются в следующей последовательности:**

- ✓ максимально разгружается усиливаемая плита;
- ✓ удаляется защитный слой, обнажается и очищается от коррозии и остатков бетона рабочая арматура продольных ребер у опор и на участках в местах приварки соединительных деталей (участки вскрытия выполня-

ются через 500...700 мм длиной, превышающей длину соединительных элементов на 10...15 мм);

- ✓ привариваются соединительные элементы длиной 50...100 мм (коротыши или стальные пластины, сечение которых назначается в зависимости от диаметра рабочей арматуры и толщины защитного слоя бетона) к продольной арматуре плиты;

- ✓ вывешивается в проектное положение с помощью подвесок арматура усиления;

- ✓ приваривается стержень усиления к соединительному элементу сначала одним концом, а после нагрева до требуемой температуры (около 150 °С) током высокой частоты – другим (работы выполняются одновременно с двух продольных ребер усиливаемой плиты);

- ✓ выполняются остальные сварные соединения арматуры усиления с соединительными элементами в пролете плиты;

- ✓ омоноличивается или покрывается торкретбетоном (с требуемой толщиной защитного слоя бетона) арматура усиления.

2. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ

Требуется усилить железобетонную балку (ригель) перекрытия (рис. 2.1) в связи с увеличением временной нагрузки.

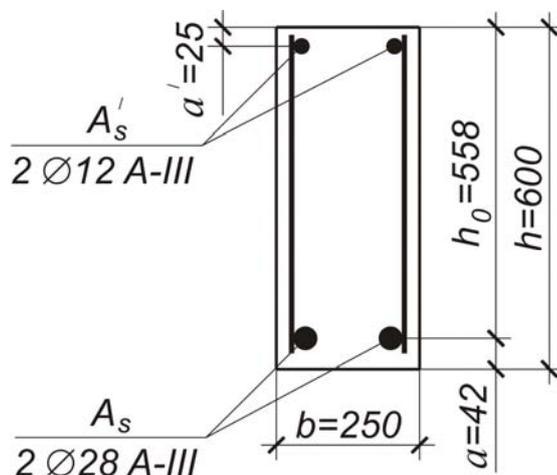


Рис. 2.1. Сечение существующей железобетонной балки

Исходные данные. Ригель разрезной пролетом $l = 6$ м, сечением $b \times h = 250 \times 600$ мм. Бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке, класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $R_{b,ser} = 15,0$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,40$ МПа; $E_b = 24,0 \cdot 10^3$ МПа, см. [4, табл. 13, 12, 18]); нижняя рабочая продольная арматура стержневая $2\varnothing 28$ А-III ($R_s = 365$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа; $A_s = 1232$ мм²); верхняя – $2\varnothing 12$ А-III ($R_{sc} = 365$ МПа; $A'_s = 226$ мм²).

Выявляем необходимость усиления балки.

• Определяем расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля. Нагрузка считается равномерно распределенной. Ширина грузовой площади равна шагу колонн в продольном направлении (пролету плит) $B = l_1 = 6$ м. Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в примере расчета усиления плиты с круглыми пустотами (см. табл. 1.1).

Расчетная нагрузка:

✓ постоянная от перекрытия

$$g_{\text{пер}} = q \cdot B = 4,26 \cdot 6,0 = 25,56 \text{ кН / м};$$

✓ временная

$$v_{\text{пер}} = v \cdot B = 15,0 \cdot 6,0 = 90,0 \text{ кН / м};$$

✓ от массы ригеля

$$g_{\text{риг}} = \gamma_f \cdot \rho \cdot b \cdot h = 1,1 \cdot 25 \cdot 0,25 \cdot 0,6 = 4,125 \text{ кН / м};$$

✓ полная

$$q_1 = 25,56 + 90,0 + 4,125 = 119,68 \text{ кН / м}.$$

Расчетный пролет ригеля среднего пролета

$$l_0 = l - h_k - \frac{c}{2} = 6,0 - 0,3 - \frac{0,15}{2} = 5,625 \text{ м},$$

где $h_k = 300 \text{ мм}$ – размер сечения колонны (по заданию); $c = 150 \text{ мм}$ – вылет скрытой консоли.

• Вычисляем расчетный максимальный изгибающий момент в ригеле от действия полной нагрузки:

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} = \frac{119,68 \cdot 5,625^2}{8} = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

• Находим несущую способность ригеля в пролете (рис. 2.2), выполняя расчет по предельным усилиям.

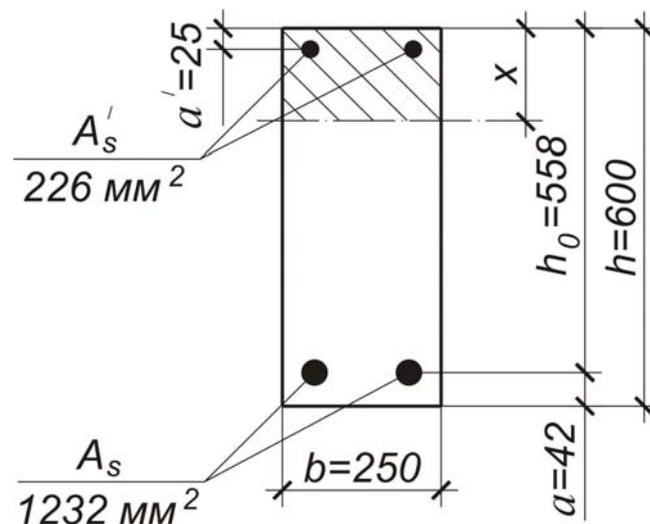


Рис. 2.2. Расчетное нормальное сечение ригеля в пролете

Рабочая высота сечения ригеля

$$h_0 = h - a = 600 - 42 = 558 \text{ мм},$$

где

$$a = a_{3,\text{min}} + \frac{d_s}{2} = 28 + \frac{28}{2} = 42 \text{ мм}.$$

Высота сжатой зоны сечения

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{365 \cdot 1232 - 365 \cdot 226}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 250} = 141,9 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{141,9}{558} = 0,254.$$

Значение $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0,8}{1 + \frac{365}{700}} = 0,526 > \xi = 0,254.$

Несущая способность нормального сечения

$$M = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,142 \times \\ \times (0,558 - 0,5 \cdot 0,1419) + 365 \cdot 10^3 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,558 - 0,025) = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

• Проверяем условие

$$M \geq M_1; \quad 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м} < 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие не выполняется; следовательно, необходимо усилить ригель в пролете. Требуемый коэффициент усиления

$$k = \frac{M_1}{M} = \frac{473,34}{222,93} = 2,123.$$

2.1. Усиление балки подведением упругой опоры

Выполняем **расчет усиления балки подведением дополнительной упругой опоры** (упругая опора создается на основе металлической балки) (рис. 2.3).

Перед выполнением работ по усилению ригель максимально разгружают.

1. Определяем величину расчетной погонной нагрузки, прикладываемой к существующей конструкции после ее усиления:

$$q_1 - g = 119,68 - 29,68 = 90,0 \text{ кН / м,}$$

где g – расчетная нагрузка, при которой выполняются работы по усилению.

Если полностью разгрузить ригель, оставив только постоянную нагрузку от конструкций перекрытия, получим:

$$g = g_{\text{пер}} + g_{\text{риг}} = 25,56 + 4,125 = 29,68 \text{ кН / м.}$$

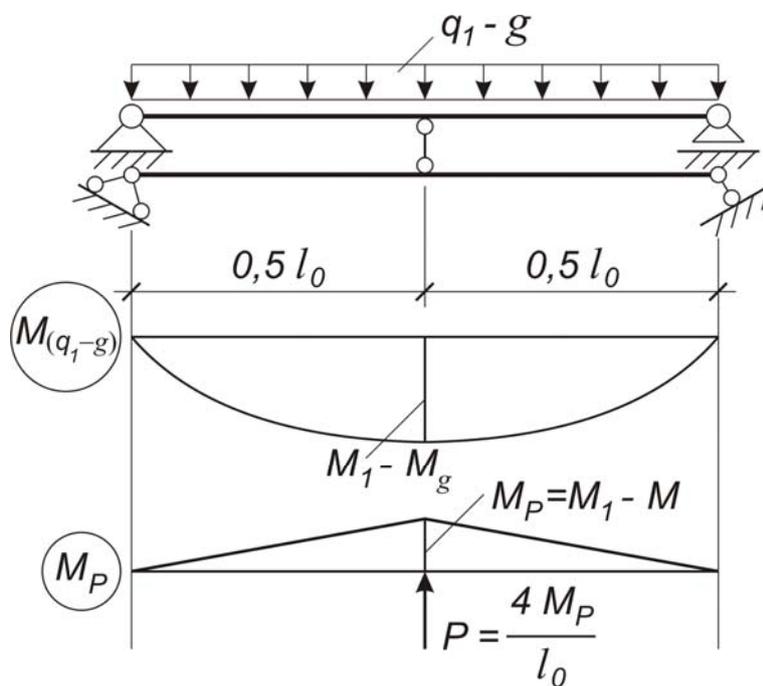


Рис. 2.3. Расчетная схема ригеля после усиления.

Эпюры изгибающих моментов в существующей железобетонной балке

2. Вычисляем расчетный изгибающий момент в характерном сечении балки (в месте расположения упругой опоры) после разгрузки:

$$M_g = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{29,68 \cdot 5,625^2}{8} = 117,39 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

3. Определяем превышение расчетного изгибающего момента от полной действующей нагрузки q_1 над предельным моментом, воспринимаемым нормальным сечением:

$$M_p = M_1 - M = 473,34 - 222,93 = 250,41 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

4. Находим требуемую реакцию упругой опоры:

$$P = \frac{4M_p}{l_0} = \frac{4 \cdot 250,41}{5,625} = 178,07 \text{ кН.}$$

5. Определяем кривизну железобетонной балки от нагрузки $(q_1 - g)$, прикладываемой после усиления, рассматривая работу балки с трещинами.

Вычисляем следующие параметры.

✓ Момент образования трещин без учета неупругих деформаций растянутого бетона

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W = R_{bt,ser} \cdot \frac{J_{red} \cdot 2}{h} = 1,4 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,00533 \cdot 2}{0,6} = 24,87 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $J_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha \cdot A_s \cdot (0,5h - a)^2 + \alpha \cdot A'_s \cdot (0,5h - a')^2 = \frac{0,25 \cdot 0,6^3}{12} +$
 $+ 8,33 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,042)^2 + 8,33 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,025)^2 = 0,00533 \text{ м}^4;$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{24 \cdot 10^3} = 8,33.$$

✓ Приведенный модуль деформации растянутой арматуры с учетом влияния растянутого бетона между трещинами

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s} = \frac{20 \cdot 10^4}{0,944} = 21,19 \cdot 10^4 \text{ МПа},$$

где $\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{(M_1 - M_g)} = 1 - 0,8 \cdot \frac{24,87}{(473,34 - 117,39)} = 0,944.$

✓ Приведенный модуль деформации сжатого бетона

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}} = \frac{15,0}{2,8 \cdot 10^{-3}} = 5357,1 \text{ МПа},$$

где $\epsilon_{b1,red} = 2,8 \cdot 10^{-3}$ – относительная деформация бетона при продолжительном действии нагрузки и относительной влажности воздуха окружающей среды $W = 40-75 \%$ [2, табл. 5.6].

Определяем момент инерции приведенного поперечного сечения балки относительно его центра тяжести (рис. 2.4):

$$J_{red} = J_b + J_s \cdot \alpha_{s2} + J'_s \cdot \alpha_{s1}.$$

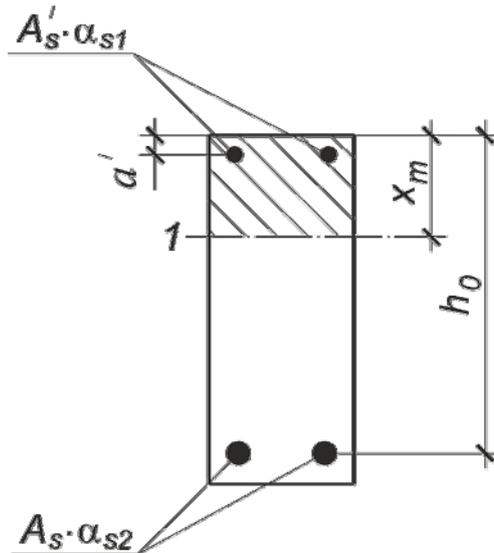


Рис. 2.4. Приведенное поперечное сечение балки:
1 – уровень центра тяжести приведенного сечения
без учета растянутой зоны бетона

Предварительно находим значения коэффициентов приведения арматуры к бетону:

– для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{20 \cdot 10^4}{5357,1} = 37,33;$$

– для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}} = \frac{21,19 \cdot 10^4}{5357,1} = 39,55.$$

Вычисляем высоту сжатой зоны поперечного сечения:

$$x_m = h_0 \cdot \left[\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})^2 + 2 \cdot \left(\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot \frac{a'}{h_0} \right)} - (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) \right] =$$

$$= 558 \cdot \left[\sqrt{(0,00883 \cdot 39,55 + 0,00162 \cdot 37,33)^2 + 2 \cdot \left(0,00883 \cdot 39,55 + 0,00162 \cdot 37,33 \cdot \frac{25}{558} \right)} - (0,00883 \cdot 39,55 + 0,00162 \cdot 37,33) \right] = 292,5 \text{ мм},$$

где

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{1232}{250 \cdot 558} = 0,00883;$$

$$\mu'_s = \frac{A'_s}{b \cdot h_0} = \frac{226}{250 \cdot 558} = 0,00162.$$

$$J_{red} = \left[\frac{0,25 \cdot 0,2925^3}{12} + 0,25 \cdot 0,2925 \cdot \left(\frac{0,2925}{2} \right)^2 \right] +$$

$$+ 39,55 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} \cdot (0,558 - 0,2925)^2 +$$

$$+ 37,33 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,2925 - 0,025)^2 = 0,006124 \text{ м}^4.$$

Кривизну железобетонной балки от действия нагрузки $(q_1 - g)$ определяем по формуле

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{(M_1 - M_g)}{D} = \frac{473,34 - 117,39}{32806,88} = 0,010850 \frac{1}{\text{м}},$$

где D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента,

$$D = E_{b,red} \cdot J_{red} = 5357,1 \cdot 10^3 \cdot 0,006124 = 32806,88 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

6. Определяем кривизну железобетонной балки от реакции упругой опоры P , рассматривая работу балки без трещин:

$$\left(\frac{1}{r} \right)^* = -\frac{M_p}{D} = -\frac{250,41}{33663,16} = -0,007439 \frac{1}{\text{м}},$$

где $D = E_{b1,red} \cdot J_{red} = 6315,79 \cdot 10^3 \cdot 0,00533 = 33663,16 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$;

здесь $J_{red} = 0,00533 \text{ м}^4$ (п. 5); E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, при продолжительном действии нагрузки принимаемый равным

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{24 \cdot 10^3}{1 + 2,8} = 6315,79 \text{ МПа},$$

где $\varphi_{b,cr} = 2,8$ – коэффициент ползучести для бетона класса В20 и относительной влажности воздуха окружающей среды $W = 40-75\%$ [2, табл. 5.5].

7. Вычисляем прогиб железобетонной балки в характерном сечении от совместного действия нагрузки $(q_1 - g)$ и реакции упругой опоры P :

$$f = \left(\frac{1}{r} \right) \cdot \frac{5}{48} \cdot l_0^2 + \left(\frac{1}{r} \right)^* \cdot \frac{1}{12} \cdot l_0^2 = (0,01085) \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,625^2 + (-0,007439) \cdot \frac{1}{12} \cdot 5,625^2 =$$

$$= 0,016 \text{ м} < f_{lim} = \frac{1}{200} \cdot l = 0,03 \text{ м}.$$

8. Определяем момент инерции балки усиления из условия равенства прогибов железобетонной и металлической балок в характерном сечении. Балку усиления (подпирающую балку) выполняем, используя прокатный профиль из стали С245 ($E_{s1} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа).

$$J_{x,1} = \frac{M_p \cdot l_0^2}{12} \cdot \frac{1}{E_{s1} \cdot f} = \frac{250,41 \cdot 5,625^2}{12} \cdot \frac{1}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 0,016} = 0,00020032 \text{ м}^4 = 20032 \text{ см}^4.$$

Принимаем двутавр №45 по ГОСТ 8239–89 ($J_{x,f} = 27696 \text{ см}^4$) либо два двутавра №36 ($J_{x,f} = 2 \cdot 13380 = 26760 \text{ см}^4$).

Эффективность усиления ригеля можно существенно повысить, если металлическую подпирающую балку (конструкцию усиления) включить в работу после ее предварительного нагружения силой, подобранной таким образом, чтобы компенсировать недостаточную жесткость сечения этой балки, одновременно обеспечивая ее совместную работу с ригелем [19, п. 3.2].

• **Работы по усилению ригеля подведением дополнительной упругой опоры выполняются в следующей последовательности:**

- ✓ устраиваются опоры под конструкцию усиления (металлическую балку) в виде отдельных стоек или консолей, привариваемых к стальной обвязке колонн;
- ✓ максимально разгружается перекрытие в зоне усиления ригеля;
- ✓ монтируется в проектное положение и закрепляется конструкция усиления;
- ✓ включается в работу конструкция усиления путем забивки стальных клиньев (пластин со скошенными поверхностями) враспор с ригелем.

2.2. Усиление балки подваркой дополнительных стержней

Несущая способность ригеля ($M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$) и максимальный изгибающий момент в ригеле от действия полной расчетной нагрузки ($M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$) определены в начале разд. 2. Требуемый коэффициент усиления

$$k = \frac{M_1}{M} = \frac{473,34}{222,93} = 2,123.$$

Выполняем расчет усиления ригеля дополнительным армированием (рис. 2.5).

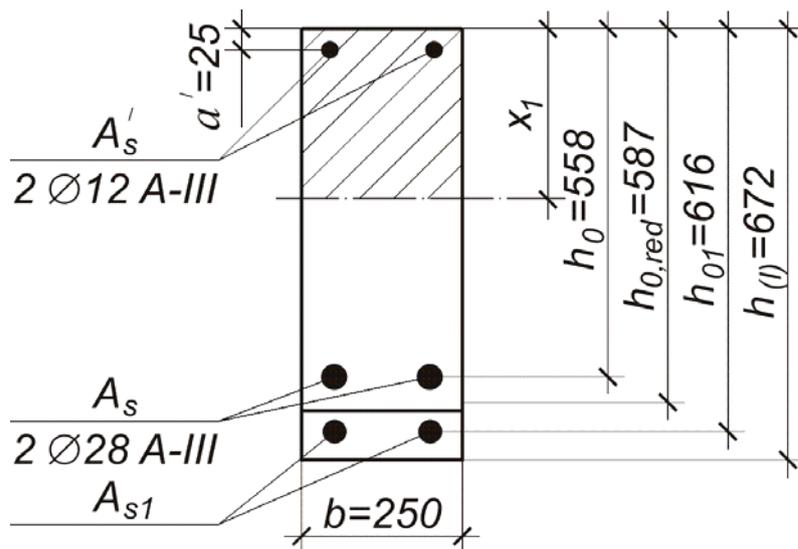


Рис. 2.5. Расчетное сечение ригеля, усиленного дополнительной арматурой

Рабочая высота усиленного сечения

$$h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{558 + 616}{2} = 587 \text{ мм},$$

где
$$h_{01} = h + 0,5d_{s1} = 600 + \frac{32}{2} = 616 \text{ мм}.$$

Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_{0,red}^2} = \frac{473,34}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,587^2} = 0,531.$$

Проверяем условие $\alpha_m \leq \alpha_R$:

$$\alpha_m = 0,531 > \alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) = 0,526 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,526) = 0,387.$$

Условие не выполняется; следовательно, использование подращивания сечения не позволяет увеличить в достаточной мере прочность балки в пролете.

• Определяем максимально возможную в нашем случае площадь сечения дополнительной арматуры. Для этого принимаем значение $\alpha_m = \alpha_R = 0,387$. По табл. 3.1 прил. 3 находим коэффициент $\zeta = 0,738$.

Вычисляем требуемую площадь сечения суммарной арматуры (существующей плюс дополнительной):

$$A_{s,tot} = \frac{M_1}{R_s \cdot h_{0,red} \cdot \zeta} = \frac{473,34}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,587 \cdot 0,738} \cdot 10^6 = 2993,5 \text{ мм}^2.$$

1. Усиление выполняем из арматуры класса А400 ($R_{s1} = 350$ МПа). Выделим требуемую площадь сечения дополнительной арматуры

$$A_{s1} = (A_{s,tot} - m_1 \cdot A_s) \cdot \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (2993,5 - 0,75 \cdot 1232) \cdot \frac{365}{350 \cdot 0,85} = 2539,1 \text{ мм}^2,$$

где $m_1 = 0,75$ – коэффициент, учитывающий повреждения существующей продольной арматуры при подварке дополнительной;

$m = 0,85$ – коэффициент условий работы предварительно напряженной дополнительной арматуры.

Используем арматуру максимально возможного диаметра для данного класса $2\text{Ø}40\text{A}400$ ($A_{s1,f} = 2513 \text{ мм}^2 < A_{s1} = 2539,1 \text{ мм}^2$).

2. Усиление выполняем из арматуры класса А600 ($R_{s1} = 520$ МПа).

$$A_{s1} = (2993,5 - 0,75 \cdot 1232) \cdot \frac{365}{520 \cdot 0,85} = 1709,0 \text{ мм}^2.$$

Используем $2\text{Ø}36\text{A}600$ ($A_{s1,f} = 2036 \text{ мм}^2 > A_{s1} = 1709,0 \text{ мм}^2$).

- Определяем фактическую несущую способность усиленного ригеля:
✓ при усилении $2\text{Ø}40\text{A}400$.

Высота сжатой зоны усиленного сечения

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{365 \cdot 1232 \cdot 0,75 + 350 \cdot 2513 \cdot 0,85}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 250} = 419,3 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot m_1 \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}^{(f)}}{A_s \cdot m_1 + A_{s1,f}} = \frac{1232 \cdot 0,75 \cdot 558 + 2513 \cdot 620}{1232 \cdot 0,75 + 2513} = 603,3 \text{ мм},$$

где $h_{01}^{(f)} = h + 0,5d_{s1,f} = 600 + \frac{40}{2} = 620 \text{ мм}.$

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый усиленным сечением ригеля:

$$M_f = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_{0,red}^{(f)} - 0,5x_1) = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,4193 \times \\ \times (0,6033 - 0,5 \cdot 0,4193) = 427,09 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перегрузка составит:

$$\frac{M_1 - M_f}{M_f} \cdot 100\% = \frac{473,34 - 427,09}{427,09} \cdot 100\% = 10,83\%;$$

✓ при использовании 2Ø36A600.

$$x_1 = \frac{365 \cdot 1232 \cdot 0,75 + 520 \cdot 2036 \cdot 0,85}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 250} = 478,1 \text{ мм};$$

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{1232 \cdot 0,75 \cdot 558 + 2036 \cdot 618}{1232 \cdot 0,75 + 2036} = 599,3 \text{ мм},$$

где
$$h_{01}^{(f)} = 600 + \frac{36}{2} = 618 \text{ мм}.$$

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый усиленным сечением ригеля:

$$M_f = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,4781 \cdot (0,5993 - 0,5 \cdot 0,4781) = 445,66 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перегрузка составит:

$$\frac{M_1 - M_f}{M_f} \cdot 100\% = \frac{473,34 - 445,66}{445,66} \cdot 100\% = 6,21\%.$$

• Увеличиваем количество арматуры усиления, используя арматуру максимально возможного диаметра для данного класса 2Ø40A600 ($A_{s1,f} = 2513 \text{ мм}^2$), и вновь определяем фактическую несущую способность усиленного ригеля.

$$x_1 = \frac{365 \cdot 1232 \cdot 0,75 + 520 \cdot 2513 \cdot 0,85}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 250} = 559,6 \text{ мм};$$

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{1232 \cdot 0,75 \cdot 558 + 2513 \cdot 620}{1232 \cdot 0,75 + 2513} = 603,3 \text{ мм},$$

где
$$h_{01}^{(f)} = 600 + \frac{40}{2} = 620 \text{ мм}.$$

Фактический изгибающий момент, воспринимаемый усиленным сечением ригеля:

$$M_f = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,5596 \cdot (0,6033 - 0,5 \cdot 0,5596) = 468,42 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перегрузка составит:

$$\frac{M_1 - M_f}{M_f} \cdot 100 \% = \frac{473,34 - 468,42}{468,42} \cdot 100 \% = 1,05 \%$$

Более целесообразно использовать для усиления 2Ø40А600. Однако для последующей эксплуатации перекрытия после усиления ригеля дополнительным армированием необходимо уменьшить величину новой временной нагрузки.

• Работы по усилению ригеля подваркой дополнительных стержней выполняются в следующей последовательности:

- ✓ максимально разгружается перекрытие в зоне усиления ригеля;
- ✓ удаляется защитный слой, обнажается и очищается от коррозии рабочая продольная арматура усиливаемой балки на высоту не менее 0,5 диаметра у опор и на участках в местах приварки соединительных деталей (участки вскрытия выполняются с шагом 500...800 мм);
- ✓ выполняется насечка глубиной 5...10 мм на нижней бетонной грани ригеля;
- ✓ привариваются соединительные элементы (коротыши или стальные пластины, сечение которых назначается в зависимости от диаметра рабочей арматуры и толщины защитного слоя бетона) к продольной арматуре балки;
- ✓ вывешивается в проектное положение (строго горизонтально) с помощью временных подвесок арматура усиления;
- ✓ приваривается стержень усиления к соединительному элементу сначала одним концом, а после нагрева током высокой частоты до требуемой температуры (около 150 °С) – другим;
- ✓ выполняются остальные сварные соединения арматуры усиления с соединительными элементами в пролете ригеля;
- ✓ омоноличивается (с требуемой толщиной защитного слоя бетона) арматура усиления.

2.3. Усиление балки шпренгельной системой

Несущая способность ригеля ($M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$) и максимальный изгибающий момент в ригеле от действия полной расчетной нагрузки ($M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$) определены в начале разд. 2. Требуемый коэффициент усиления

$$k = \frac{M_1}{M} = \frac{473,34}{222,93} = 2,123.$$

Выполняем **расчет усиления ригеля шпренгелем**. Расчетная схема усиленного ригеля дана на рис. 2.6.

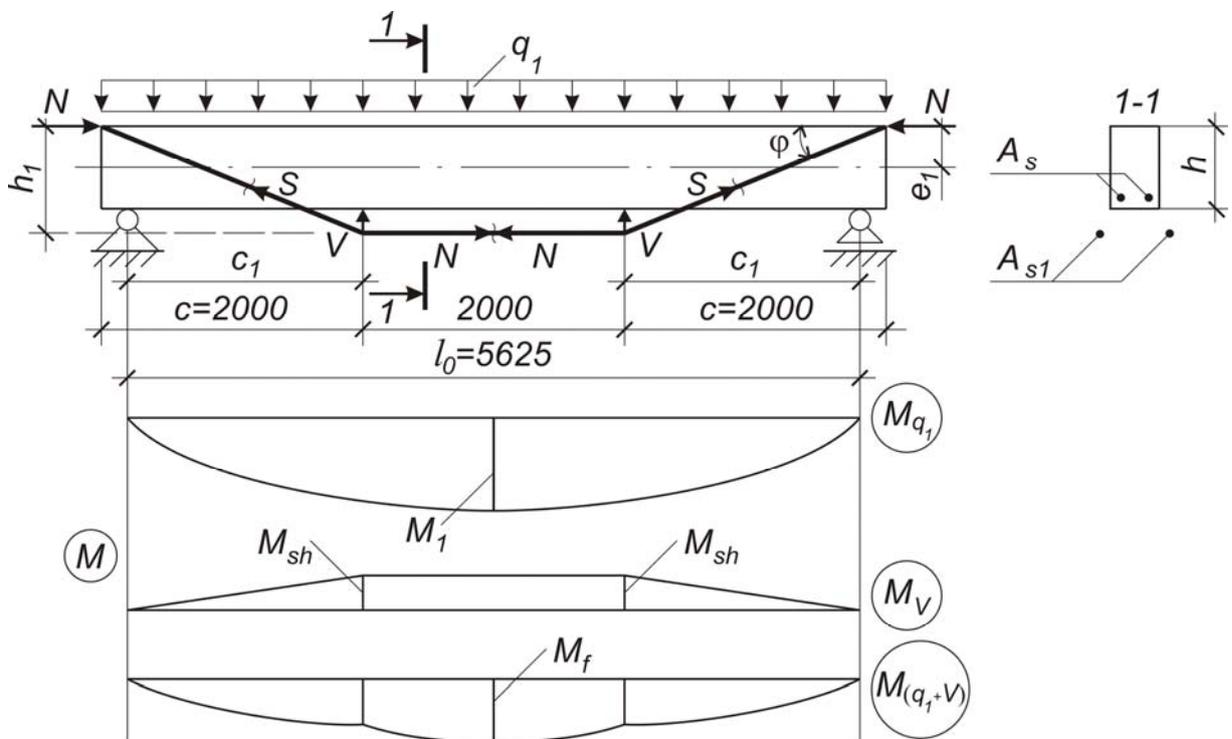


Рис. 2.6. Расчетная схема ригеля после усиления шпренгелем.
Эпюры изгибающих моментов

Расчет усиления включает в себя подбор сечения стержневой арматуры шпренгеля d_{s1} и назначение его высоты h_1 . Расчет выполняем методом последовательных приближений.

1. Назначаем геометрические параметры шпренгеля:

– расстояние от торца ригеля до места перегиба шпренгельной арматуры

$$c = \frac{1}{3} \cdot l = \frac{1}{3} \cdot 6 = 2,0 \text{ м};$$

– высота шпренгеля

$$h_1 = h + 50 = 600 + 50 = 650 \text{ мм};$$

– смещение верхнего узла шпренгеля относительно оси балки:

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ мм}.$$

Задаемся классом арматурной стали и диаметром шпренгельной арматуры d_{s1} (как правило, $d_{s1} = 16 \dots 36$ мм). Принимаем $2\text{Ø}36\text{A}400$ ($R_{s1} = 350$ МПа; $E_{s1} = 20 \cdot 10^4$ МПа; $A_{s1} = 2036$ мм²).

2. Определяем приведенный момент инерции сечения железобетонной балки:

$$\begin{aligned} J_b &= \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha \cdot A_s \cdot (0,5h - a)^2 = \frac{0,25 \cdot 0,6^3}{12} + 8,33 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} \cdot (0,5 \cdot 0,6 - 0,042)^2 = \\ &= 0,00518 \text{ м}^4, \end{aligned}$$

где

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{24 \cdot 10^3} = 8,33.$$

3. Вычисляем расчетные параметры:

$$\varphi = \arctg \frac{h_1}{c} = \arctg \frac{0,65}{2} = 18^\circ;$$

$$k_1 = \frac{E_b \cdot J_b}{E_{s1} \cdot A_{s1} \cdot h_1} = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 0,00518}{20 \cdot 10^4 \cdot 2036 \cdot 10^{-6} \cdot 0,65} = 0,470;$$

$$k_3 = \frac{1}{\cos^3 \varphi} = \frac{1}{\cos^3 18^\circ} = \frac{1}{0,951^3} = 1,163;$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{l_0}{1,33 \cdot k_1 \cdot k_3 + 1,11 \cdot h_1 + 0,67 \cdot k_1} = \\ &= \frac{5,625}{1,33 \cdot 0,47 \cdot 1,163 + 1,11 \cdot 0,65 + 0,67 \cdot 0,47} = 3,190. \end{aligned}$$

4. Находим расчетные усилия в стержнях шпренгеля:

$$N = A \cdot \gamma \cdot q_1 \cdot l_0 = 3,19 \cdot 0,136 \cdot 119,68 \cdot 5,625 = 292,06 \text{ кН};$$

$$V = N \cdot \operatorname{tg}\varphi = 292,06 \cdot \operatorname{tg}18^\circ = 292,06 \cdot 0,325 = 94,92 \text{ кН},$$

где γ – коэффициент, учитывающий вид нагрузки и характер ее распределения ($\gamma = 0,136$ – для нагрузки равномерно распределенной по всей длине балки).

5. Определяем величину разгружающего момента, создаваемого реактивным усилием в стойках шпренгеля:

$$M_{sh} = -V \cdot c_1 = -V \cdot \left(\frac{l_0 - 2}{2}\right) = -94,92 \cdot \left(\frac{5,625 - 2}{2}\right) = -172,04 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6. Вычисляем расчетный изгибающий момент, воспринимаемый балкой после усиления:

$$M_f = M_1 + M_{sh} = 473,34 + (-172,04) = 301,30 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

7. Выполняем предварительную проверку прочности нормального сечения балки (рассматривая работу ее на изгиб):

$$M_f < M;$$

$$M_f = 301,30 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где M – несущая способность железобетонной балки в пролете.

Условие не выполняется. Требуется увеличить площадь сечения шпренгельной арматуры A_{s1} или высоту шпренгеля h_1 .

• Повторяем расчет усиления железобетонной балки шпренгелем, оставляя $d_1 = 36$ мм (А400) и увеличивая высоту h_1 на величину $\Delta h_1 = 300$ мм : $h_1 = 650 + 300 = 950$ мм .

1. Вычисляем расчетные параметры:

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{h_1}{c} = \operatorname{arctg} \frac{0,95}{2} = 25,4^\circ;$$

$$k_1 = \frac{E_b \cdot J_b}{E_{s1} \cdot A_{s1} \cdot h_1} = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 0,00518}{20 \cdot 10^4 \cdot 2036 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95} = 0,321;$$

$$k_3 = \frac{1}{\cos^3 \varphi} = \frac{1}{\cos^3 25,4^\circ} = 1,358;$$

$$A = \frac{l_0}{1,33 \cdot k_1 \cdot k_3 + 1,11 \cdot h_1 + 0,67 \cdot k_1} =$$

$$= \frac{5,625}{1,33 \cdot 0,321 \cdot 1,358 + 1,11 \cdot 0,95 + 0,67 \cdot 0,321} = 3,042.$$

2. Находим расчетные усилия в стержнях шпренгеля:

$$N = A \cdot \gamma \cdot q_1 \cdot l_0 = 3,042 \cdot 0,136 \cdot 119,68 \cdot 5,625 = 278,51 \text{ кН};$$

$$V = N \cdot \text{tg}\varphi = 278,51 \cdot \text{tg}25,4^\circ = 132,25 \text{ кН}.$$

3. Определяем величину разгружающего момента:

$$M_{sh} = -V \cdot c_1 = -132,25 \cdot \left(\frac{5,625 - 2}{2} \right) = -239,70 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4. Вычисляем расчетный изгибающий момент, воспринимаемый усиленной балкой:

$$M_f = M_1 + M_{sh} = 473,34 + (-239,70) = 233,64 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

5. Выполняем предварительную проверку прочности нормального сечения балки:

$$M_f < M;$$

$$M_f = 233,64 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная величина изгибающего момента от полной расчетной нагрузки превышает несущую способность нормального сечения железобетонной балки. Следовательно, требуется еще увеличить высоту шпренгеля h_1 , что в данном случае уже не желательно.

Выполним усиление в два этапа. На первом этапе усилим ригель дополнительным армированием. Это возможно, так как $\xi = x / h_0 = 0,254 \ll \xi_R = 0,526$. На втором этапе выполним шпренгельную систему.

Расчет усиления существующего ригеля дополнительным армированием (первый этап усиления)

Принимаем дополнительную арматуру из 2Ø25A400 ($R_{s1} = 350 \text{ МПа}$, $A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$).

Рабочая высота усиленного сечения (рис. 2.7)

$$h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{558 + 613}{2} \approx 586 \text{ мм},$$

где $h_{01} = h + 0,5d_{s1} = 600 + \frac{25}{2} \approx 613 \text{ мм}$.

Высота сжатой зоны усиленного сечения

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{365 \cdot 1232 + 350 \cdot 982 - 365 \cdot 226}{11,5 \cdot 0,9 \cdot 250} = 274,7 \text{ мм}.$$

Относительная высота сжатой зоны усиленного сечения

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}} = \frac{276,6}{586} = 0,469 < \xi_R = 0,526.$$

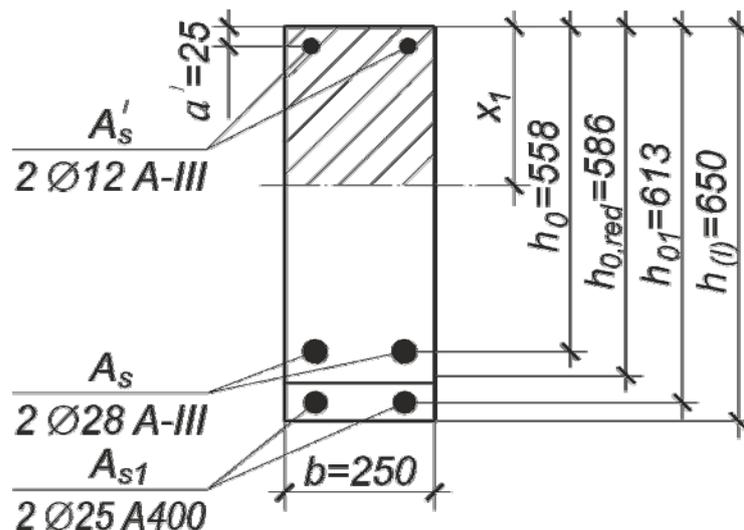


Рис. 2.7. Расчетное сечение ригеля, усиленного дополнительным армированием

Определим величину расчетного изгибающего момента, воспринимаемого нормальным сечением после первого этапа усиления:

$$M_{(I)} = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_{0,red} - 0,5x_1) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_{0,red} - a') = 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \times \\ \times 0,275 \cdot (0,586 - 0,5 \cdot 0,275) + 365 \cdot 10^3 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,586 - 0,025) = 365,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{(I)} = 365,42 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент усиления значительно уменьшится и составит:

$$k = \frac{M_1}{M_{(I)}} = \frac{473,34}{365,42} = 1,295.$$

Расчет усиления ригеля шпренгельной системой (второй этап усиления)

После выполнения первого этапа усиления требуется увеличить несущую способность ригеля еще на 29,5 %.

1. Назначаем геометрические параметры шпренгеля (рис. 2.8):

$$c = \frac{1}{3} \cdot l = \frac{1}{3} \cdot 6 = 2,0 \text{ м};$$

$$h_2 = h_{(I)} + 300 = 650 + 300 = 950 \text{ мм};$$

$d_{s2} = 25$ мм (шпренгельную арматуру принимаем класса А400, $R_{s2} = 350$ МПа ; $E_{s2} = 20 \cdot 10^4$ МПа ; $A_{s2} = 982$ мм²);

$$e_2 = \frac{h_{(I)}}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ мм}.$$

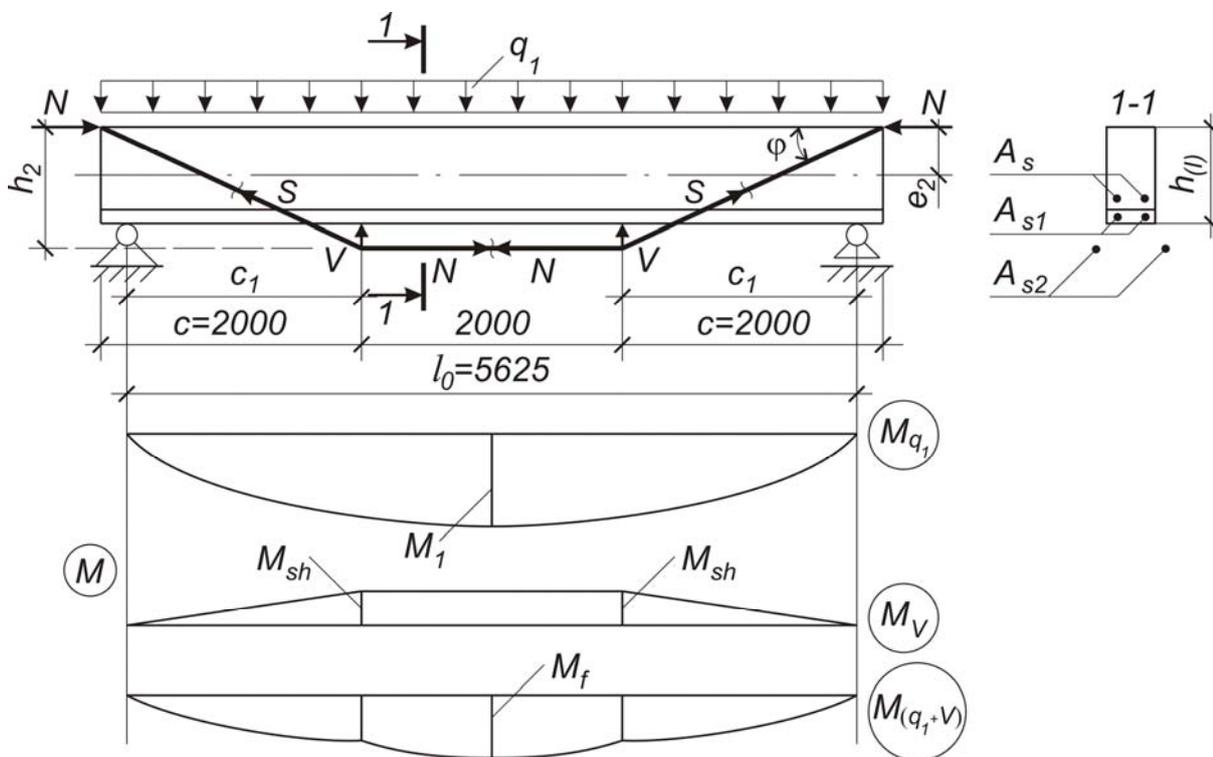


Рис. 2.8. Расчетная схема ригеля после усиления шпренгелем
(второй этап комбинированного способа)

2. Определяем приведенный момент инерции сечения ригеля:

$$J_b = \frac{b \cdot h_{(I)}^3}{12} + \alpha \cdot (A_s + A_{s1}) \cdot (0,5h_{(I)} - a_1)^2 = \frac{0,25 \cdot 0,65^3}{12} + 8,33 \cdot (1232 + 982) \cdot 10^{-6} \times \\ \times (0,5 \cdot 0,65 - 0,064)^2 = 0,00698 \text{ м}^4,$$

где $h_{(I)} = 650 \text{ мм}$; $a_1 = h_{(I)} - h_{0,red} = 650 - 586 = 64 \text{ мм}$.

3. Вычисляем расчетные параметры:

$$\varphi = \arctg \frac{h_2}{c} = \arctg \frac{0,95}{2} = 25,41^\circ;$$

$$k_1 = \frac{E_b \cdot I_b}{E_{s2} \cdot A_{s2} \cdot h_2} = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 0,00698}{20 \cdot 10^4 \cdot 982 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95} = 0,898;$$

$$k_3 = \frac{1}{\cos^3 \varphi} = \frac{1}{\cos^3 25,41^\circ} = 1,358;$$

$$A = \frac{l_0}{1,33 \cdot k_1 \cdot k_3 + 1,11 \cdot h_2 + 0,67 \cdot k_1} = \\ = \frac{5,625}{1,33 \cdot 0,898 \cdot 1,358 + 1,11 \cdot 0,95 + 0,67 \cdot 0,898} = 1,716.$$

4. Определяем расчетные усилия в стержневой арматуре шпренгеля:

$$N = A \cdot \gamma \cdot q_1 \cdot l_0 = 1,716 \cdot 0,136 \cdot 119,68 \cdot 5,625 = 157,11 \text{ кН};$$

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = 157,11 \cdot \operatorname{tg} 25,41^\circ = 74,63 \text{ кН}.$$

5. Находим величину разгружающего момента:

$$M_{sh} = -V \cdot c_1 = -74,63 \cdot 1,812 = -135,23 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $c_1 = \frac{l_0 - 2}{2} = \frac{5,625 - 2}{2} = 1,812 \text{ м}$.

6. Вычисляем расчетный изгибающий момент, воспринимаемый усиленной балкой:

$$M_f = M_1 + M_{sh} = 473,34 + (-135,23) = 338,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие предварительной проверки выполняется

$$M_f = 338,11 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{(I)} = 365,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- Проверяем прочность нормального сечения усиленной на первом этапе железобетонной балки при внецентренном сжатии (рис. 2.9).

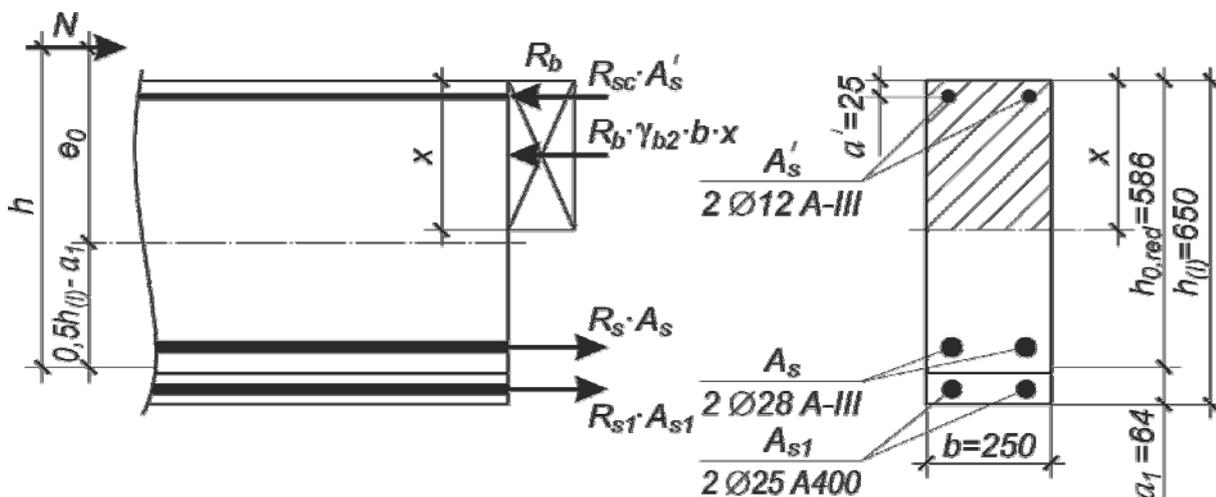


Рис. 2.9. Схема усилий в сечении балки при внецентренном сжатии

1. Эксцентриситет продольной силы N относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$e_0 = \frac{M_f + N \cdot e_2}{N} = \frac{338,11 + 157,11 \cdot 0,325}{157,11} = 2,48 \text{ м},$$

где
$$e_2 = \frac{h_{(I)}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ м}.$$

2. Эксцентриситет продольной силы N относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$e = e_0 + (0,5h_{(I)} - a_1) = 2,48 + (0,5 \cdot 0,65 - 0,064) = 2,741 \text{ м}.$$

3. Высота сжатой зоны сечения:

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} =$$

$$= \frac{157,11 + 365 \cdot 10^3 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} + 350 \cdot 10^3 \cdot 982 \cdot 10^{-6} - 365 \cdot 10^3 \cdot 226 \cdot 10^{-6}}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25} = 0,339 \text{ м}.$$

4. Так как $\frac{x}{h_0} = \frac{0,339}{0,586} = 0,578 > \xi_R = 0,526$, корректируем высоту сжатой зоны:

ТОЙ ЗОНЫ:

$$x = \frac{N + (R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1}) \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b + \frac{2 \cdot (R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1})}{h_0 \cdot (1 - \xi_R)}} =$$

$$= \frac{157,11 + (365 \cdot 10^3 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} + 350 \cdot 10^3 \cdot 982 \cdot 10^{-6}) \cdot \frac{1 + 0,526}{1 - 0,526} - 365 \cdot 10^3 \cdot 226 \cdot 10^{-6}}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 + \frac{2 \cdot (365 \cdot 10^3 \cdot 1232 \cdot 10^{-6} + 350 \cdot 10^3 \cdot 982 \cdot 10^{-6})}{0,586 \cdot (1 - 0,526)}} =$$

$$= 0,317 \text{ м.}$$

Условие прочности сечения балки при внецентренном сжатии будет иметь вид

$$N \cdot e \leq R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot x \cdot (h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_{0,red} - a).$$

$$157,11 \cdot 2,741 = 430,64 \text{ кН} \cdot \text{м} >$$

$$> 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,317 \cdot (0,586 - 0,5 \cdot 0,317) +$$

$$+ 365 \cdot 10^3 \cdot 226 \cdot 10^{-6} \cdot (0,586 - 0,025) = 396,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Перегрузка составляет:

$$\frac{430,64 - 396,93}{396,93} \cdot 100 \% = 8,5 \%$$

После выполнения двухэтапного усиления ригеля высота помещения нижерасположенного этажа уменьшилась на $\Delta h = 50 + 300 = 350$ мм. Развивать высоту шпренгеля дальше, опускаясь вниз, нецелесообразно. Поэтому для последующей эксплуатации перекрытия, усиленного по предложенной схеме, необходимо уменьшить полезную нагрузку на него.

• **Работы по усилению ригеля шпренгельной системой с подваркой дополнительных стержней выполняются в следующей последовательности:**

✓ максимально разгружается перекрытие в зоне усиления ригеля;

✓ удаляется защитный слой, обнажается и очищается от коррозии рабочая продольная арматура усиливаемой балки на высоту не менее 0,5 диаметра у опор и на участках в местах приварки соединительных деталей (участки вскрытия выполняются с шагом 500...800 мм);

✓ выполняется насечка глубиной 5...10 мм на нижней бетонной грани ригеля;

✓ привариваются соединительные элементы (коротыши или стальные пластины, сечение которых назначается в зависимости от диаметра рабочей арматуры и толщины защитного слоя бетона) к продольной арматуре балки;

✓ вывешивается в проектное положение (строго горизонтально) с помощью временных подвесок арматура усиления;

✓ приваривается стержень усиления к соединительному элементу сначала одним концом, а после нагрева током высокой частоты до требуемой температуры (около 150 °С) – другим;

✓ выполняются остальные сварные соединения арматуры усиления с соединительными элементами в пролете ригеля;

✓ омоноличивается (с требуемой толщиной защитного слоя бетона) арматура усиления;

✓ заготавливаются элементы усиления шпренгельной системы (стержни, стяжные муфты, анкерные устройства);

✓ монтируются элементы конструкции усиления (шпренгеля);

✓ производится натяжение затяжки (стержневой арматуры шпренгеля) стяжной муфтой;

✓ все элементы шпренгельной системы окрашиваются защитными покрытиями.

2.4. Усиление балки подведением промежуточной жесткой опоры

Несущая способность ригеля ($M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$) и максимальный изгибающий момент в ригеле от действия полной расчетной нагрузки ($M_1 = 473,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$) определены в начале разд. 2. Требуемый коэффициент усиления

$$k = \frac{M_1}{M} = \frac{473,34}{222,93} = 2,123.$$

Расчет усиления включает в себя определение расчетных усилий в характерных сечениях балки после установки жесткой опоры, уточнение новой расчетной схемы, проверку прочности нормального (в пролете) и

наклонного (у дополнительной опоры) сечений, расчет стойки или подкоса (жесткой опоры).

- Определяем расчетные усилия в балке от действующей полной нагрузки q_1 после подведения жесткой опоры.

1. Перед выполнением работ по усилению снимаем с перекрытия в зоне усиления всю временную нагрузку. На действие оставшейся постоянной нагрузки g ригель работает как однопролетная балка пролетом l_0 (рис. 2.10).

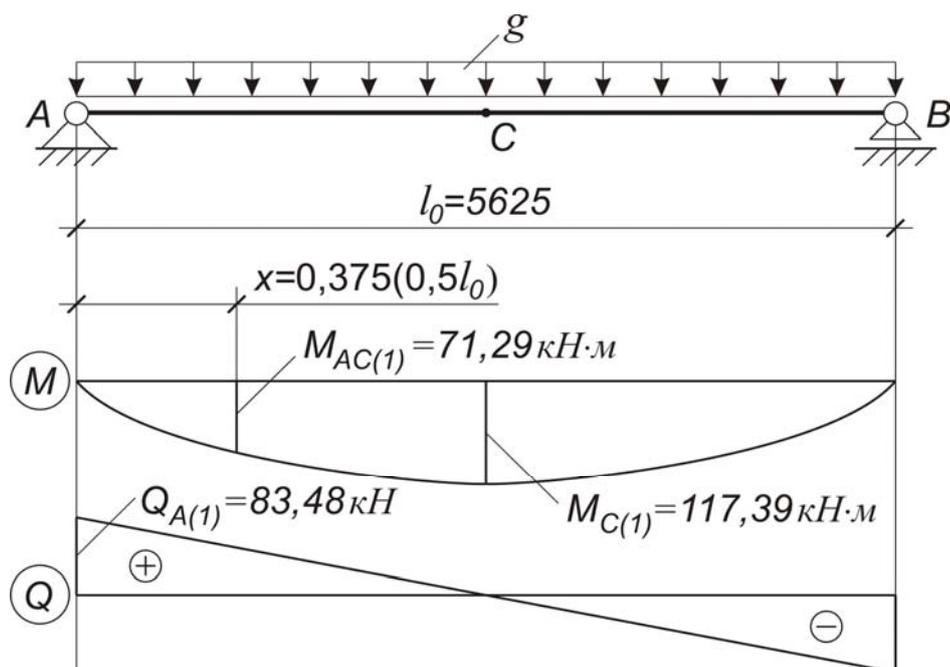


Рис. 2.10. Расчетная схема ригеля после разгрузки.
Усилия M и Q в характерных сечениях

Определяем величину расчетной постоянной нагрузки на 1 м длины ригеля

$$g = g_{\text{пер}} + g_{\text{риг}} = 25,56 + 4,125 = 29,68 \text{ кН / м},$$

где $g_{\text{пер}}$, $g_{\text{риг}}$ – расчетная постоянная нагрузка на 1 м длины ригеля соответственно от перекрытия (плита + пол) и от собственного веса ригеля ($g_{\text{пер}} = 25,56 \text{ кН / м}$; $g_{\text{риг}} = 4,125 \text{ кН / м}$ (см. начало разд. 2).

Находим расчетные усилия в ригеле после предварительной разгрузки (перед усилением):

$$M_{C(1)} = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{29,68 + 5,625^2}{8} = 117,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{AC(1)} = \frac{g \cdot l_0}{2} \cdot x - \frac{g \cdot x^2}{2} = \frac{29,68 \cdot 5,625}{2} \cdot 1,05 - \frac{29,68 + 1,05^2}{2} = 71,29 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $x = 0,375 \cdot (0,5 \cdot l_0) = 0,375 \cdot (0,5 \cdot 5,625) = 1,05 \text{ м};$

$$Q_{A(1)} = \frac{g \cdot l}{2} = \frac{29,68 \cdot 5,625}{2} = 83,48 \text{ кН}; \quad Q_{C(1)}^{lef} = 0.$$

2. На действие нагрузок, прикладываемых после усиления, ригель работает как двухпролетная балка (рис. 2.11).

Определяем расчетную величину нагрузки, прикладываемой к ригелю после усиления,

$$q_2 = q_1 - g = 119,68 - 29,68 = 90,0 \text{ кН},$$

где q_1 – полная расчетная постоянная нагрузка на 1 м длины ригеля ($q_1 = 119,68 \text{ кН}$, см. начало разд. 2).

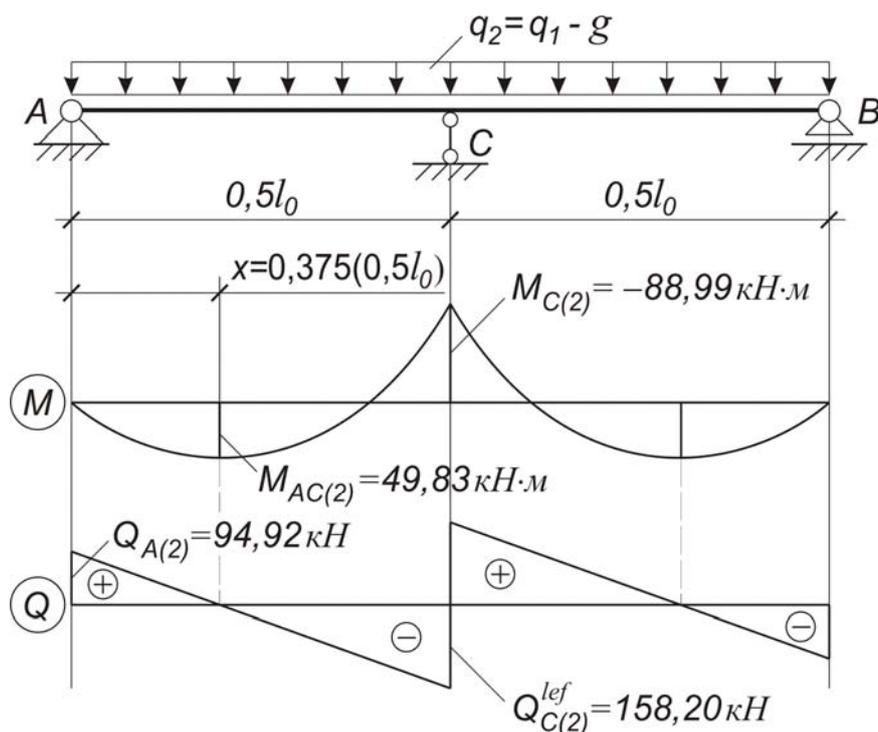


Рис. 2.11. Расчетная схема балки на действие нагрузки, прикладываемой после усиления.
Усилия M и Q в характерных сечениях

Определяем расчетные усилия в балке от нагрузки, прикладываемой после подведения жесткой опоры:

$$M_{C(2)} = -0,125 \cdot q_2 \cdot (0,5l_0)^2 = -0,125 \cdot 90 \cdot (0,5 \cdot 5,625)^2 = -88,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{AC(2)} = 0,07 \cdot q_2 \cdot (0,5l_0)^2 = 0,07 \cdot 90 \cdot (0,5 \cdot 5,625)^2 = 49,83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{C(2)}^{lef} = 0,625 \cdot q_2 \cdot (0,5l_0) = 0,625 \cdot 90 \cdot (0,5 \cdot 5,625) = 158,20 \text{ кН};$$

$$Q_{A(2)} = 0,375 \cdot q_2 \cdot (0,5l_0) = 0,375 \cdot 90 \cdot (0,5 \cdot 5,625) = 94,92 \text{ кН}.$$

2. Находим суммарные расчетные усилия в усиленной балке от полной нагрузки q_1 (рис. 2.12)*:

$$M_C = M_{C(1)} + M_{C(2)} = 117,39 + (-88,99) = 28,40 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{AC} = M_{AC(1)} + M_{AC(2)} = 71,29 + 49,83 = 121,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_C^{lef} = Q_{C(1)}^{lef} + Q_{C(2)}^{lef} = 0 + 158,20 = 158,20 \text{ кН};$$

$$Q_A = Q_{A(1)} + Q_{A(2)} = 83,48 + 94,92 = 178,40 \text{ кН}.$$

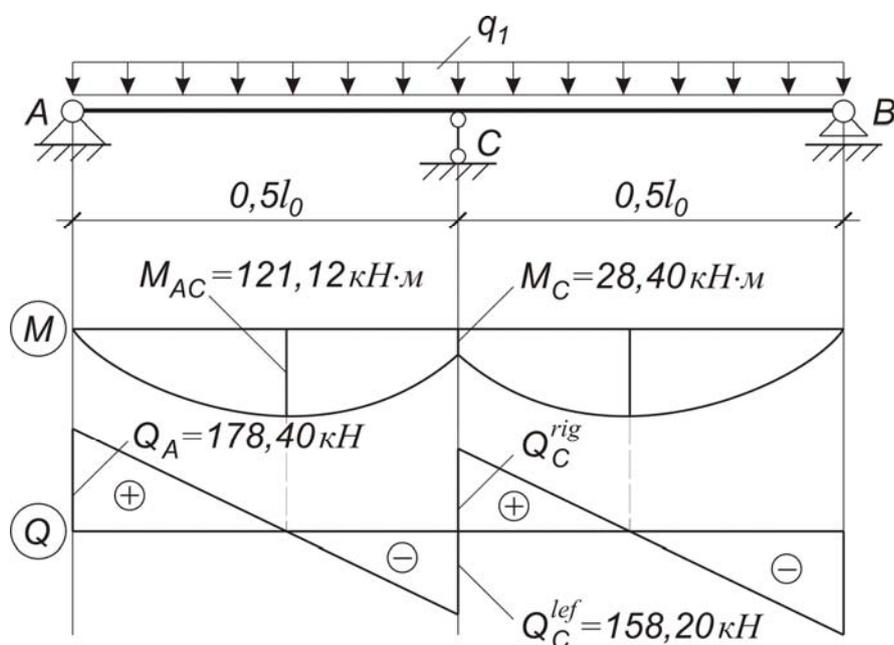
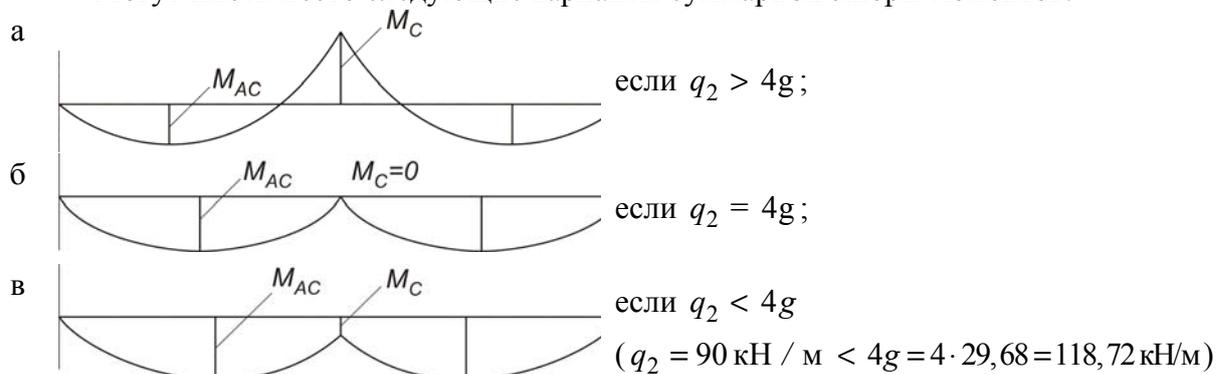


Рис. 2.12. Суммарная эпюра усилий M и Q от действия полной нагрузки q_1 в балке после усиления

* Могут иметь место следующие варианты суммарной эпюры моментов:



• Так как $M_C = 28,40 \text{ кН} \cdot \text{м} > 0$, верхняя продольная арматура в балке над промежуточной опорой не испытывает растяжения (продолжает работать на сжатие)*. Переходим к проверке достаточности нижней продольной арматуры исходя из условия $M_{AC} \leq M$.

$$M_{AC} = 121,12 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $M = 222,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – несущая способность нормального сечения ригеля в пролете (см. начало разд. 2).

Условие выполняется, несущая способность ригеля в пролете обеспечена с запасом

$$\frac{M - M_{AC}}{M_{AC}} \cdot 100\% = \frac{222,93 - 121,12}{121,12} \cdot 100\% = 84,1\%.$$

*Если $M_C < 0$, необходимо предварительно выполнить проверку прочности нормального сечения над промежуточной опорой (рис. 2.13). Для этого определяют несущую способность нормального сечения балки на опоре при растянутой верхней продольной арматуре.

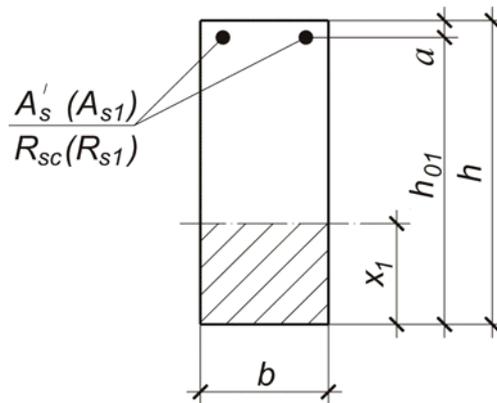


Рис. 2.13. Расчетное сечение балки над промежуточной опорой

$$x_1 = \frac{R_{s1} \cdot A_{s1}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b} \rightarrow \xi = \frac{x_1}{h_{01}} \leq \xi_R;$$

$$M_{u,C} = R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x).$$

Проверяют условие

$$|M_C| \leq |M_{u,C}|. \quad (1)$$

Если условие (1) удовлетворяется, верхней арматуры достаточно, т.е. балка продолжает работать по неразрезной схеме. Переходят к проверке достаточности нижней рабочей арматуры.

Если не удовлетворяется, выполняют дополнительную проверку

$$|0,7M_C| \leq |M_{u,C}|. \quad (2)$$

Если условие (2) выполняется, над промежуточной опорой образуется пластический шарнир. Необходимо выполнить перераспределение внутренних усилий (рис. 2.14).

Расчетные усилия в характерных сечениях балки после перераспределения

$$M'_C = M_{u,C}; \quad M'_{AC} = M_{AC} + 0,375 \cdot (M_C - M_{u,C});$$

$$Q_C^{lef} = \frac{q_1 \cdot (0,5l_0)}{2} + \frac{M'_C}{0,5l_0}; \quad Q'_A = \frac{q_1 \cdot (0,5l_0)}{2} - \frac{M'_C}{0,5l_0}.$$

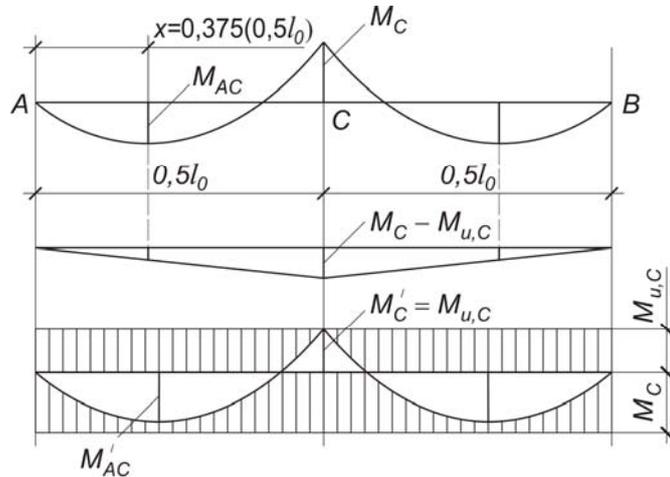


Рис. 2.14. Перераспределение изгибающих моментов в балке.
Эюра материалов

Если условие (2) не выполняется, балка начинает работать по разрезной схеме (рис. 2.15).

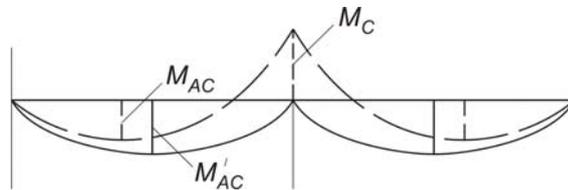


Рис. 2.15. Эюра изгибающих моментов в балке
при работе по разрезной схеме

Расчетные усилия в характерных сечениях балки

$$M_C = 0; \quad M'_{AC} = \frac{q_1 \cdot (0,5l_0)^2}{8};$$

$$Q_A = Q_C^{lef} = \frac{q_1 \cdot (0,5l_0)}{2}.$$

• Выполняем проверку прочности наклонных сечений балки у опоры A (B) и промежуточной дополнительной опоры C из условия

$$Q_C^{lef} \leq Q_b + Q_{sw}.$$

1. Вычисляем параметр

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56^2 = 95,26 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. Определяем интенсивность усилия в поперечной арматуре у опоры A . Хомуты выполнены из стержневой арматуры $\varnothing 8A-I$ с шагом $s = 200$ мм (в приопорной зоне на участке длиной $l / 4l$).

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 101}{200} = 88,38 \text{ Н / мм} = 88,38 \text{ кН / м}.$$

3. Находим невыгоднейшее значение проекции наклонного сечения c , предварительно проверив условия

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b}}; \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b} > 2.$$

$$\sqrt{\frac{95,26}{119,68}} = 0,892 < \frac{2 \cdot 0,56}{1 - 0,5 \cdot \frac{88,38}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25}} = 1,433;$$

$$\frac{88,38}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25} = 0,436 < 2.$$

Так как одно из двух условий удовлетворяется, проекцию наклонного сечения вычисляем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{95,26}{0,75 \cdot 88,38 + 119,68}} = 0,716 \text{ м}^*.$$

* Если условия не удовлетворяются, $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$.

4. Рассчитываем поперечную силу, воспринимаемую бетоном наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56^2}{0,716} = 133,04 \text{ кН}.$$

Проверяем условия:

$$Q_b = 133,04 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56 = 283,5 \text{ кН};$$

$$Q_b = 133,04 \text{ кН} \geq 0,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56 = 56,7 \text{ кН}.$$

Так как условия выполняются, окончательно принимаем $Q_b = 133,04$ кН.

5. Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами в наклонном сечении:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 88,38 \cdot 0,716 = 47,46 \text{ кН},$$

где $c_0 = c = 0,716 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,56 = 1,12 \text{ м}$.

6. Проверяем условие прочности:

$$Q_A = 178,40 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 133,04 + 47,46 = 180,50 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения ригеля у опоры А в новых условиях эксплуатации достаточна, однако запас прочности очень небольшой

$$\frac{180,50 - 178,40}{178,40} \cdot 100\% = 1,18\%.$$

7. Определяем интенсивность усилия в хомутах у промежуточной опоры С (в середине пролета существующего ригеля), где шаг поперечной арматуры $s_1 = 500 \text{ мм}$:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_1} = \frac{175 \cdot 101}{500} = 35,35 \text{ Н / мм} = 35,35 \text{ кН / м}.$$

8. Находим невыгоднейшее значение проекции наклонного сечения c , для чего предварительно проверяем условия

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b}}; \quad \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b} > 2.$$

$$\sqrt{\frac{95,26}{119,68}} = 0,892 < \frac{2 \cdot 0,56}{1 - 0,5 \cdot \frac{35,35}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25}} = 1,227;$$

$$\frac{35,35}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25} = 0,174 < 2.$$

Одно из двух условий удовлетворяется; следовательно,

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw1} + q_1}} = \sqrt{\frac{95,26}{0,75 \cdot 35,35 + 119,68}} = 0,807 \text{ м}.$$

9. Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56^2}{0,807} = 118,04 \text{ кН}.$$

Проверяем условия:

$$Q_b = 118,04 \text{ кН} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56 = 283,5 \text{ кН};$$

$$Q_b = 118,04 \text{ кН} \geq 0,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,56 = 56,7 \text{ кН}.$$

Условия выполняются, окончательно принимаем $Q_b = 118,04 \text{ кН}$.

10. Находим поперечную силу, воспринимаемую хомутами в наклонном сечении:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw1} \cdot c = 0,75 \cdot 35,35 \cdot 0,807 = 21,40 \text{ кН}.$$

11. Проверяем условие прочности

$$Q_C^{lef} < Q_b + Q_{sw};$$

$$Q_C^{lef} = 158,20 \text{ кН} > Q_b + Q_{sw} = 118,04 + 21,40 = 139,44 \text{ кН}.$$

Прочность наклонного сечения ригеля у промежуточной дополнительной опоры C недостаточна. Требуется выполнить усиление балки наружными предварительно напряженными хомутами из стержневой арматуры класса А400 в пределах участка длиной l_1 .

$$l_1 = \frac{0,5 \cdot \frac{l}{2} \cdot (Q_C^{lef} - Q_b)}{Q_C^{lef}} = \frac{0,5 \cdot \frac{6,0}{2} \cdot (158,20 - 118,04)}{158,20} = 0,380 \text{ м} <$$

$$< \frac{0,5 \cdot l}{4} = \frac{0,5 \cdot 6,0}{4} = 0,75 \text{ м}. \text{ Принимаем } l_1 = 0,75 \text{ м}.$$

• Выполняем расчет усиления наклонного сечения ригеля у опоры C .

1. Определяем величину поперечного усилия, передаваемого на внешнее поперечное армирование:

$$Q_{sw2} = 158,20 - 139,44 = 18,76 \text{ кН}.$$

2. Находим требуемую интенсивность усилия в дополнительной арматуре:

$$q_{sw2} = \frac{Q_{sw2}}{0,75 \cdot c} = \frac{18,76}{0,75 \cdot 0,807} = 31,0 \text{ кН / м}.$$

3. Вычисляем требуемую площадь сечения внешних хомутов из стержневой арматуры класса А400 ($R_{sw} = 280 \text{ МПа}$), располагаемых с шагом $s_2 = 250 \text{ мм}$:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw2} \cdot s_2}{R_{sw}} = \frac{31,0 \cdot 0,25}{280 \cdot 10^3} \cdot 10^6 = 27,68 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\emptyset 10\text{A}400$ ($A_{s,f} = 157 \text{ мм}^2$).

- Выполняем расчет жесткой промежуточной опоры. Назначаем стойку из стали С245 ($R_y = 230$ МПа).

1. Определяем величину продольного сжимающего усилия:

$$N = Q_C^{lef} + Q_C^{rig} = 158,20 + 158,20 = 316,40 \text{ кН.}$$

2. Задаемся гибкостью стойки λ в пределах 60...90. Принимаем $\lambda = 70$. Определяем коэффициент $\varphi = 0,754$ согласно [6, табл. 72].

3. Вычисляем требуемую площадь сечения стойки:

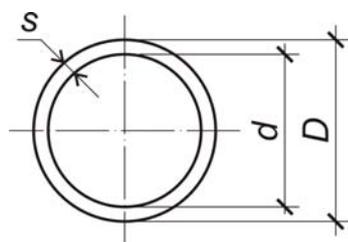
$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{316,40}{0,754 \cdot 230 \cdot 10^3 \cdot 1} \cdot 10^4 = 18,24 \text{ см}^2.$$

4. Находим требуемый радиус инерции сечения:

$$i_{\min} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{4,2 \cdot 10^2}{70} = 6 \text{ см,}$$

где $l_0 = H_{\text{ст}} = 4,2$ м.

Принимаем стальную электросварную прямошовную трубу по ГОСТ 10704–91 (рис. 2.16).



$$D = 219 \text{ мм}; s = 5 \text{ мм};$$

$$A_f = 33,6 \text{ мм}^2; i = 7,6 \text{ см.}$$

Рис. 2.16. Сечение стойки усиления

- **Работы по усилению ригеля подведением промежуточной жесткой опоры выполняются в следующей последовательности:**

- максимально разгружается перекрытие в зоне усиления ригеля;
- заготавливаются детали усиления;
- уплотняется грунт и устраивается фундамент под промежуточную жесткую опору (стойку усиления);
- устанавливается опорная стойка усиления;
- у промежуточной опоры, при необходимости, ригель усиливается стальной обоймой из продольных уголков и поперечных планок (стержней) традиционным методом;
- включается в работу стойка усиления посредством ее подклинивания;
- наносится на все металлические детали конструкции усиления антикоррозионное покрытие.

3. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА

Требуется усилить железобетонную колонну, поперечное сечение которой показано на рис. 3.1, в связи с увеличением временной нагрузки.

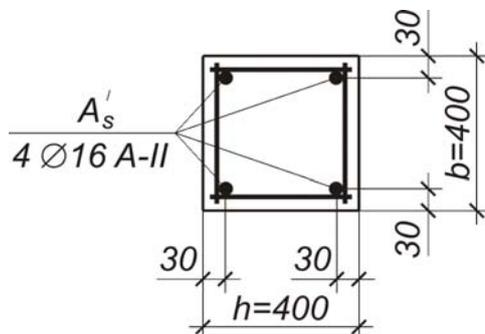


Рис. 3.1. Сечение существующей железобетонной колонны

Исходные данные: сечение колонны $b \times h = 400 \times 400$ мм; высота этажа $H_{эт} = 4,8$ м; количество этажей $n = 4$; бетон тяжелый класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа); рабочая продольная арматура стержневая $4\text{Ø}16\text{A-II}$ ($R_{sc} = 280$ МПа; $A'_s = 804$ мм²). Снеговой район – IV ($s_g = 2,4$ кПа).

Выявляем необходимость усиления колонны.

- Определяем новую увеличенную нагрузку на колонну (табл. 3.1).

Т а б л и ц а 3 . 1

Нагрузка на 1 м² покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
трехслойный рубероидный ковер	0,1	1,3	0,13
цементная стяжка ($\delta = 0,02$ м; $\rho = 18$ кН / м ³)	0,36	1,3	0,47
утеплитель из пенобетона ($\delta = 0,11$ м; $\rho = 5,0$ кН / м ³)	0,55	1,3	0,72
обмазочная пароизоляция	0,05	1,3	0,06
круглопустотная плита ($\delta = 0,12$ м; $\rho = 25$ кН / м ³)	3,0	1,1	3,3
Итого	4,06		4,68
Временная	1,68		2,4
Всего	5,74		7,08

Расчетная нагрузка на 1 м² перекрытия

$$q_1 = q + g_1 = 19,26 + 0,91 = 20,17 \text{ кН / м}^2,$$

где $q = 19,26 \text{ кН / м}^2$ – полная расчетная нагрузка на перекрытие по табл. 1.1;

g_1 – армированный бетон усиления плиты перекрытия (в двух пустотах),

$$g_1 = \left(\frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} \cdot 2 \right) \cdot \rho \cdot \gamma_f / b = \left(\frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} \cdot 2 \right) \cdot 25 \cdot 1,1 / 1,2 = 0,91 \text{ кН / м}^2.$$

Расчетная нагрузка на колонну от веса усиленного ригеля (ригель усилен подведением дополнительной упругой опоры)

$$N_{\text{риг}} = g_{\text{риг}} \cdot l_2 + g_{\text{доп}} \cdot l_2 = (4,125 + 5,35) \cdot 6 = 68,64 \text{ кН / м},$$

где $g_{\text{риг}} = \gamma_f \cdot \rho \cdot b \cdot h = 1,1 \cdot 25 \cdot 0,25 \cdot 0,6 = 4,125 \text{ кН / м};$

$g_{\text{доп}}$ – вес одного метра длины подпиральной балки из двутавра №45 по ГОСТ 8239–89,

$$g_{\text{доп}} = q_1^n \cdot \gamma_f = 66,5 \cdot 0,1 \cdot 1,1 = 7,315 \text{ кН / м}.$$

Расчетная нагрузка от веса колонны одного этажа

$$N_{\text{кол}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 21,12 \text{ кН}.$$

Вычисляем величину продольной расчетной силы в колонне первого этажа при грузовой площади $A = l_1 \times l_2 = 6,0 \times 6,0 = 36 \text{ м}^2$:

$$N_1 = A \cdot [q_2 + (n-1) \cdot q_1] + [N_{\text{риг}} + N_{\text{кол}}] \cdot n = 36 \cdot [7,08 + (4-1) \cdot 20,17] + [68,64 + 21,12] \cdot 4 = 2792,28 \text{ кН}.$$

- Определяем несущую способность существующей колонны (рис. 3.2).
1. Проверяем условие

$$\frac{l_0}{h} \leq 20; \frac{4,8}{0,4} = 12 < 20,$$

где $l_0 = H_{\text{эт}} = 4,8 \text{ м}.$

Условие выполняется, т.е. колонну можно рассчитывать как центрально-сжатый элемент, принимая величину случайного эксцентриситета $e_a = 0$.

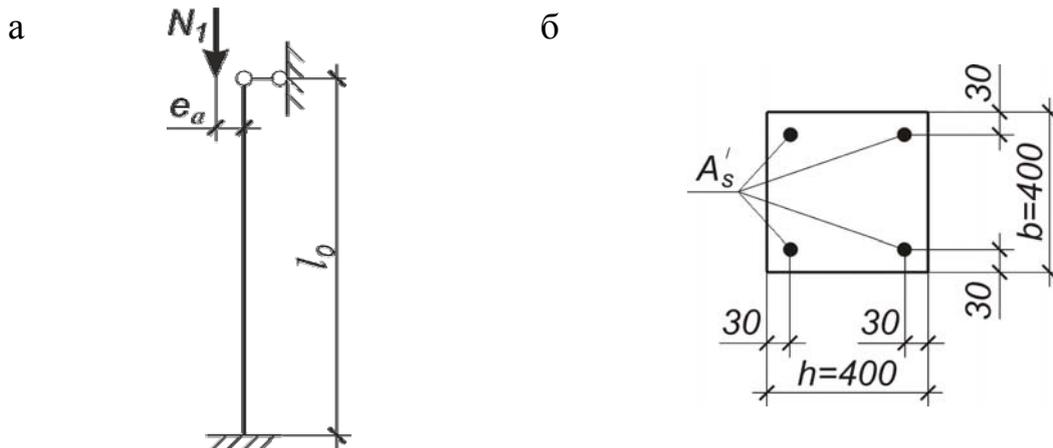


Рис. 3.2. К расчету несущей способности колонны: а – расчетная схема колонны; б – расчетное сечение

2. Определяем коэффициент φ в зависимости от гибкости $\frac{l_0}{h} = 12$ ([2, табл. 6.2], табл. 3.3 прил. 3). Принимаем $\varphi = 0,872$.
3. Продольная сила, воспринимаемая колонной, будет равна:

$$\begin{aligned}
 N &= \varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s) = \\
 &0,872 \cdot (0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 280 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6}) = \\
 &= 1640,34 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

- Проверяем условие

$$N_1 \leq N; \quad 2792,28 \text{ кН} > 1640,34 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, перегрузка составляет:

$$\frac{N_1 - N}{N} \cdot 100 \% = \frac{2792,28 - 1640,34}{1640,34} \cdot 100 \% = 70,23 \%;$$

следовательно, требуется усилить колонну.

3.1. Усиление колонны железобетонной обоймой

- Выполняем расчет усиления центрально-сжатой колонны железобетонной обоймой (рис. 3.3).

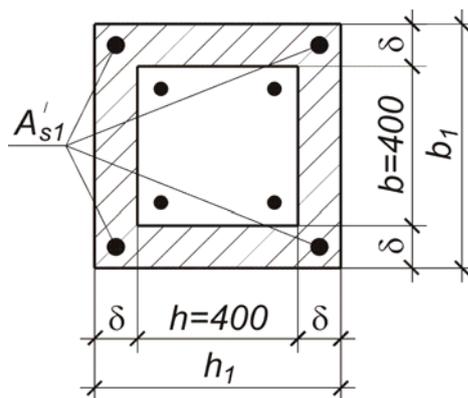


Рис. 3.3. Расчетное сечение колонны, усиленной железобетонной обоймой

1. Назначаем толщину обоймы $\delta = 60 \dots 300$ мм. Принимаем $\delta = 60$ мм. Новые размеры сечения колонны будут равны:

$$h_1 = h + 2\delta = 400 + 2 \cdot 60 = 520 \text{ мм} = 0,52 \text{ м};$$

$$b_1 = b + 2\delta = 400 + 2 \cdot 60 = 520 \text{ мм} = 0,52 \text{ м}.$$

Вычисляем площадь сечения обоймы:

$$A_1 = h_1 \cdot b_1 - h \cdot b = 0,52 \cdot 0,52 - 0,4 \cdot 0,4 = 0,11 \text{ м}^2.$$

2. Определяем коэффициент ϕ в зависимости от гибкости $\frac{l_0}{h_1} = \frac{4,8}{0,52} = 9,23$

([2, табл. 6.2], табл. 3.3 прил. 3). Принимаем $\phi = 0,904$.

3. Находим требуемую суммарную площадь арматуры усиления, выполняя ее из стержней класса А400 ($R_{sc,1} = 350$ МПа). Класс бетона назначаем не ниже В25. Принимаем тяжелый бетон класса В25 ($R_{b,1} = 14,5$ МПа) на ступень выше бетона существующей колонны.

$$A_{s,1} = \frac{\frac{N_1}{\phi} - (R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s + m \cdot R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot A_1)}{m \cdot R_{sc,1}} =$$

$$= \frac{\frac{2792,28}{0,904} - (11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 280 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6} + 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,11)}{0,9 \cdot 350 \cdot 10^3} \cdot 10^6 =$$

$$= -2,68 \cdot 10^{-4} \text{ мм}^2 < 0,$$

где $m = 0,9$ – коэффициент условий работы обоймы.

Дополнительная арматура по расчету не требуется. Исходя из конструктивных требований для сжатых элементов, принимаем $4\text{Ø}16\text{A}400$ ($A_{s1,f} = 804 \text{ мм}^2$).

• Определяем несущую способность сечения усиленной колонны.

1. Вычисляем продольную силу, воспринимаемую колонной первого этажа после усиления:

$$N_f = \varphi \cdot [(R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s) + m \cdot (R_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot A_1 + R_{sc,1} \cdot A_{s,1})] =$$

$$= 0,904 \cdot [(11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 280 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6}) + 0,9 \cdot (14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,11 +$$

$$+ 350 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6})] = 3097,40 \text{ кН}.$$

2. Продольная сила в рассматриваемой колонне от действующей нагрузки с учетом дополнительной нагрузки от железобетонной обоймы будет равна:

$$N'_1 = N_1 + N_{\text{доп}} = 2792,28 + 14,57 = 2806,85 \text{ кН},$$

где

$$N_{\text{доп}} = (h_1 \cdot b_1 - h \cdot b) \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_f =$$

$$= (0,52 \cdot 0,52 - 0,4 \cdot 0,4) \cdot 4,8 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,57 \text{ кН}.$$

3. Проверяем прочность усиленной колонны:

$$N_f > N'_1;$$

$$N_f = 3097,40 \text{ кН} > N'_1 = 2806,85 \text{ кН}.$$

Условие выполняется; следовательно, несущая способность колонны после усиления достаточна. Запас прочности

$$\frac{N_f - N'_1}{N'_1} \cdot 100 \% = \frac{3097,40 - 2806,85}{2806,85} \cdot 100 \% = 10,35 \%$$

Если условие не выполняется, т.е. $N_f < N'_1$, то необходимо увеличить толщину обоймы (в пределах рекомендованного диапазона) или диаметр дополнительной продольной арматуры. Аналогично следует поступить, если требуется повысить запас прочности (в перспективе возможно увеличение нагрузки).

• **Работы по усилению колонны железобетонной обоймой выполняются в следующей последовательности:**

- ✓ разгружается усиливаемая колонна (снимается временная нагрузка);
- ✓ вскрывается конструкция пола до верхнего обреза фундамента (или уровня плиты перекрытия);
- ✓ очищается от штукатурного слоя поверхность колонны, удаляются участки поврежденного бетона, выполняется насечка на глубину 3...6 мм;
- ✓ удаляется защитный слой, обнажается и очищается от коррозии и остатков бетона рабочая продольная арматура колонны на участках в местах приварки соединительных элементов (участки вскрытия выполняются через 500...1000 мм);
- ✓ привариваются соединительные элементы (стержни или стальные пластины) к продольной арматуре колонны;
- ✓ устанавливается в проектное положение и приваривается к соединительным элементам продольная арматура усиления;
- ✓ монтируется поперечная арматура усиления (хомуты);
- ✓ обеспыливается и промывается водой поверхность колонны;
- ✓ устанавливаются и закрепляются ярусами щиты опалубки;
- ✓ укладывается с послойным уплотнением бетонная смесь (высота слоя 200...300 мм);
- ✓ демонтируется опалубка (при наборе бетоном обоймы прочности не ниже 50 % от проектной).

3.2. Усиление колонны металлической обоймой

Величина продольной расчетной силы в колонне от полной нагрузки $N_1 = 2792,28$ кН и несущая способность колонны $N = 1640,34$ кН определены в начале разд. 3. Требуемый коэффициент усиления

$$k = \frac{N_1}{N} = \frac{2792,28}{1640,34} = 1,702, \text{ т.е. перегрузка составляет } 70,2 \text{ \%}.$$

3.2.1. Расчет усиления колонны предварительно напряженными распорками

Так как технология производства работ по усилению колонны данным способом обеспечивает плотное прилегание предварительно напряженных вертикальных уголков к колонне, усиленную конструкцию можно рассматривать как железобетонную с дополнительной внешней жесткой арматурой. Расчетное сечение показано на рис. 3.4.

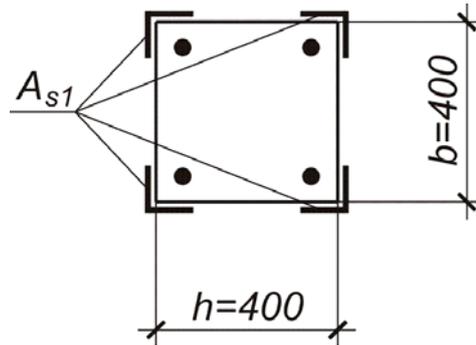


Рис. 3.4. Расчетное сечение колонны, усиленной предварительно напряженными распорками

1. Определяем коэффициент φ в зависимости от гибкости $\frac{l_0}{h} = 12$ (см. [2, табл. 6.2], табл. 3.3 прил. 3). Принимаем $\varphi = 0,872$.

2. Вычисляем требуемую площадь сечения распорок, которые выполняем из равнополочных уголков.

$$A_{s1} = \frac{\frac{N_1}{\varphi} - (R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s)}{m \cdot R_y} =$$

$$= \frac{\frac{2792,28}{0,872} - (11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 280 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6})}{0,85 \cdot 240 \cdot 10^3} 10^4 = 64,76 \text{ см}^2,$$

где $m = 0,85$ – коэффициент условий работы для предварительно напряженных распорок;

$R_y = 240$ МПа – расчетное сопротивление для распорок из стали С245.

По сортаменту (см. табл. 4.3 прил. 4) принимаем 4L125×8 ($A_{s1,f} = 19,69 \cdot 4 = 78,76 \text{ см}^2$).

4. Проверяем гибкость распорки в период монтажа на участке от места перегиба до упора в бетон выше или ниже расположенных элементов (рис. 3.5).

$$\lambda = \frac{l_{01}}{i_1} = \frac{240}{3,87} = 62,0,$$

где $l_{01} = l_0 / 2$ – расчетная длина распорки (примем $l_{01} = H_{\text{эт}} / 2 = 4,8 / 2 = 2,4 \text{ м} = 240 \text{ см}$;

i_1 – радиус инерции распорки относительно оси 1-1 (см. рис. 3.5), равный радиусу инерции одного назначенного по расчету уголка распорки $i_1 = i_x = 3,87 \text{ см}$.

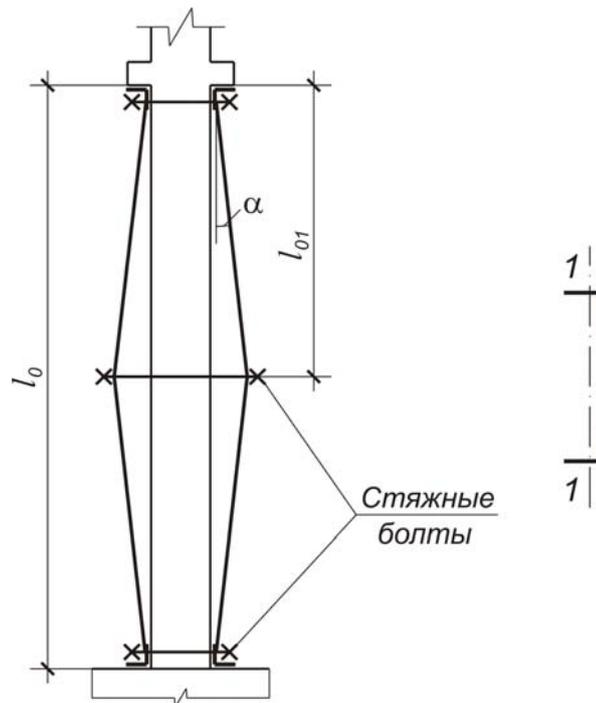


Рис. 3.5. К проверке гибкости распорки при монтаже и определению величины перегиба α

Так как $\lambda = 62,0 < 100$, принятое сечение уголков распорки достаточно. В противном случае требуется его увеличить.

5. Назначаем упорный уголок из условия обеспечения прочности бетона элемента, в который упирается распорка. В нашем случае это консоль постоянного сечения (скрытая консоль), рис. 3.6.

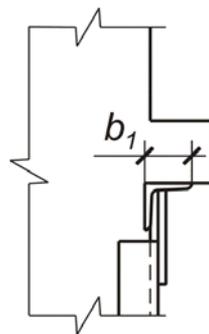


Рис. 3.6. К расчету упорного уголка

$$b_1 = \frac{N}{0,8R_b \cdot b} = \frac{275,66}{0,8 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см},$$

где $b = 0,4 \text{ м}$ – ширина сечения колонны;

N – усилие, передаваемое на консоль при выпрямлении распорки,

$$N = \sigma_{sp} \cdot \frac{A_{s1,f}}{2} = 70 \cdot 10^3 \cdot \frac{78,76 \cdot 10^{-4}}{2} = 275,66 \text{ кН};$$

здесь σ_{sp} – величина предварительного напряжения распорки, назначается в пределах 60...80 МПа.

По результатам расчета принимаем равнополочный уголок L80×8.

6. Определяем величину перегиба распорки (см. рис. 3.5) при назначенном значении $\sigma_{sp} = 70$ МПа.

По графику (прил. 5) получим $i = \operatorname{tg}\alpha = 0,03$, откуда $\alpha = \operatorname{arctg} 0,03 \approx 1,72^\circ$.

• Определяем несущую способность сечения усиленной колонны.

1. Принимаем коэффициент $\varphi = 0,872$.

2. Вычисляем продольную силу, воспринимаемую колонной первого этажа после усиления.

$$N_f = \varphi \cdot [R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s + m \cdot R_y \cdot A_{s1,f}] = 0,872 \cdot [(11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 0,4 + 280 \cdot 10^3 \cdot 804 \cdot 10^{-6} + 0,85 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 78,76 \cdot 10^{-4})] = 3041,38 \text{ кН}.$$

3. Продольная сила с учетом дополнительной нагрузки от веса распорок

$$N'_1 = N_1 + N_{\text{доп}} = 2792,28 + 3,0 = 2795,28 \text{ кН},$$

где $N_{\text{доп}} = 4g \cdot l = 4 \cdot 15,6 \cdot 10 \cdot 4,8 = 2995,2 \text{ Н} \approx 3,0 \text{ кН}$.

4. Проверяем условие

$$N_f > N'_1;$$

$$N_f = 3041,38 \text{ кН} > N'_1 = 2795,28 \text{ кН}.$$

Условие выполняется; следовательно, несущая способность усиленной колонны достаточна. Запас прочности составит:

$$\frac{N_f - N'_1}{N'_1} \cdot 100 \% = \frac{3041,38 - 2795,28}{2795,28} \cdot 100 \% = 8,80 \%$$

Если условие не выполняется, т.е. $N_f < N'_1$, то необходимо увеличить сечение уголков распорок $A_{s1,f}$.

• **Работы по усилению колонны предварительно напряженными распорками выполняются в следующей последовательности:**

✓ вскрывается конструкция пола до верхнего обреза фундамента (или уровня плиты перекрытия);

✓ очищается от штукатурного слоя поверхность колонны, удаляются участки поврежденного бетона;

- ✓ скалывается защитный слой бетона колонны в верхней и нижней зонах колонны;
- ✓ устанавливаются строго горизонтально на цементно-песчаном растворе упорные уголки таким образом, чтобы внутренняя грань вертикальной полки располагалась вровень с боковой поверхностью усиливаемой колонны;
- ✓ выравнивается цементно-песчаным раствором бетонная поверхность колонны;
- ✓ заготавливаются распорки из стальных уголков с предварительно сделанными посередине их длины вырезами в боковых полках и приваренными к уголкам сверху и снизу пластинами (планками);
- ✓ перегибаются распорки и затем устанавливаются в проектное положение (после набора цементно-песчаным раствором прочности, равной 70 % от проектной);
- ✓ прижимаются к колонне монтажными болтами верхние и нижние планки;
- ✓ затягиваются гайки средних стяжных болтов до полного выпрямления уголков распорок;
- ✓ привариваются соединительные планки от середины, последовательно вверх и вниз;
- ✓ снимаются стяжные болты;
- ✓ оштукатуривается поверхность усиленной колонны по сетке.

3.2.2. Расчет усиления колонны обычной металлической обоймой

Расчет металлической обоймы выполняем как самостоятельной системы (рис. 3.7).

1. Определяем расчетное продольное усилие, передаваемое на конструкцию усиления – металлическую сквозную колонну, обрамляющую существующую железобетонную:

$$N' = N_1 - N = 2792,28 - 1640,34 = 1151,94 \text{ кН}.$$

2. Вычисляем требуемую площадь сечения вертикальных уголков, принимая $\varphi = 1,0$:

$$A_{s1} = \frac{N'}{\varphi \cdot R_y \cdot m} = \frac{1151,94}{1,0 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} \cdot 10^4 = 60,0 \text{ см}^2,$$

где m – коэффициент условий работы, зависящий от степени разгрузки ($m = 0,7$ – при разгрузке на 25%; $m = 0,8$ – на 50%; $m = 0,9$ – на 75%; $m = 0,95$ – при полной разгрузке). При разгрузке на 50% примем $m = 0,8$.

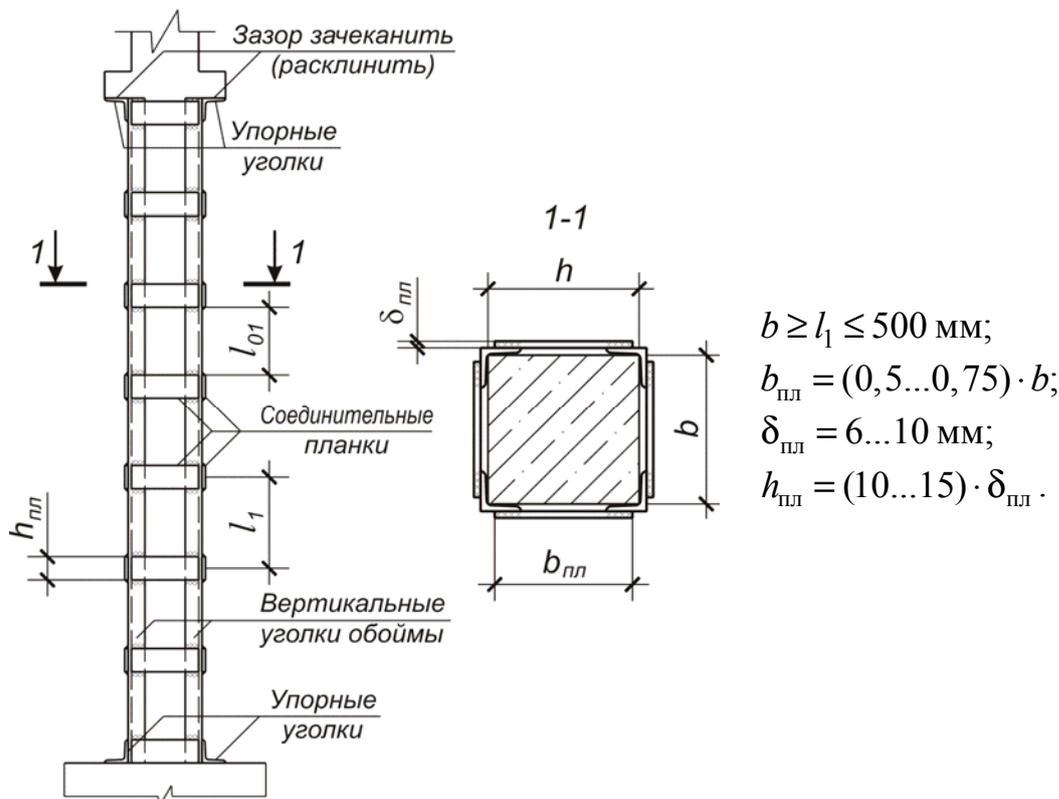


Рис. 3.7. Схема усиления колонны обычной металлической обоймой

В соответствии с требуемой площадью сечения вертикальных уголков $A_{s1} = 57,14 \text{ см}^2$ можно принять $4L100 \times 8$ ($A_{s1,f} = 15,60 \times 4 = 62,40 \text{ см}^2$; $i_x = 3,07 \text{ см}$).

• Определяем фактическую несущую способность металлической обоймы.

1. Расчетную длину вертикальных уголков обоймы назначаем с учетом их упора к железобетонной колонне и раскрепления поперечными планками. Условно (в запас прочности) примем расчетную длину уголка $l_{01} = l_1 = b = 400 \text{ мм} = 40 \text{ см}$, где $b = 400 \text{ мм}$ – ширина сечения колонны.

2. Гибкость

$$\lambda = \frac{l_{01}}{i_x} = \frac{40}{3,07} = 13,0,$$

где $i_x = 3,07 \text{ см}$ – радиус инерции одного уголка.

По [6, табл. 72] получим $\varphi = 0,979$.

3. Расчетная величина продольной силы, воспринимаемой вертикальными уголками металлической обоймы, будет равна:

$$N'_f = \varphi \cdot R_y \cdot A_{s1,f} \cdot m = 0,979 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 62,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0,8 = 1172,92 \text{ кН} >$$

$$> N' = 1151,94 \text{ кН.}$$

Несущая способность уголков металлической обоймы достаточна. Запас прочности составит:

$$\frac{N'_f - N'_1}{N'_1} \cdot 100 \% = \frac{1172,92 - 1151,94}{1151,94} \cdot 100 \% = 1,82 \% .$$

Если требуется увеличить резерв прочности усиленной колонны, необходимо увеличить площадь сечения вертикальных уголков $A_{s1,f}$.

• **Работы по усилению колонны металлической обоймой выполняются в следующей последовательности:**

- ✓ максимально разгружается усиливаемая колонна;
- ✓ вскрывается конструкция пола до верхнего обреза фундамента (или уровня плиты перекрытия);
- ✓ выравнивается (скалывается) поверхность бетона по граням колонны;
- ✓ устанавливаются на цементно-песчаном растворе вертикальные уголки усиления и прижимаются к колонне с помощью струбцин;
- ✓ привариваются к уголкам поперечные планки с шагом, не превышающим минимальный размер сечения усиливаемой колонны;
- ✓ выполняют упор ветвей обоймы в элементы перекрытия и консоли колонны, приваривая вверху и внизу конструкции усиления упорные уголки;
- ✓ включаются в работу вертикальные уголки усиления посредством зачеканки цементно-песчаным раствором на расширяющемся цементе (либо расклинивания стальными клиньями) зазора между верхними упорными уголками консолями колонны;
- ✓ оштукатуривается поверхность усиленной колонны по сетке.

4. УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА ПЕРВОГО ЭТАЖА

Требуется усилить кирпичный простенок первого этажа в связи с увеличением временной нагрузки на перекрытие.

Исходные данные: пролет ригеля, усиленного шпренгелем, $l = 6,0$ м; шаг ригелей $6,0$ м; длина площадки опирания $c = 350$ мм; высота этажа $H_{эт} = 4,8$ м; количество этажей $n = 4$; толщина наружной стены $h = 640$ мм; ширина простенка $b = 1300$ мм. Кладка выполнена из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на цементно-песчаном растворе марки 50. Полезная нагрузка на перекрытие $v = 12,5$ кПа. Снеговой район – IV ($s_g = 2,4$ кПа).

Выявляем необходимость усиления кирпичного простенка.

• Определяем расчетные усилия от действующей нагрузки в сечении I-I (рис. 4.1).

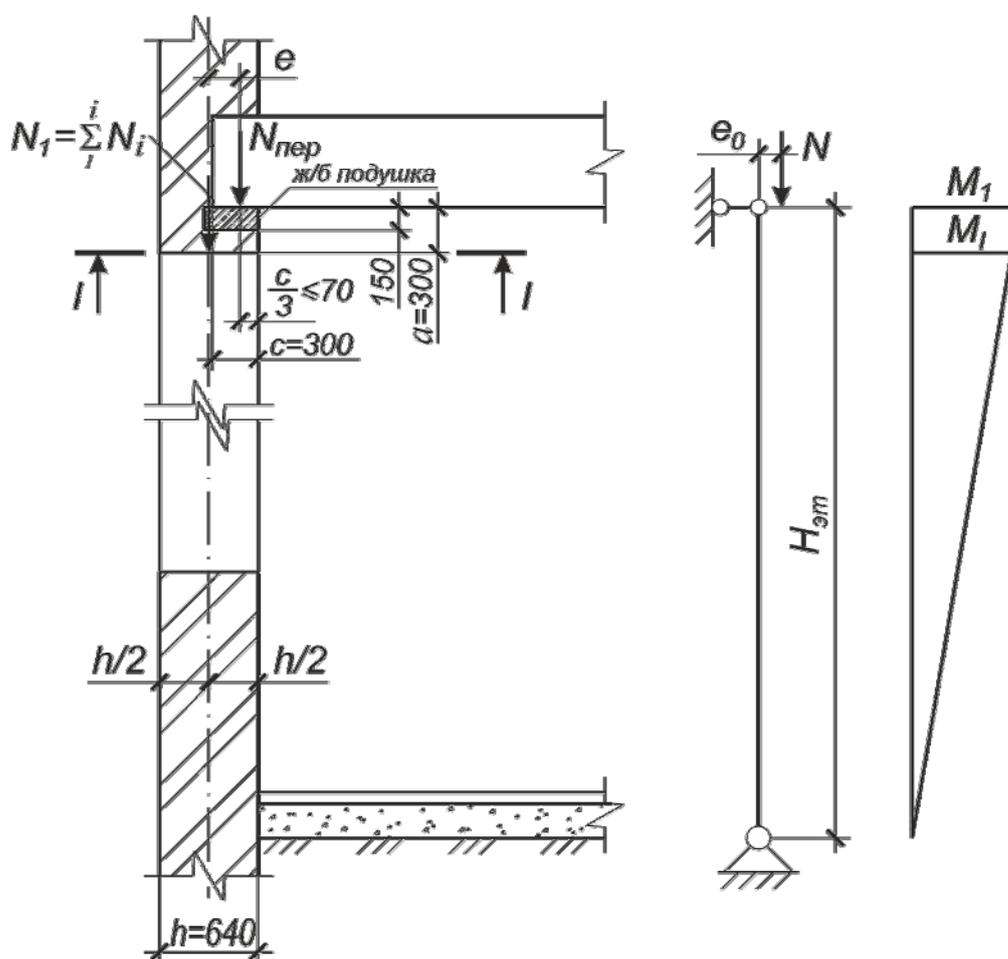


Рис. 4.1. К определению расчетных усилий в сечении I-I простенка

1. Вычисляем расчетную продольную силу:

✓ от собственного веса стены

$$N_{\text{ст}} = (n - 1) \cdot b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = \\ = (4 - 1) \cdot 1,3 \cdot 0,64 \cdot 4,8 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 308,39 \text{ кН},$$

где $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ – плотность кирпичной кладки;

1,3 – повышающий коэффициент, учитывающий дополнительную нагрузку от межоконных перемычек;

✓ от перекрытия

$$N_{\text{пер}} = q_1 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{\text{риг}}}{2} = 20,17 \cdot 6,0 \cdot \frac{6,0}{2} + \frac{24,75}{2} = 375,44 \text{ кН},$$

где $q_1 = 20,17 \text{ кН/м}^2$ – полная расчетная нагрузка на 1 м^2 перекрытия с учетом армированного бетона усиления плиты (см. п. 3);

$N_{\text{риг}}$ – расчетная нагрузка от веса усиленного ригеля (элементы усиления шпренгельной системы в нашем случае условно не учтены),

$$N_{\text{риг}} = b_{\text{риг}} \cdot h_{\text{риг}} \cdot l \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 24,75 \text{ кН};$$

✓ от покрытия

$$N_{\text{покр}} = q_2 \cdot B \cdot \frac{l}{2} + \frac{N_{\text{риг}}}{2} = 7,08 \cdot 6,0 \cdot \frac{6,0}{2} + \frac{24,75}{2} = 139,82 \text{ кН},$$

где $q_2 = 7,08 \text{ кН/м}^2$ – полная расчетная нагрузка от покрытия (см. табл. 3.1).

Суммарная величина расчетной продольной силы в сечении I-I

$$N_1 = \sum_1^i N_i = N_{\text{ст}} + (n - 1) \cdot N_{\text{пер}} + N_{\text{покр}} = \\ 308,39 + (4 - 1) \cdot 375,44 + 139,82 = 1574,53 \text{ кН}.$$

2. Определяем расчетный изгибающий момент:

✓ под опорой ригеля над первым этажом (см. рис. 4.1)

$$M = N_{\text{пер}} \cdot e = 375,44 \cdot 0,25 = 93,86 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $e = \frac{h}{2} - \frac{c}{3} = \frac{640}{2} - \frac{70}{3} = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м};$

здесь $h = 640$ мм – толщина стены (простенка); $c = 350$ мм – длина площадки опирания ригеля на стену; $\frac{c}{3} = \frac{300}{3} = 100$ мм $>$ 70 мм, принимаем 70 мм [8, п. 4.18];

✓ в сечении I-I

$$M_I = \frac{H_{\text{эт}} - a}{H_{\text{эт}}} \cdot M = \frac{4,8 - 0,3}{4,8} \cdot 93,86 = 87,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. Вычисляем эксцентриситет продольной силы относительно оси симметрии простенка (начальный эксцентриситет) (рис. 4.2):

$$e_0 = \frac{M_I}{N_1} = \frac{87,99}{1574,53} = 0,056 \text{ м}.$$

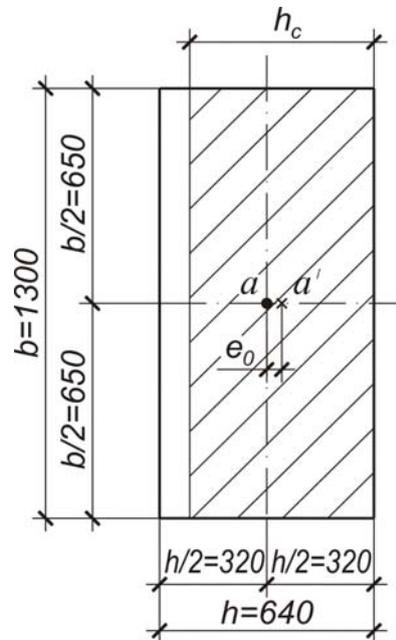


Рис. 4.2. Поперечное сечение простенка

• Определяем несущую способность простенка.

1. Вычисляем площадь сечения простенка:

$$A = h \times b = 0,64 \times 1,3 = 0,832 \text{ м}^2.$$

2. Находим расчетную длину простенка:

$$l_0 = H_{\text{эт}} = 4,8 \text{ м}.$$

3. Принимаем упругую характеристику кладки из кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 50 $\alpha = 1000$ (см. [7, табл. 15], табл. 6.2 прил. 6).

4. Гибкость стены в пределах первого этажа

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4,8}{0,64} = 7,5.$$

5. В зависимости от λ_h и α определяем коэффициент продольного изгиба $\phi = 0,93$ (см. [7, табл. 18], табл. 6.3 прил. 6).

6. Находим площадь и высоту сжатой части сечения

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 1,3 \cdot 0,64 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,056}{0,64}\right) = 0,686 \text{ м}^2;$$

$$h_c = h - 2e_0 = 0,64 - 2 \cdot 0,056 = 0,528 \text{ м}.$$

7. В зависимости от $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{4,8}{0,528} = 9,09$ и $\alpha = 1000$ принимаем $\phi_c = 0,898$ (см. [7, табл. 18], табл. 6.3 прил. 6).

8.
$$\phi_1 = \frac{\phi + \phi_c}{2} = \frac{0,93 + 0,898}{2} = 0,914.$$

9. Определяем коэффициент ω (см. [7, табл. 19], табл. 6.4 прил. 6)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,056}{0,64} = 1,09 < 1,45.$$

Принимаем $\omega = 1,09$.

10. Вычисляем величину расчетной продольной силы, воспринимаемой сечением простенка:

$$N = m_g \cdot \phi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1,0 \cdot 0,914 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,686 \cdot 1,09 = 1025,15 \text{ кН},$$

где m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки ($m_g = 1,0$ при $h = 0,64 \text{ м} > 0,3 \text{ м}$);

$R = 1,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление кладки сжатию.

• Проверяем условие

$$N \geq N_1; 1025,15 \text{ кН} < 1574,53 \text{ кН}.$$

Условие не удовлетворяется; следовательно, требуется усиление простенка. Коэффициент усиления $k = \frac{N_1}{N} = \frac{1574,53}{1025,15} = 1,536$, т.е. необходимо увеличить прочность простенка на 53,6 %.

4.1. Усиление простенка стальной облоймой

Схема усиления кирпичного простенка стальной облоймой приведена на рис. 4.3.

Назначим элементы усиления минимального сечения. Принимаем для облоймы сталь марки ВСтЗсп (аналогична стали класса А240). Вертикальную арматуру облоймы (уголки) принимаем по конструктивным соображениям из равнополочных уголков 4L50×6 ($A'_s = 5,69 \times 4 = 22,74 \text{ см}^2$). Хомуты облоймы принимаем из полосовой стали сечением 35×8 мм ($A_{sw} = 2,80 \text{ см}^2$) с шагом $s = 350 \text{ мм}$.

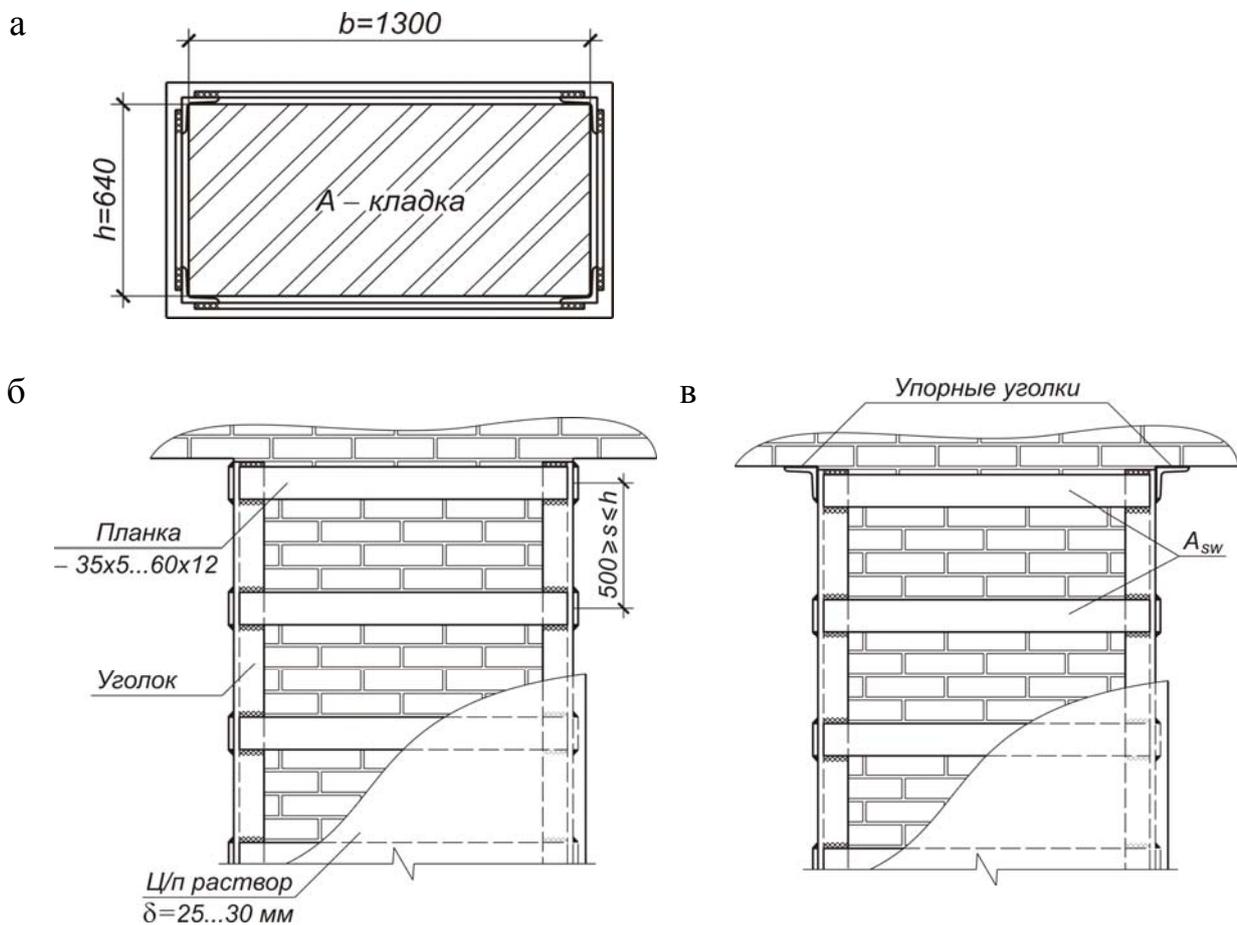


Рис. 4.3. Схема усиления простенка стальной облоймой:
 а – поперечное сечение усиленного простенка; б – без непосредственной передачи нагрузки на облоймы; в – при передаче нагрузки на облойму с одной (вверху) или с двух (вверху и внизу) сторон

Прочность простенка, усиленного по такой схеме, проверяют из условия

$$N_1 \leq \psi \cdot \phi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s \right],$$

где ψ и η – коэффициенты, равные при внецентренном сжатии:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,056}{0,64} = 0,825;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,056}{0,64} = 0,650;$$

$\phi = \phi_1 = 0,914$ и $m_g = 1,0$; m_k – коэффициент условий работы кладки. Принимаем $m_k = 1,0$ для кладки без повреждений ($m_k = 0,7$ – при наличии повреждений); μ – процент армирования поперечными планками,

$$\mu = \frac{2A_{sw} \cdot (h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 2,80 \cdot 10^2 \cdot (640+1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 350} \cdot 100\% = 0,373\%;$$

где $R_{sw} = 150$ МПа – расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы по [8, табл. 10];

R_{sc} – расчетное сопротивление вертикальных уголков ($R_{sc} = 43$ МПа – при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму;

$R_{sc} = 190$ МПа – при передаче нагрузки с двух сторон – вверху и внизу обоймы).

1. Определяем величину расчетной продольной силы, воспринимаемой усиленным простенком при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму (рис. 4.3, б):

$$\begin{aligned} N_f &= \psi \cdot \phi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s \right] = 0,825 \cdot 0,914 \times \\ &\times \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,373}{1+2,5 \cdot 0,373} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 0,64 \cdot 1,3 + 43 \cdot 10^3 \cdot 22,74 \cdot 10^{-4} \right] = \\ &= 1333,99 \text{ кН} < N_1 = 1574,53 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Прочность простенка, усиленного посредством обжатия поперечной арматурой обоймы при заданных размерах хомутов (сечением 35×8 мм) и шаге $s = 350$ мм, недостаточна. Перегрузка составляет:

$$\frac{N_1 - N_f}{N_f} \cdot 100\% = \frac{1574,53 - 1333,99}{1333,99} \cdot 100\% = 18,03\%.$$

Увеличим размеры сечения планок до 60×12 мм ($A_{sw} = 7,20$ см²), примем шаг планок $s = 250$ мм, вертикальную арматуру из $4L90 \times 8$ ($A'_s = 13,93 \times 4 = 55,72$ см²).

$$\mu = \frac{2 \cdot 7,20 \cdot 10^2 \cdot (640 + 1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 250} \cdot 100\% = 1,343\%;$$

$$N_f = 0,825 \cdot 0,914 \cdot \left[(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{2,5 \cdot 1,343}{1 + 2,5 \cdot 1,343} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \times \right. \\ \left. \times 0,64 \cdot 1,3 + 43 \cdot 10^3 \cdot 55,72 \cdot 10^{-4} \right] = 1593,03 \text{ кН} > N_1 = 1574,53 \text{ кН}.$$

Условие выполняется; следовательно, несущая способность простенка достаточна при минимальном запасе прочности.

$$\frac{N_f - N_1}{N_1} \cdot 100\% = \frac{1593,03 - 1574,53}{1574,53} \cdot 100\% = 1,17\%.$$

2. Находим величину расчетной продольной силы, воспринимаемой усиленным простенком при передаче нагрузки на обойму с двух сторон (рис. 4.3, в). По [8, табл. 10] в этом случае расчетное сопротивление вертикальных уголков принимается $R_{sc} = 190$ МПа. Принимаем элементы усиления, при использовании которых несущая способность кирпичного простенка была обеспечена в первом варианте, т.е. планки сечением 60×12 мм ($A_{sw} = 7,20$ см²), с шагом $s = 250$ мм, вертикальную арматуру из $4L90 \times 8$ ($A'_s = 13,93 \times 4 = 55,72$ см²).

$$N_f = 0,825 \cdot 0,914 \cdot \left[(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{2,5 \cdot 1,343}{1 + 2,5 \cdot 1,343} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \times \right. \\ \left. \times 0,64 \cdot 1,3 + 190 \cdot 10^3 \cdot 55,72 \cdot 10^{-4} \right] = 2210,66 \text{ кН} > N_1 = 1574,53 \text{ кН}.$$

Несущая способность простенка в этом случае обеспечивается с большим запасом прочности.

$$\frac{N_f - N_1}{N_1} \cdot 100 \% = \frac{2210,66 - 1574,53}{1574,53} \cdot 100 \% = 40,40 \%$$

• **Работы по усилению кирпичного простенка стальной облоймой выполняются в следующей последовательности:**

- ✓ выравнивается (оштукатуривается цементно-песчаным раствором) поверхность усиливаемого простенка;
- ✓ устанавливаются в проектное положение на цементно-песчаном растворе вертикальные уголки усиления;
- ✓ привариваются к уголкам соединительные планки с шагом, не превышающим минимальный размер сечения усиливаемого простенка;
- ✓ тщательно зачеканиваются жестким раствором (или инъецируются) зазоры между элементами облоймы и каменной кладкой;
- ✓ оштукатуривается поверхность усиленного простенка.

4.2. Усиление простенка железобетонной облоймой

Схема усиления кирпичного простенка железобетонной облоймой приведена на рис. 4.4.

Выполняем облойму из тяжелого бетона класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа) толщиной $\delta = 60$ мм. Арматуру облоймы принимаем класса А240 (соответствует стали класса А-I): вертикальные стержни $12\text{Ø}6\text{A}240$ ($A'_s = 28,3 \cdot 12 = 339,6$ мм²), хомуты – $\text{Ø}6\text{A}240$ ($A_{sw} = 28,3$ мм²) с шагом $s = 150$ мм.

Определяем размеры сечения усиленного простенка

$$b_1 = b + 2\delta = 1300 + 2 \cdot 60 = 1420 \text{ мм} = 1,42 \text{ м};$$

$$h_1 = h + 2\delta = 640 + 2 \cdot 60 = 760 \text{ мм} = 0,76 \text{ м}.$$

Несущую способность усиленного простенка определяем по формуле

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right],$$

где ψ , η , m_g и m_k – коэффициенты (см. начало разд. 4);

μ – процент армирования хомутами,

$$\mu = \frac{2A_{sw} \cdot (h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100 \% = \frac{2 \cdot 28,3 \cdot (640+1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 150} \cdot 100 \% = 0,088 \%$$

A_b – площадь сечения бетона обоймы, заключенной между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя),

$$A_b = (b_1 - 2a) \cdot (h_1 - 2a) - b \cdot h = (1420 - 2 \cdot 20) \cdot (760 - 2 \cdot 20) - 1300 \cdot 640 = 161600 \text{ мм}^2 = 0,1616 \text{ м}^2;$$

$R_{sw} = 150 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы [8, табл. 10]; R_{sc} – расчетное сопротивление вертикальных стержней ($R_{sc} = 43 \text{ МПа}$ – при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму; $R_{sc} = 190 \text{ МПа}$ – при передаче нагрузки с двух сторон); m_b – коэффициент условий работы бетона ($m_b = 0,35$ – без непосредственной передачи нагрузки на обойму; $m_b = 0,7$ – при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы; $m_b = 1,0$ – при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы).

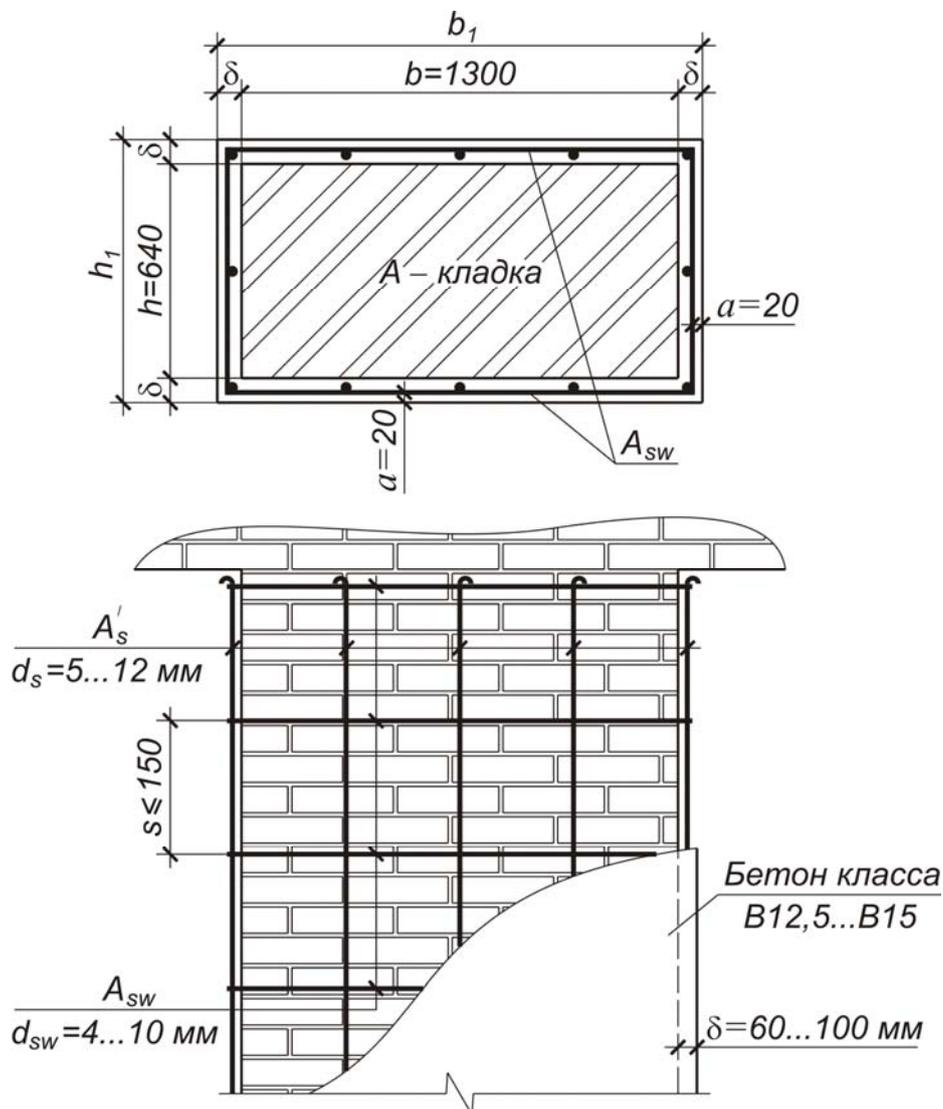


Рис. 4.4. Схема усиления простенка железобетонной обоймой

1. Вычисляем расчетную продольную силу, воспринимаемую усиленным простенком при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right] =$$

$$= 0,825 \cdot 0,914 \cdot \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{3 \cdot 0,088}{1 + 0,088} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 0,64 \cdot 1,3 + \right.$$

$$\left. + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1616 + 43 \cdot 10^3 \cdot 339,6 \cdot 10^{-6} \right] = 1463,01 \text{ кН}.$$

Так как $N_f = 1463,01 \text{ кН} < N_1 = 1574,53 \text{ кН}$, несущая способность простенка после усиления недостаточна.

Для повышения эффективности усиления требуется увеличить либо толщину обоймы δ , либо диаметр арматуры усиления или уменьшить шаг хомутов s .

Выполним вертикальное и поперечное армирование обоймы из стержней $\text{Ø}10\text{A}240$ ($A'_s = 78,5 \cdot 12 = 942,0 \text{ мм}^2$). Определяем процент армирования хомутами

$$\mu = \frac{2 \cdot 78,5 \cdot (640 + 1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 150} \cdot 100 \% = 0,244 \%$$

Величина продольной силы, воспринимаемой усиленным простенком, в этом случае будет равна:

$$N_f = 0,825 \cdot 0,914 \cdot \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{3 \cdot 0,244}{1 + 0,244} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 0,64 \cdot 1,3 + \right.$$

$$\left. + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1616 + 43 \cdot 10^3 \cdot 942,0 \cdot 10^{-6} \right] = 1694,05 \text{ кН} >$$

$$N_1 = 1574,53 \text{ кН}.$$

Запас прочности составит:

$$\frac{N_f - N_1}{N_1} \cdot 100 \% = \frac{1694,05 - 1574,53}{1574,53} \cdot 100 \% = 7,59 \%$$

Для увеличения резерва прочности можно одновременно уменьшить шаг поперечной арматуры.

2. Определяем величину расчетной продольной силы, воспринимаемой простенком после усиления при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу. Армирование обоймы выполняем из стержней $\varnothing 6A240$.

$$N_f = 0,825 \cdot 0,914 \cdot \left[1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{3 \cdot 0,088}{1 + 0,088} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right] \cdot 0,64 \cdot 1,3 + \\ + 1,0 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1616 + 190 \cdot 10^3 \cdot 339,6 \cdot 10^{-6}] = 2173,90 \text{ кН} >$$

$$N_1 = 1574,53 \text{ кН.}$$

Запас прочности при этом будет равен:

$$\frac{N_f - N_1}{N_1} \cdot 100 \% = \frac{2173,90 - 1574,53}{1574,53} \cdot 100 \% = 38,07 \%$$

Эффективность усиления в этом случае значительно повысилась. Чтобы обеспечить двустороннее нагружение обоймы, необходимо тщательно уплотнить верхнюю зону обоймы (например, используя бетон на расширяющемся цементе). В нижней зоне плотное прилегание обоймы усиления обеспечивается за счет послойного уплотнения бетонной смеси при бетонировании.

• Работы по усилению кирпичного простенка железобетонной обоймой выполняются в следующей последовательности:

- ✓ расчищаются вертикальные и горизонтальные швы усиливаемого простенка, поверхность кладки обрабатывается насечкой и промывается водой;
- ✓ устанавливаются в проектное положение сетки усиления (в местах нахлеста сетки свариваются между собой);
- ✓ устанавливаются и закрепляются ярусами щиты опалубки;
- ✓ укладывается с послойным уплотнением бетонная смесь (высота слоя 200...300 мм);
- ✓ демонтируется опалубка (при наборе бетоном обоймы прочности не ниже 50 % от проектной).

4.3. Усиление простенка растворной обоймой

Схема усиления кирпичного простенка растворной обоймой приведена на рис. 4.5.

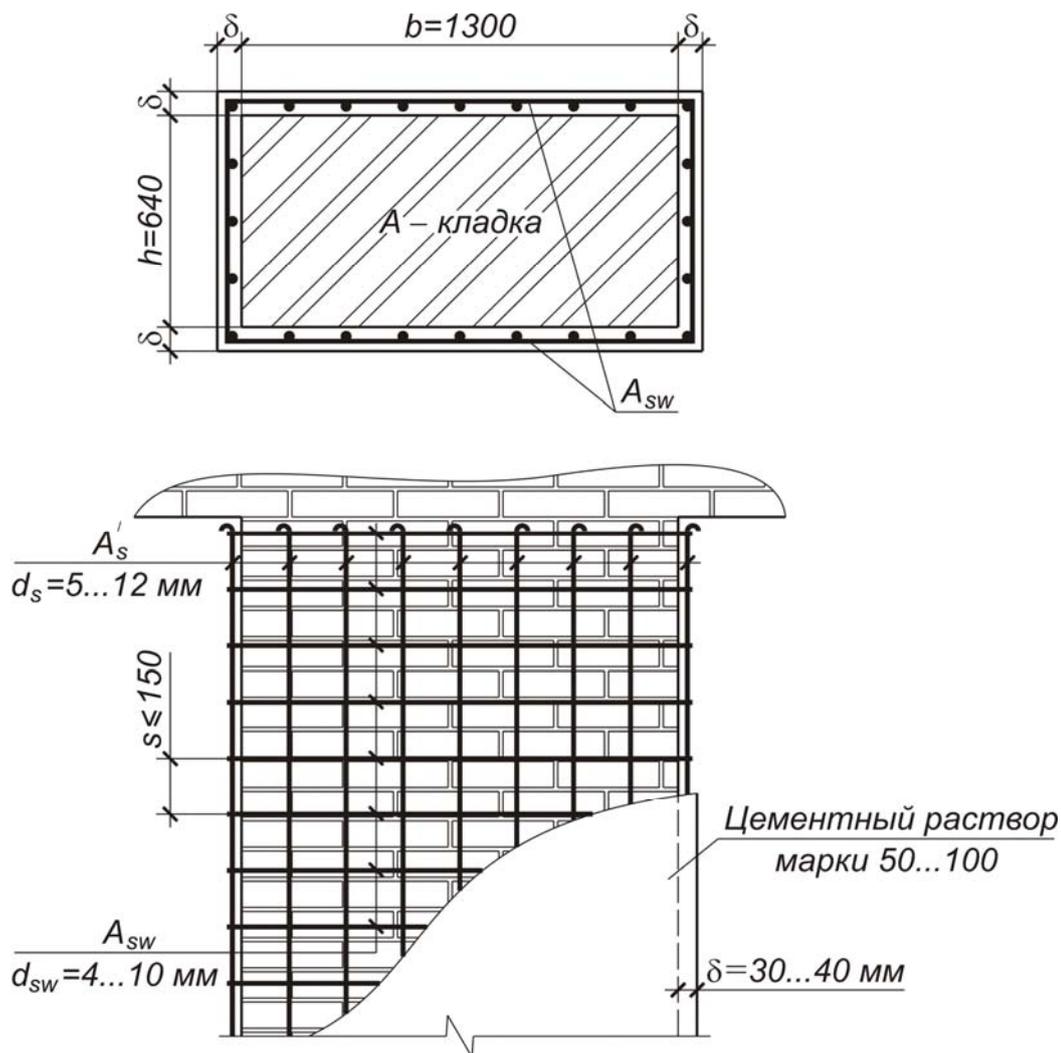


Рис. 4.5. Схема усиления простенка растворомной облоймой

Армирование выполняем сеткой из стержневой арматуры класса А240 (соответствует стали класса А-І) $\text{Ø}6\text{A}240$ ($A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$) с ячейкой 100 мм ($s = 100 \text{ мм}$). Сетку покрываем слоем цементного раствора марки 100 толщиной $\delta = 30 \text{ мм}$.

Определяем несущую способность простенка, усиленного растворомной облоймой:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,8\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A = 0,825 \cdot 0,914 \cdot (1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 +$$

$$+ 0,65 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,132}{1+2 \cdot 0,132} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \cdot 0,64 \cdot 1,3 = 1119,91 \text{ кН},$$

где
$$\mu = \frac{2A_{sw} \cdot (h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100 \% = \frac{2 \cdot 28,3 \cdot (640+1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 100} \cdot 100 \% = 0,132 \%$$

Так как $N_f = 1119,91 \text{ кН} < N_1 = 1574,53 \text{ кН}$, несущая способность простенка после усиления недостаточна. Перегрузка составит:

$$\frac{N_1 - N_f}{N_f} \cdot 100 \% = \frac{1574,53 - 1119,91}{1119,91} \cdot 100 \% = 40,59 \%$$

Увеличим диаметр хомутов. Принимаем максимальный диаметр из рекомендуемых нормами [8, п. 5.37] $\text{Ø}10\text{A}240$ ($A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$). Вычислим процент армирования хомутами:

$$\mu = \frac{2 \cdot 78,5 \cdot (640 + 1300)}{640 \cdot 1300 \cdot 100} \cdot 100 \% = 0,367 \%$$

Величина продольной силы, воспринимаемой усиленным простенком, в этом случае будет равна:

$$N_f = 0,825 \cdot 0,914 \cdot (1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3 + 0,65 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,367}{1 + 2 \cdot 0,367} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100}) \cdot 0,64 \cdot 1,3 =$$

$$= 1303,55 \text{ кН} < N_1 = 1574,53 \text{ кН}.$$

Несущая способность простенка увеличилась, но недостаточно. В целом, использованием растворной обоймы, армированной хомутами из стержневой арматуры $\text{Ø}10\text{A}240$ с шагом $s = 100 \text{ мм}$, удалось увеличить несущую способность простенка только на

$$\frac{N_f - N}{N} \cdot 100 \% = \frac{1303,55 - 1053,47}{1053,47} \cdot 100 \% = 23,74 \% < 40,59 \%$$

• Работы по усилению кирпичного простенка растворной обоймой выполняются в следующей последовательности:

- ✓ расчищаются вертикальные и горизонтальные швы усиливаемого простенка, поверхность кладки обрабатывается насечкой и промывается водой;
- ✓ устанавливаются в проектное положение сетки усиления (в местах нахлеста сетки свариваются между собой);
- ✓ забиваются в швы кладки гвозди длиной 100...150 мм (для лучшего примыкания сеток к поверхности простенка);
- ✓ наносится вручную (или торкретированием) слой цементно-песчаного раствора толщиной 20...30 мм.

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

• Усиление сборных плит перекрытия

1. В чем преимущества и недостатки усиления плит перекрытия способом наращивания сечения?
2. Как обеспечить совместную работу существующей плиты и армированной набетонки?
3. Как будут воспринимать нагрузку новая и существующая плиты, если совместность их работы не достигнута?
4. С какой целью армируется монолитная плита усиления?
5. Когда эффективность усиления плит дополнительным армированием будет максимальной?
6. В каком случае возникает необходимость усиления плит перекрытия комбинированным способом (дополнительное армирование при одновременном наращивании сечения)?

• Усиление балок перекрытия шпренгельными системами

1. Перечислите преимущества данного способа усиления.
2. Можно ли, используя шпренгель, одновременно увеличить несущую способность балки в пролете и на опоре?
3. Каким образом осуществляется предварительное напряжение стержневой арматуры шпренгеля?
4. Изменится ли напряженное состояние балки после усиления шпренгелем?
5. Изменяя какие параметры конструкции шпренгеля, можно увеличить эффективность усиления?
6. Что дает предварительное напряжение элементов усиления?

• Усиление подведением упругой опоры

1. Какие конструктивные элементы усиления создают упругую опору?
2. Требуется ли разгрузка железобетонной балки перед выполнением работ по усилению?
3. Какой элемент усиления подбирается расчетом?
4. Какое условие положено в основу расчета усиления?
5. Изменится ли расчетная схема железобетонной балки после усиления?

• Усиление подведением жесткой опоры

1. Какие элементы усиления создают жесткую опору?
2. Перечислите преимущества и недостатки способа усиления балок подведением жесткой опоры.

3. Как включить в совместную работу с железобетонной балкой жесткую опору (стойку или подкосы)?

4. Нарисуйте расчетную схему железобетонной балки после усиления.

5. Перечислите основные этапы расчета усиления.

6. С какой целью максимально разгружают железобетонную балку перед выполнением работ по усилению?

• **Усиление железобетонной колонны железобетонной обоймой**

1. Как обеспечить совместность работы железобетонной колонны с обоймой (технология выполнения работ по усилению)?

2. Требуется ли разгрузка колонны перед выполнением работ по усилению? Если требуется, то с какой целью?

• **Усиление колонны металлической обоймой**

1. Как обеспечить передачу нагрузки на конструкцию усиления при выполнении обычной металлической обоймы?

2. Как создается предварительное напряжение распорок?

3. Какие преимущества дает использование при усилении предварительно напряженных элементов?

• **Усиление кирпичного простенка**

1. Какой способ усиления дает наименьшую эффективность?

2. Работа каких элементов усиления обеспечивает увеличение несущей способности простенка?

3. Каким образом можно максимально включить в работу вертикальную арматуру обоймы?

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]: СНиП 52-01–2003. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. Свод правил [Текст]: СП 52-101-2003. – М.: ФГУП ЦПП, 2006. – 54 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01–2003 [Текст]: СП 63.13330.2012. – М.: Минрегион России, 2012. – 155 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]: СНиП 2.03.01–84* / Госстрой России – М.: ФГУП ЦПП, 2000.
5. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования [Текст]: СНиП 2.01.07–85* / Госстрой России – М.: ФГУП ЦПП, 2003.
6. Стальные конструкции. Нормы проектирования [Текст]: СНиП II-23-81* / Госстрой России – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 90 с.
7. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования [Текст]: СНиП II-22–81* / Госстрой России – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
8. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22–81*) / Госстрой России [Текст]. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
9. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22–81* [Текст]: СП 15.13330.2012. – М.: Минрегион России, 2012. – 73 с.
10. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК [Текст]. – М.: Стройиздат, 1989.
11. Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент [Текст]: ГОСТ 10704–91. – М.: Изд-во стандартов, 1991.
12. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент [Текст]: ГОСТ 8239–89. – М.: Изд-во стандартов, 1989.
13. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент [Текст]: ГОСТ 8240–97. – М.: Изд-во стандартов, 1997.
14. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент [Текст]: ГОСТ 8509–93. – М.: Изд-во стандартов, 1993.
15. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент [Текст]: ГОСТ 19903–74*. – М.: Изд-во стандартов, 2000.
16. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент [Текст]: ГОСТ 82–70. – М.: Изд-во стандартов, 2000.

17. Шагин, А.Л. Реконструкция зданий и сооружений [Текст]: учеб. пособие для строит. спец. вузов / А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров: под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352 с.

18. Бедов, А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций [Текст]: учеб. пособие / А.И. Бедов, А.И. Габитов. – М.: Изд-во «АСВ», 2006. – 568 с.

19. Гучкин, И.С. Диагностика состояния и проектирование усиления железобетонных балок [Текст]: учеб. пособие / И.С. Гучкин, А.В. Панков. – Пенза: ПГУАС, 2012. – 120 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О БЕТОНАХ

Таблица 1.1

Вид	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие																					
		B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призмочная прочность) R_b	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	–	–	–	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	37,0	41,0	44,0	47,5
	Легкий	–	–	1,5	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	–	–	–	–	–	–	–	–
Растяжение осевое R_{bt}	Ячеистый	0,95	1,3	1,6	2,2	3,1	4,6	6,0	7,0	7,7	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	–	–	–	0,26	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,10	2,15	2,20
	Легкий	–	–	0,20	0,26	0,37	0,48	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	–	–	–	–	–	–	–	–
	Ячеистый	0,09	0,12	0,14	0,18	0,24	0,28	0,39	0,44	0,46	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Примечания:

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
2. Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения расчетных сопротивлений R_b следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
3. Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
4. Для напрягающего бетона значения R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.
5. Для тяжелых бетонов классов B70-B100 расчетные сопротивления осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} приняты с учетом дополнительного понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}$, учитывающего увеличение хрупкости высокопрочных бетонов в связи с уменьшением деформаций ползучести и равного $\gamma_{b,br} = (360 - B)/300$, где B – класс бетона по прочности на сжатие.

Продолжение прил. 1

Таблица 1.2

Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{bt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа

Вид	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие																					
		V1,5	V2	V2,5	V3,5	V5	V7,5	V10	V12,5	V15	V20	V25	V30	V35	V40	V45	V50	V55	V60	V70	V80	V90	V100
Сжатие осевое (призмная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	–	–	–	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0	50,0	57,0	64,0	71,0
	Легкий	–	–	1,9	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	–	–	–	–	–	–	–	–
Растяжение осевое R_{bt} и $R_{bt,ser}$	Ячеистый	1,4	1,9	2,4	3,3	4,6	6,9	9,0	10,5	11,5	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	–	–	–	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75	3,0	3,30	3,60	3,80
	Легкий	–	–	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	–	–	–	–	–	–	–	–
Ячеистый	0,22	0,26	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1,0	1,05	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

Примечания:

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
2. Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее, а также для легкого бетона на мелком пористом заполнителе значения сопротивлений R_{bn} , $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.
3. Для поризованного бетона, а также для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения сопротивлений R_{bn} , $R_{bt,ser}$ следует принимать как для легкого бетона с умножением на коэффициент 0,7.
4. Для напрягающего бетона значения R_{bn} , $R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 1,2.

Окончание прил. 1

Окончание табл. 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности:																						
D500	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D600	1,7	1,8	2,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D700	1,9	2,2	2,5	2,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D800	-	-	2,9	3,4	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D900	-	-	-	3,8	4,5	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1000	-	-	-	-	5,0	6,0	7,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1100	-	-	-	-	-	6,8	7,9	8,3	8,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D1200	-	-	-	-	-	-	8,4	8,8	9,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Примечания:

1. Для мелкозернистого бетона группы А, подвергнутого тепловой обработке или при атмосферном давлении, значения начальных модулей упругости бетона следует принимать с коэффициентом 0,89.
2. Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.
3. Для ячеистого бетона неавтоклавного твердения значения E_b принимают как для бетона автоклавного твердения с умножением на коэффициент 0,8.
4. Для напрягающего бетона значения E_b принимают как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент $\alpha = 0,56 + 0,006B$.

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ОБ АРМАТУРНЫХ СТАЛЯХ

Таблица 2.1

Расчетные сопротивления основных видов арматуры
для предельных состояний первой группы, МПа

Вид арматуры	Диаметр арматуры, мм	Вид сопротивления		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
1	2	3	4	
А-I	6–40	225	175	225
А-II	10–80	280	225	280
А-III	6–8	355	285*	355
А-III	10–40	365	290*	365
А-IV	10–22	510	405	450
А-V	10–32	680	545	500
А-VI	10–22	815	650	500
Ат-VII	10–28	980	785	500
А240	6–40	210	170	210
А300	6–40	270	215	270
А400	6–40	350	280	350
А500	10–40	435	300	435 (400)
А600	10–40	520	–	470 (400)
А800	10–32	695	–	500 (400)
А1000	10–32	870	–	500 (400)
В500	3–16	435	300	415 (380)
Вр-I	3–5	410	290	375
Вр500	3–5	435	300	415 (380)
В-II при классе прочности:				500
1500	3	1250	1000	
1400	4–5	1170	940	
1300	6	1050	835	
1200	7	1000	785	
1100	8	915	730	
Вр-II при классе прочности:				
1500	3	1250	1000	
1400	4–5	1170	940	
1200	6	1000	785	
1100	7	915	730	
1000	8	850	680	

Продолжение прил.2

Окончание табл.2.1

1	2	3	4	
К-7 при классе прочности:				
1500	6–12	1250	1000	
1400	15	1160	945	
К-19	14	1250	1000	
К1400	15	1215	–	
К1500	6–18	1300	–	500(400)
К1600	6; 9; 11; 12; 15	1390	–	
К1700	6–9	1475	–	

Примечания:

1. Значения R_{sc} в скобках используют при расчете на кратковременное действие нагрузки.

2. * – в сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа.

Таблица 2.2

Нормативные сопротивления основных видов арматуры, МПа

Вид арматуры	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$
1	2
А-I	235
А-II	295
А-III	390
А-IV	590
А-V	788
А-VI	980
Ат-VII	1175
А240	240
А300	300
А400	400
А500	500
А600	600
А800	800
А1000	1000
В500	500
Вр-I	490
Вр500	500

Продолжение прил.2

Окончание табл.2.2

1		2
В-II	Ø3	1500
	Ø4-5	1400
	Ø6	1300
	Ø7	1200
	Ø8	1100
Вр-II	Ø3	1500
	Ø4-5	1400
	Ø6	1200
	Ø7	1100
	Ø8	1000
К-7	Ø6-12	1500
	Ø15	1400
К-19		1500
К1400		1400
К1500		1500
К1600		1600
К1700		1700

Таблица 2.3

Модули упругости арматуры, МПа

Класс арматуры	Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-4}$
А-I; А-II	21
А-III; А240; А300; А400; А500; А600; А800; А1000; В-II; Вр-II; В500; Вр500	20
А-IV; А-V; А-VI; Ат-VII	19
К1400; К1500; К1600; К1700	19,5
К-7; К-19	18
Вр-I	17

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней										Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов							Максимальный размер сечения стержня периодического профиля		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		А-I А-III	А-II	А-IV А-VI	А-V А800 А1000	Вр-I Вр500	В-II Вр-II	А240 А300 А400		А500 А600	В500
1											11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	70,7	0,052	-	-	-	-	+	+	-	-	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	126	0,092	-	-	-	-	+	+	-	-	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	196	0,144	-	-	-	-	+	+	-	-	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	282	0,222	+	-	-	-	-	+	+	-	+	6,75
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	384	0,302	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395	+	-	-	-	-	+	+	-	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617	+	+	+	-	-	-	+	+	+	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888	+	+	+	-	-	-	+	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208	+	+	+	-	-	-	+	+	+	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578	+	+	+	-	-	-	+	+	+	18,0
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998	+	+	+	-	-	-	+	+	+	20,0
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	3142	2,466	+	+	+	-	-	-	+	+	+	22,0
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	3801	2,984	+	+	+	-	-	-	+	+	+	24,0
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	4909	3,84	+	-	-	-	-	-	+	+	+	27,0
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	6158	4,83	+	+	-	-	-	-	+	+	+	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	8043	6,31	+	+	-	-	-	-	+	+	+	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	10179	7,99	+	+	-	-	-	-	+	+	+	39,5

Окончание прил. 2

Окончание табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-	-	-	-	+	+	-	43,5
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49	-	+	-	-	-	-	-	-	-	49,0
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41	-	+	-	-	-	-	-	-	-	54,0
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65	-	+	-	-	-	-	-	-	-	59,0
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22616	25443	22,19	-	+	-	-	-	-	-	-	-	64,0
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,21	-	+	-	-	-	-	-	-	-	74,0
80	5027	10055	15081	20108	25135	30162	35190	40216	45243	39,46	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-

П р и м е ч а н и я :

1. Номинальный диаметр стержней для арматурных стальной периодического профиля соответствует номинальному диаметру равно- великих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82*.
2. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.
3. Теоретическая масса 1 м длины арматуры класса В-I принимается равной: при $d=3$ мм – 0,055 кг; при $d = 4$ мм – 0,099 кг; при $d = 5$ мм – 0,154 кг.

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Таблица 3.1

Расчетные вспомогательные коэффициенты
изгибаемых элементов прямоугольного сечения

ξ	ζ	α_{μ}	ξ	ζ	α_{μ}	ξ	ζ	α_{μ}
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	0,243	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	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375	—	—	—

Таблица 3.2

Значения коэффициентов ξ_R и α_R для элементов из тяжелого бетона без предварительного напряжения

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

или определяются по формулам

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}},$$

где R_s – в МПа;

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

Таблица 3.3

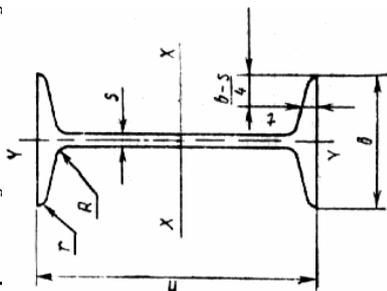
Значения коэффициента φ для расчета сжатых элементов на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом при длительном действии нагрузки

λ_0 / h	6	10	15	20
φ	0,92	0,9	0,83	0,7

Примечание. Коэффициент φ при промежуточных значениях λ_0 / h определяется по интерполяции.

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОКАТНЫХ СТАЛЯХ

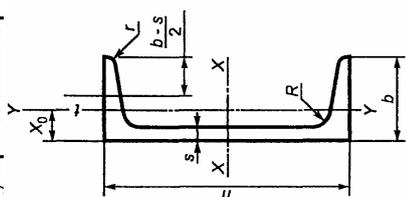
Сортамент горячекатаных стальных двутавров с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8239–89)



Номер двутавра	Размеры						Площадь поперечного сечения F , см^2	Масса 1 м , кг	Справочные значения для осей						
	h	b	s	t	R	r			$X-X$		$Y-Y$				
									$I_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$I_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
10	100	55	4,5	7,2	7,0	2,5	12,0	9,46	198	39,7	4,06	23,0	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3,0	14,7	11,50	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8,0	3,0	17,4	13,70	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,50	1,55
16	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	15,90	873	109,0	6,57	62,3	58,6	14,50	1,70
18	180	90	5,1	8,1	9,0	3,5	23,4	18,40	1290	143,0	7,42	81,4	82,6	18,40	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4,0	26,8	21,00	1840	184,0	8,28	104,0	115,0	23,10	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10,0	4,0	30,6	24,00	2550	232,0	9,13	131,0	157,0	28,60	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4,0	34,8	27,30	3460	289,0	9,97	163,0	198,0	34,50	2,37
27	270	125	6,0	9,8	11,0	4,5	40,2	31,50	5010	371,0	11,20	210,0	260,0	41,50	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12,0	5,0	46,5	36,50	7080	472,0	12,30	268,0	337,0	49,90	2,69
33	330	140	7,0	11,2	13,0	5,0	53,8	42,20	9840	597,0	13,50	339,0	419,0	59,90	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14,0	6,0	61,9	48,60	13380	743,0	14,70	423,0	516,0	71,10	2,89
40	400	155	8,3	13,0	15,0	6,0	72,6	57,00	19062	953,0	16,20	545,0	667,0	86,10	3,03
45	450	160	9,0	14,2	16,0	7,0	84,7	66,50	27696	1231,0	18,10	708,0	808,0	101,00	3,09
50	500	170	10,0	15,2	17,0	7,0	100,0	78,50	39727	1589,0	19,90	919,0	1043,0	123,00	3,23
55	550	180	11,0	16,5	18,0	7,0	118,0	92,60	55962	2035,0	21,80	1181,0	1356,0	151,00	3,39
60	600	190	12,0	17,8	20,0	8,0	138,0	108,00	76806	2560,0	23,60	1491,0	1725,0	182,00	3,54

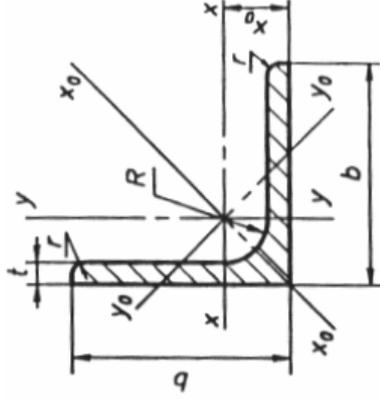
Продолжение прил. 4
Таблица 4.2

Сортамент швеллеров с уклоном внутренних граней полок (по ГОСТ 8240-97)



Номер швеллера серии У	Размеры						Площадь поперечного сечения F , см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						x_0 , см	
	h	b	s	t	R				X-X			Y-Y				
					не более				I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	I_y , см ⁴	W_y , см ³		i_y , см
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	23,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75

Продолжение прил. 4
Таблица 4.3
Сокращенный сортамент углов стальных горячекатаных равнополочных (по ГОСТ 8509–93)



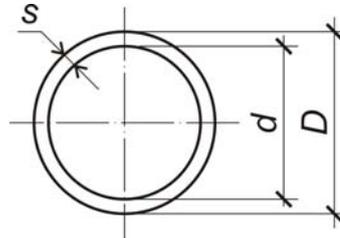
Номер уголка	Размеры					F_1 , см ²	Справочные значения величин для осей										Масса 1 м, кг
	b	t	R	r	r		x – x			x ₀ – x ₀			y ₀ – y ₀		I _{xy} , см ⁴	x ₀ см	
							I _{x3} , см ⁴	W _{x3} , см ³	i _{x3} , см	I _{x03} , см ⁴	I _{x0} max, см	I _{y0} min, см ⁴	I _{y0} min, см ³	i _{y0} min, см			
1	2	3	4	5	6	1,86	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
2,5	25	4	3,5	1,2	1,86	1,03	0,59	0,74	1,62	0,93	0,44	0,44	0,44	0,48	0,59	0,76	1,46
3,2	32	4	4,5	1,5	2,43	2,26	1,00	0,96	3,58	1,21	0,94	0,94	0,71	0,62	1,32	0,94	1,91
4	40	4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	1,22	7,26	1,53	1,90	1,90	1,19	0,78	2,68	1,13	2,42
4,5	45	4	5,0	1,7	3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73
5	50	5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	4,63	2,30	0,98	6,57	1,42	3,77
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
6,3	63	5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	9,52	3,87	1,25	13,70	1,74	4,81
		6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	11,18	4,44	1,24	15,90	1,78	5,72
7	70	5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	13,22	4,92	1,39	18,70	1,90	5,38
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	15,52	5,66	1,38	22,10	1,94	6,39
7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	16,41	5,74	1,49	23,10	2,02	5,80
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	19,28	6,62	1,48	27,30	2,06	6,89
8	80	6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	23,54	7,60	1,58	33,40	2,19	7,36
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	26,97	8,55	1,58	38,30	2,23	8,51

Продолжение прил. 4
Окончание табл. 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	48,10	2,43	8,33
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,40	2,47	9,64
		8	10,0	3,3	13,93	106,11	16,35	2,76	168,42	3,48	43,80	12,34	1,77	62,30	2,51	10,93
10	100	7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,40	2,71	10,79
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,30	2,75	12,25
11	110	7	12,0	4,0	15,15	175,61	21,83	3,40	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106,00	2,96	11,89
		8	12,0	4,0	17,20	198,17	24,77	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116,00	3,00	13,50
12,5	125	8	14,0	4,6	19,69	294,36	32,20	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172,00	3,36	15,6
		9	14,0	4,6	22,00	327,48	36,00	3,86	520,00	4,86	135,88	28,26	2,48	192,00	3,40	17,30
		10	14,0	4,6	24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211,00	3,45	19,10
14	140	9	14,0	4,6	24,72	465,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274,00	3,76	19,41
		10	14,0	4,6	27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301,00	3,82	21,45
16	160	10	16,0	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,10	6,25	319,33	52,52	3,19	455,00	4,30	24,67
		11	16,0	5,3	34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496,00	4,35	27,02
		12	16,0	5,3	37,39	912,89	78,62	4,94	1450,00	6,23	375,78	60,53	3,17	537,00	4,39	29,35
		14	16,0	5,3	43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,20	430,81	68,15	3,16	615,00	4,47	34,20
		16	16,0	5,3	49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690,00	4,55	38,52
18	180	11	16,0	5,3	38,80	1216,44	92,47	5,60	1933,10	7,06	499,78	72,86	3,59	716,00	4,85	30,47
		12	16,0	5,3	42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776,00	4,89	33,12
20	200	12	18,0	6,0	47,10	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,40	98,68	3,99	1073,00	5,37	36,97
		14	18,0	6,0	54,60	2097,00	144,17	6,20	3333,00	7,81	861,00	111,50	3,97	1236,00	5,46	42,80
		16	18,0	6,0	61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393,00	5,54	48,65
		20	18,0	6,0	76,54	2871,47	200,37	6,12	4860,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689,00	5,70	60,08
22	220	14	21,0	7,0	60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,60	1158,56	138,62	4,38	1655,00	5,91	47,40
		16	21,0	7,0	68,58	3175,44	198,71	6,80	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869,00	6,02	53,83
25	250	16	24,0	8,0	78,40	4717,10	258,43	7,76	7492,10	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775,00	6,75	61,55
		18	24,0	8,0	87,72	5247,24	288,82	7,73	8336,69	9,75	2157,78	22,039	4,96	3089,00	6,83	68,86
		20	24,0	8,0	96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395,00	6,91	76,11
		22	24,0	8,0	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,30	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691,00	7,00	83,31

Таблица 4.4

Сортамент труб стальных электросварных прямошовных
(по ГОСТ 10704–91)



Радиус, мм		Линейная плотность, кг/м	Площадь, см ²	Радиус инерции, см	Радиус, мм		Линейная плотность, кг/м	Площадь, см ²	Радиус инерции, см
D	s				D	s			
63,5	3,5	5,2	6,6	2,1	168	5,0	20,1	25,6	5,8
	3,8	5,6	7,1	2,1		5,5	22,0	28,1	5,8
70	3,5	5,7	7,3	2,4	219	6,0	24,0	30,5	5,7
	3,8	6,2	7,9	2,4		7,0	27,8	35,4	5,7
	4,0	6,5	8,3	2,3		5,0	26,4	33,6	7,6
76	4,0	7,1	9,0	2,6	273	6,0	31,5	40,2	7,5
	4,5	7,9	10,1	2,5		7,0	36,6	46,6	7,5
	5,0	8,8	11,1	2,5		8,0	41,6	53,0	7,5
	5,5	9,6	12,2	2,3		9,0	46,6	59,4	7,4
89	4,0	8,4	10,7	3,0	325	10,0	51,5	65,6	7,4
	4,5	9,4	11,9	3,0		12,0	61,3	78,0	7,3
	5,0	10,4	13,2	3,0		273	7,0	45,9	58,5
5,5	11,3	14,4	3,0	8,0	52,3		66,6	9,4	
102	4,0	9,7	12,3	3,5	426	7,0	54,9	69,9	11,2
	4,5	10,8	13,8	3,5		8,0	62,5	79,6	11,2
	5,0	12,0	15,2	3,4		9,0	70,1	89,3	11,2
108	4,0	10,3	13,1	3,7	530	6,0	62,1	79,2	14,9
	4,5	11,5	14,6	3,7		7,0	72,3	92,1	14,8
	5,0	12,7	16,2	3,7		8,0	82,5	105,0	14,8
	5,5	13,9	17,7	3,6		9,0	92,6	118,0	14,8
114	4,5	12,2	15,5	3,9	630	10,0	102,6	131,0	14,7
	5,0	13,4	17,1	3,9		9,0	115,6	147,0	18,4
	5,5	14,7	18,8	3,8		10,0	128,2	163,0	18,4
127	4,5	13,6	17,3	4,3	530	11,0	140,8	179,0	18,4
	5,0	15,0	19,2	4,3		12,0	153,3	197,0	18,3
	5,5	16,5	21,0	4,3		7,0	107,5	137,0	22,0
133	4,5	14,3	18,2	4,6	630	8,0	122,7	153,0	22,0
	5,0	15,8	20,1	4,5		9,0	137,8	175,0	22,0
	5,5	17,3	22,0	4,5		10,0	152,9	195,0	21,9
	4,5	16,4	20,8	5,2		11,0	167,9	214,0	21,9
152	5,0	18,1	23,1	5,2	630	12,0	182,9	233,0	21,8
	5,5	19,9	25,3	5,2		7,0	107,5	137,0	22,0
	5,5	19,9	25,3	5,2		8,0	122,7	153,0	22,0

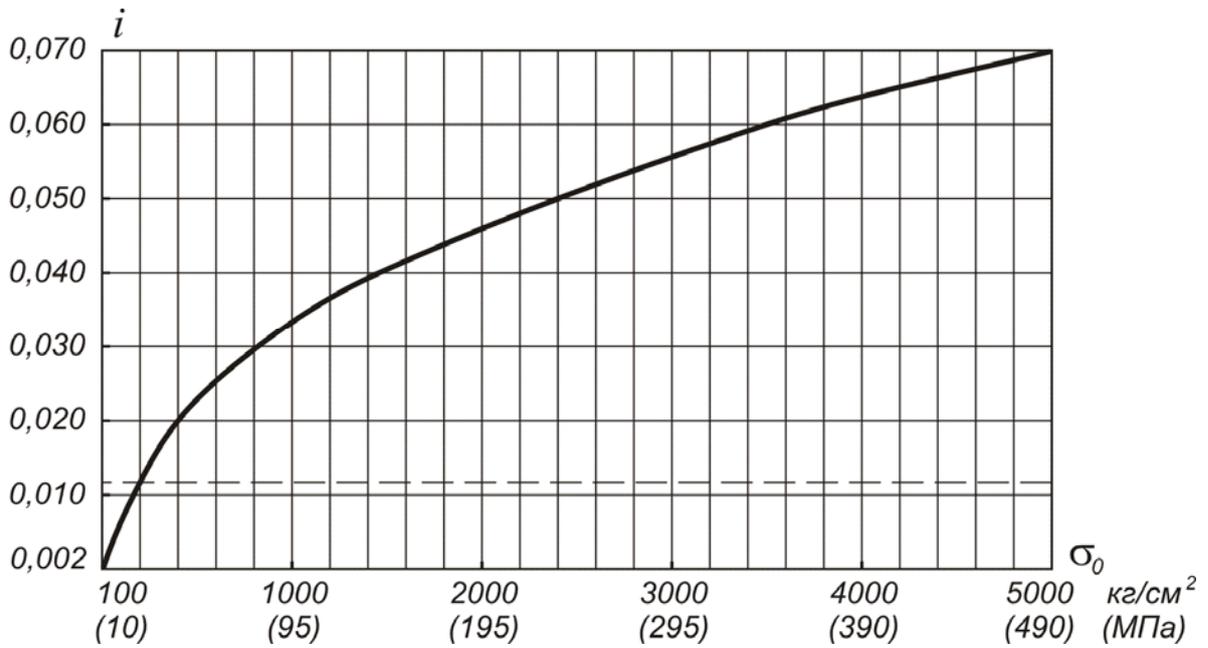
Таблица 4.5

Сталь толстолистовая и универсальная

Толщина листов (полос), мм	Ширина листов (полос), мм	Длина листов, мм
Прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 19903–74*)		
3; 4; 5	700; 750; 800; 850; 900; 1000; 1250; 1400; 1500; 1600; 1700; 1800	2000; 2200; 2500; 2800; 3000; 3500; 4000; 4500; 5000; 5500; 6000
6	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 1900; 2000	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	
10	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	
12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
30; 32; 36; 40; 50; 60; 80; 100	1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	
Универсальная (по ГОСТ 82–70*)		
6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 320; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 460; 480; 500; 520; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050	5000–12000 (2000–18000)

К РАСЧЕТУ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОЛОНН СТАЛЬНОЙ ОБОЙМОЙ

График зависимости напряжений от угла наклона ветвей
стальных распорок (при их выпрямлении) или затяжек
(при их оттягивании от прямолинейной формы)



Примечание. Пунктиром указана нулевая линия при пренебрежении ростом напряжений от $i=0$ до $i=0,01$.

**ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ, НЕОБХОДИМЫЕ
ДЛЯ РАСЧЕТА
КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Таблица 6.1

Расчетные сопротивления сжатию кладки из кирпича всех видов
и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами
шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50–150 мм
на тяжелых растворах R , МПа

Марка кирпича или камня	При марке раствора								При прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нуле- вой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

П р и м е ч а н и е . Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 – для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки повышенного качества - растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Значения упругой характеристики кладки α

Вид кладки	При марках раствора			При прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2 (2)	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5. Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6. Из керамических камней всех видов	1200	1000	750	500	350
7. Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания:

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в пп. 7-9 значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$.

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать с коэффициентом 0,7.

5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

Таблица 6.3

Значения коэффициентов продольного изгиба φ

Гибкость		Упругая характеристика кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	–
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	–
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	–
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	–
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	–
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	–
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	–
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	–
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	–
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	–

Примечания:

1. Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

2. Коэффициент φ для отношений λ_h , превышающих предельные, следует принимать при определении φ_c в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик могут быть менее 200.

Таблица 6.4

Значения коэффициента ω

Вид кладки	Вид сечения	
	произвольной формы	прямоугольное
1. Кладка всех, видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2. Кладка из керамических кирпича, камней и блоков пустотностью более 25%; из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, из природных камней (включая бут)	1,0	1,0

Примечание. Если $2y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2y$ следует принимать h .

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ	5
1. УСИЛЕНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ...7	
1.1. Усиление плиты с круглыми пустотами	7
1.2. Усиление ребристой плиты	16
2. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ	23
2.1. Усиление балки подведением упругой опоры	25
2.2. Усиление балки подваркой дополнительных стержней.....	30
2.3. Усиление балки шпренгельной системой	35
2.4. Усиление балки подведением промежуточной жесткой опоры.....	44
3. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ ПЕРВОГО ЭТАЖА....	54
3.1. Усиление колонны железобетонной обоймой.....	56
3.2. Усиление колонны металлической обоймой.....	59
4. УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА ПЕРВОГО ЭТАЖА.....	66
4.1. Усиление простенка стальной обоймой.....	70
4.2. Усиление простенка железобетонной обоймой	73
4.3. Усиление простенка растворной обоймой.....	76
КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ	79