

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА

Кафедра «Строительства»

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ УСИЛЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Методическое пособие
по выполнению лабораторно-практических занятий**

БИШКЕК 2020

УДК 624.012

*Рассмотрена и утверждена на заседании кафедры «Строительство»
(протокол № 2 от 10 октября 2019 г.)*

Рецензент докт. техн. наук, доцент *Логинов Г.И.*

Составитель канд. техн. наук, доцент *Акматов А.К.*

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ. Методическое пособие по выполнению лабораторно-практических занятий / Сост. Акматов А.К., Бишкек 2020. – 36 с.

Табл. 4. Илл. 12. Библиогр. 16: назв.

Методическое пособие содержат рекомендации по выполнению лабораторно-практических занятий и предназначены для использования студентами направления «Строительство»

СОДЕРЖАНИЕ

	Введение.....	4
Занятие 1	Усиления внецентренно сжатой колонны увеличением сечения.....	5
Занятия 2	Усиление наращиванием снизу и сверху железобетонного прогона.....	13
Занятия 3	Усиление внецентренно сжатого железобетонного элемента.....	17
Занятие 4	Усиление композитной обоймой сжатого железобетонного элемента.....	20
Занятие 5	Усиление стальных балок перекрытия, расположенных в двух соседних пролётах.....	23
Занятие 6	Усиление кирпичного простенка стальной обоймой.....	27
Занятие 7	Усиление кирпичного столба железобетонной обоймой.....	30
Занятие 8	Усиление стены двусторонней набетонкой.....	33
	Список использованных источников.....	35

ВВЕДЕНИЕ

Потребность в усилении строительных конструкций возникает в процессе ненадлежащей эксплуатации зданий и сооружений, ошибок проектирования, нарушении технологии их возведения, применение некачественных материалов, Воздействие климатических, сейсмических и техногенных воздействий на состояние конструкций зданий и сооружений может уменьшить требуемое качество несущих и ограждающих конструкций. Надо учитывать и старение строительных конструкций во времени. В связи с этими факторами происходит возникновение и накопление различного рода дефектов и повреждений

Потребность в усилении может возникнуть и при реконструкции зданий и сооружений для того чтобы существующие конструкции могли выдержать новую расчетную нагрузку.

Целью данного методического пособия является научить студентов основам поверочных расчетов и при необходимости рассчитать и спроектировать конструкцию усиления

Занятие 1

УСИЛЕНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ УВЕЛИЧЕНИЕМ СЕЧЕНИЯ

Цель занятия. Расчёт усиления внецентренно сжатой колонны увеличением сечения.

Исходные данные

Колонна из двутавра №20:

Высота вместе с полками (полная) H : 200 (мм);

Полная ширина B : 110 (мм);

Толщина стенки перемычки S : 5.2 (мм);

Толщина полки t : 8.6 (мм);

Вес одного погонного метра m : 22.69 (кг);

Количество метров в тоне: 44.08 (м).

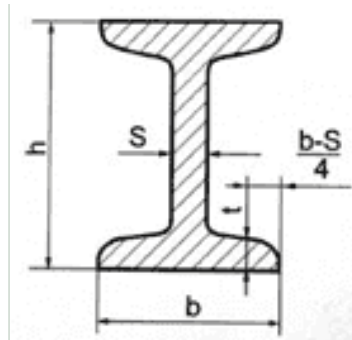


Рисунок 1.1 Двутавр № 20

На колонну действует продольная сила $N_0 = 222$ кН, а так же изгибающий момент 15 кН • м. Расчётные размеры колонны:

$l_x = 7,1$ м $l_y = 2,1$ м. На стойку будет передаваться нагрузка в следующих двух сочетаниях после реконструкции:

- первое сочетание – $N = 460$ кН, $M_x = 20$ кН•м;

- второе сочетание – $N = 410$ кН, $M_x = -30$ кН•м;

Сталь стойки имеет расчётное сопротивление $R_{y0} = 200$ МПа, сталь усиления – $R_{yг} = 270$ МПа.

Начальные геометрические характеристики существующей металлической стойки: площадь сечения $A_0 = 26,8$ см²;

$I_{x0} = 1840$ см⁴; $I_{y0} = 115$ см⁴; $W_{x0} = 184$ см³; $i_{x0} = 8,28$ см; $i_{y0} = 2,07$ см.

Геометрические характеристики колонны после мер усиления: $A_{п} = 53,4$ см²;

$I_x = 5452$ см⁴; $I_y = 358$ см⁴; $W_x = 358$ см³; $i_x = 10,1$ см; $i_y = 3,68$ см. Схема усиления двумя швеллерами №12 приведена на рис. 1.3.

Порядок расчета

1. Находится начальный прогиб f_0 в плоскости действия момента усиливаемой стойки по формуле (1.1) из [1]

$$f_0 = N_0 e / (N_{0Э} - N_0) \quad (1.1), \text{ где}$$

$e = M'_0 / N_0$ – начальный случайный эксцентриситет продольной силы относительно оси x , принимается со знаками + или -; M_0, N_0 – соответственно расчётные значения начального момента, продольной силы.

$N_{0Э} = \rho^2 E I_{x0} / L_x^2$ – Эйлера сила для главного стержня; I_{x0}, L_x – соответственно момент инерции, расчётная длина главного стержня. При $M'_0 = 0$ сжатого элемента по центральной оси эксцентриситет определяется по формуле из [1].

$$e = m_0 W_0 / A_0, \quad (1.2)$$

здесь m_0 – начальный относительный случайный эксцентриситет, который можно определить по графику (рис. 1.2); W_0 – момент сопротивления сечения существующей стойки.

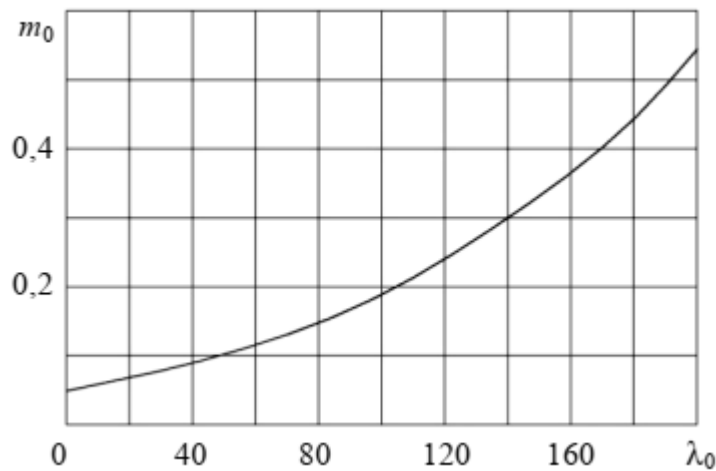


Рисунок 1.2. Зависимость начального случайного относительного эксцентриситета от гибкости

2. Определяется e и $N_{нЭ}$

$$e = \frac{1500}{222} = 6,3 \text{ см}$$

$$N_{нЭ} = \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1840}{710} = 537 \text{ кН}$$

Тогда $f_0 = 222 \cdot \frac{6,3}{537} = 2,62 \text{ см}$

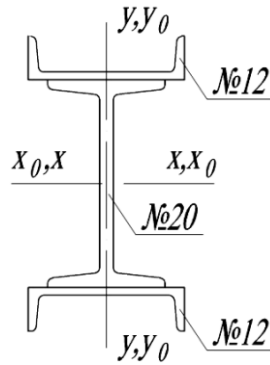


Рисунок 1.3. Схема усиления колонны

3. Находится, если это необходимо, усиление колонны при существующих нагрузках.

Рассчитывается начальное напряжение как

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{A_{0n}} \pm \frac{M_{0x}}{I_{x0n}} y \pm \frac{M_{0y}}{I_{y0n}} x \quad (1.3)$$

здесь N_0 , M_{0x} , M_{0y} – продольная сила, изгибающие моменты в наиболее нагруженном сечении элемента соответственно.

$$\sigma_0 = \frac{222}{26,8} \pm \frac{222(6,3+4,44)}{1840} 10 = 19,1 \text{ кН/см}^2$$

Определение усиления сжато-изогнутых или внецентренно сжатых гибких стержней изгибающие моменты M_0 рассчитываются по деформированной схеме учитывая прогибы стержня

$$M_0 = N_0(e + f_0). \quad (1.4)$$

Затем определяется отношение из (1.5)

$$\left| \frac{\sigma_{0, \text{max}}}{R_{y0}} \right| \leq \beta_0 \quad (1.5)$$

где β_0 – предельный уровень начальной загрузки элементов для конструкций, усиливаемых сваркой в зависимости от класса конструкций ($\beta_0 \leq 0,2$ – для 1 класса, $\beta_0 \leq 0,4$ – для 2 класса, $\beta_0 \leq 0,8$ – для 3 и 4 классов). При невыполнении этих условий требуется предварительная разгрузка конструкций, или применение специальных мероприятий чтоб исключить деформацию элемента

3. Находится прогиб усиленного элемента соединяемых элементов усиления:

С плоскими поверхностями как

$$f_x = f_0;$$

по формуле (1.5) находится

$$\beta_0 = 191/200 = 0,955 > 0,8$$

Отсюда следует, что для выполнения усиления колонну при действующих нагрузках требуется разгрузить или временно раскрепить.

4. Находится далее прогиб стальной колонны, после прижатия элементов усиления временными крепежными элементами, как

$$f_x = f_0(1 - \alpha_N) \frac{\sum I_r}{I_0 \sum I_r} \quad (1.6)$$

5. Выполняется расчёт соединения сваркой элементов усиления как на рисунке 1.3.

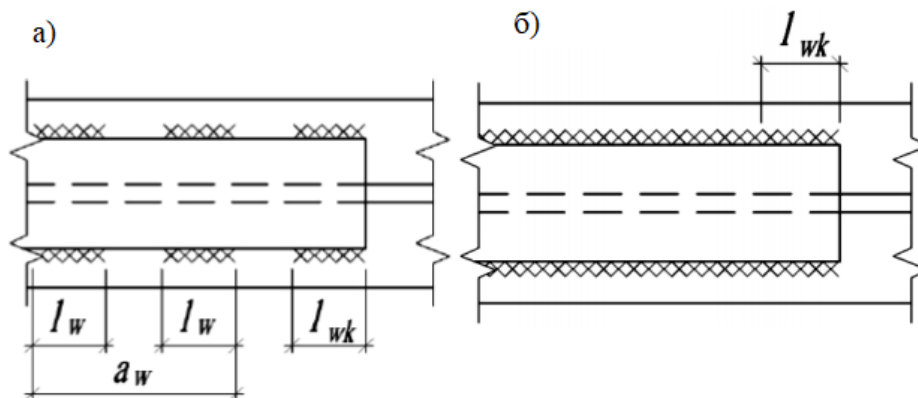


Рисунок 1.3. Соединения элементов усиления:
а)-прерывистыми швами; б)-сплошными швами

Рассчитываются сварные швы на условную поперечную силу, по условию $Q_{\max} = Q_{fic}$.

Q_{fic} определяется из [12, п. 7.2.7]. Вначале определяется среднее расчётное сопротивление применяемого стального элемента усиления сечения существующей колонны $R_y^* = R_{y0}$. Так как $R_{yr}/R_{y0} = 270/200 = 1,35 > 1,15$, расчёт R_y производим по формуле (1.7)

$$R_y = R_{y0} \sqrt{K_A K_I} \quad (1.7)$$

где $K_A = R_{yr} / R_{y0} - A_0 (R_{yr} / R_{y0} - 1) / A$; $K_I = R_{yr} / R_{y0} - I_0 (R_{yr} / R_{y0} - 1) / I$, здесь I_0, I – моменты инерции к той оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости.

Имеем

$$K_A = 1,35 - 26,8 (1,35 - 1) / 53,4 = 1,17;$$

$$K_I = 1,35 - 1840 (1,35 - 1) / 5452 = 1,23;$$

$$R_y^* = 200 \sqrt{1,17 \cdot 1,23} = 240 \text{ Мпа}$$

б. Определяется гибкость $\lambda = l_{ef} / i$:

$$\lambda_x \text{ и } \varphi_x: \lambda_x = l_x / i_x = 710 / 10,1 = 70,3; \text{ и по табл. Д3 СП 16.13330.2017 } \varphi_x = 0,634$$

Рассчитываются сварные швы на условную поперечную силу, учитывая $Q_{\max} = Q_{fic}$. Q_{fic} определяем по [12, п. 7.2.7].

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi, \quad (1.8)$$

здесь N - продольное усилие в сквозном стержне;

φ - коэффициент устойчивости при центральном сжатии (для сечения типа e), принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

$$Q_{\max} = Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 2,1 \cdot 10^5 / 240) \cdot \frac{460}{0,634} = 7,55 \text{ кН}$$

При использовании сварки для прикрепления элементов усиления необходимо предусматривать меры по уменьшению сварочных деформаций. Для этого катеты швов следует принимать минимально допустимыми по расчёту с учётом рекомендаций [12, п. 14.1].

Относительно центральной оси усиления статический момент: $S_r = 154 \text{ см}^3$. Принимаем шаг прерывистого шва $a_w = 50 \text{ см} < 40 - 1,53 = 61,1 \text{ см}$, катет сварного шва - $K_f = 4 \text{ мм}$.

Сдвигающее усилие определяется как:

$$T = Q_{\max} S_r a_w / I, \quad (1.9)$$

здесь Q_{\max} – максимальная поперечная сила; S_r – статический момент элемента усиления относительно центральной оси; a_w – шаг шпоночного шва (см. рис. 1.3, а).

$$T = 7,55 \quad \cdot 154 \cdot 50 / 5452 = 10,66 \text{ кН}$$

Минимальную длину сварного шва определяется как:

$$l_w = \frac{\alpha_w T}{\beta_w K_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см} \quad (1.10)$$

здесь K_f , – катет шва; α_w – коэффициент, характеризующий распределение усилий между швами, прикрепляющими элемент усиления к основному стержню. Под значениями β_w, γ_w и R_w подразумеваются значения β_w и β_z, γ_w и γ_{wz}, R_{wf} и R_{wz} , принимаемые по [12, п. 14.1.16] для двух расчётных сечений: по металлу шва и по металлу границы сварки. Длину участка прерывистого шва следует принимать не более 50 мм.

$$l_w = \frac{0,5 \cdot 10,66 \cdot 10}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2 \text{ см}$$

Согласно конструктивным требованиям принимаем $l_w = 5 \text{ см}$. Концевые элементы усиления с катетом $K_f = 6 \text{ мм}$. Минимальная длина концевых участков сварных швов находим по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w \cdot (T + N_r)}{\beta_w K_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см} \quad (1.11)$$

где $N_r = (N - N_0) A_r / A$; где A_r, A – соответственно площади элементов усиления и всего усиленного стального элемента; N – расчётное усилие в усиленном стержне. Определяется минимальный катет и (см. рис. 1.3, б)

$$K_f = \frac{\alpha_w \cdot Q_{\max} S_r}{\beta_w l_w R_w \gamma_w \gamma_c} \quad (1.12)$$

$$N_r = (460 - 220) \cdot 13,3 / 53,4 = 59,78 \text{ кН}$$

$$l_{wk} = \frac{0,5 \cdot (10,66 + 59,78) 10}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 5,66 \text{ см}$$

Примем $l_{wk} = 6 \text{ см}$.

5. Определяется далее остаточный сварочный прогиб колонны f_w по формуле (1.13),

$$f_w = \alpha_N \frac{a V l_0^2}{8I} \sum n_i y_i, \quad (1.13)$$

здесь a – средний коэффициент прерывности шпоночного шва с учётом протяжённости концевых его участков (при сплошных швах $a = 1$); $V = 0,04 K_f^2$ – параметр продольного укорочения элемента от наложения одиночного шва, K_f – катет связующих швов в см; $l_0 = l_{ef}$ – расчётная длина элемента в плоскости изгиба; y_i – расстояние от i -го шва до центральной оси усиленного сечения, принимаем со своим знаком; $n_i = 1 - u [\ln(1 - \xi_i)] / \ln 2$, коэффициент, учитывающий начальное напряжённо-деформированное состояние элемента и схему его усиления; $\xi_i = \sigma_{0i} / R_{y0}$ – коэффициент, учитывающий уровень начальных напряжений в зоне i -го шва в максимально напряжённом сечении элемента; $u = 0,5$ – при односторонних швах в сжатой зоне сечения; $u = 1,5$ – то же, в растянутой зоне; $u = 1$ – при двусторонних швах; σ_{0i} – напряжение, определяемое по формуле (1.14)

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{A_{0n}} \pm \frac{M_{0x}}{I_{x0n}} \pm \frac{M_{0y}}{I_{y0n}} x \quad (1.14)$$

где N_0 , M_{0x} , M_{0y} – продольная сила, изгибающие моменты в наиболее нагруженном сечении элемента соответственно.

Для сжатых элементов M_0 подсчитывается по формуле (1.4) при подстановке в неё f^* вместо f_0 . Далее определяется остаточный сварочный прогиб колонны f_w по (1.13),

где определяем

$$a = 5/50 = 0,1; V = 0,04 \cdot 0,42 = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ см}^2; l_0 = 710 \text{ см};$$

$$\sigma_1 = \sigma_0 = 189 \text{ МПа}; \xi_1 = 189/200 = 0,945;$$

$$n_1 = 1 - 0,5 \ln(1 - 0,945) / \ln 2 = 3,1;$$

$$\sigma_2 = 220/26,8 - 220 \cdot (6,4 + 2,53) \cdot 10/1840 = -2,47 \text{ кН/см}^2 = -24,7 \text{ МПа};$$

$$\xi_2 = -94,7/200 = -0,12; n_2 = 1 - 1,5 \cdot \ln(1 + 0,12)/\ln 2 = 0,75;$$

$$\alpha_N = 537/(537 - 220) = 1,7.$$

Тогда

$$f_w = 1,7 \frac{0,1 \cdot 6,4 \cdot 10^{-3} \cdot 710^2}{8 \cdot 5452} (2 \cdot 3,1 \cdot 10 - 2 \cdot 0,75 \cdot 10) = 0,61 \text{ см}$$

7. Определяем расчётные эксцентриситеты в плоскости действия момента по формуле (1.15).

$$e_f = e + f_x + K_w f_w \quad (1.15)$$

где $K_w = 0,5$ – при разгружающем факторе сварочного прогиба f_w ,
 $K_w = 1$ – в противном случае.

Для комбинации усилий 1 имеем

$$e_f = 2000/460 + 4,44 + 1 \cdot 0,61 = 9,39 \text{ см};$$

$$m_f = 9,39 \cdot 53,4/358 = 1,4.$$

Для комбинации вторых усилий

$$e_f = -3000/410 + 4,44 + 0,5 \cdot 0,61 = 12,0 \text{ см};$$

$$m_f = 12,0 \cdot 53,4/358 = 1,78.$$

8. Проверяется на устойчивость усиленной колонны в плоскости действия момента как

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y^* \gamma_c \quad (1.16)$$

здесь φ_e – коэффициент, определяемый по СП 16.13330.2011 [12, табл. Д3] в зависимости от условной гибкости усиленного элемента 1 и приведённого относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_f$; A – площадь усиленного сечения; η – коэффициент влияния формы сечения из [12, табл. Д2].

Находится приведённая гибкость по (1.17)

$$\lambda_k = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y^*}{E}} \quad (1.17)$$

$$\lambda_k = \frac{710}{10,1} \sqrt{\frac{240}{2,1 \cdot 10^5}} = 70,3 \quad \cdot 0,034 = 2,39$$

По комбинации нагрузок 1 $\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 1,4) - 0,02(6 - 1,4) \cdot 2,39 = 1,54$;
 $m_{ef} = 1,54 \cdot 1,4 = 2,2$; $\varphi_e = 0,402$ (Табл. Д3 СП)

Тогда имеем

$$460/(0,402 \cdot 53,4) = 21,43 \text{ кН/см}^2 = 214,3 \text{ МПа} < 0,9 \cdot 240 = 216 \text{ МПа}.$$

По комбинации нагрузок 2

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot 1,78) - 0,02(6 - 1,78) \cdot 2,39 = 1,7 - 0,2 = 1,50;$$

$$m_{ef} = 1,5 \cdot 1,78 = 2,6; \varphi_e = 0,446.$$

$$\text{Тогда } 410 / (0,446 \cdot 53,4) = 17,1 \text{ кН/см}^2 = 171 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечивается.

9. Проверяем устойчивость колонны из плоскости действия момента в соответствии со [12, п. 9.2.4].

По комбинации нагрузок 1:

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot 1,4 = 0,72; C = 1 / (1 + 0,72 \cdot 1,4) = 0,5;$$

$$\lambda_y = 200 / 3,68 = 54,35; \varphi_y = 0,832;$$

$$460 \cdot 10 / 0,5 \cdot 0,832 \cdot 53,4 = 207,1 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}.$$

По комбинации нагрузок 2:

$$\alpha = (1 - 0,3) = 0,7; C = 1 / (1 + 0,7 \cdot 1,78) = 0,446;$$

$$\lambda_y = 54,35; \varphi_y = 0,832;$$

$$410 \cdot 10 / 0,446 \cdot 0,832 \cdot 53,4 = 206 \text{ МПа} < 216 \text{ МПа}.$$

Устойчивость обеспечивается

10. Проверяется устойчивость сжатых элементов в процессе их усиления.

Расчёт выполняется по формуле (1.16), принимая $N = N_0 = 220 \text{ кН}$. По формуле

$$(1.15) \text{ при } K_w = 2 \text{ имеем } m_f = 6,3 + 4,44 + 2 \cdot 0,61 = 11,96 \text{ см};$$

$$m_f = 11,96 \cdot 26,8 / 184 = 1,72, \text{ здесь } 26,8 \text{ см}^2 = A_0; W_{x0} = 184 \text{ см}$$

$$\text{Приведённая гибкость } \lambda_k = \frac{l_x}{i_{x0}} \sqrt{\frac{R_y^*}{E}}$$

$$\lambda_k = \frac{710}{8,28} \sqrt{\frac{200}{2,1 \cdot 10^5}} = 85,75 \cdot 0,03 = 2,57$$

При начальной комбинации нагрузок имеем

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 1,72) - 0,02 \cdot (5 - 1,72) \cdot 2,57 = 1,58 - 0,17 = 1,41;$$

$$m_{ef} = 1,41 \cdot 1,72 = 2,43; \varphi_e = 0,338.$$

Устойчивость не обеспечивается, так как

$$222 / 0,338 \cdot 26,8 = 24,39 \text{ кН/см}^2 = 243,9 \text{ МПа} > 0,9 \cdot 200 = 180 \text{ МПа}.$$

Проверка показала, что выполнять усиление нельзя без раскрепления колонн.

Уменьшая раскрепление расчётной длины колонны в два раза получим $\lambda = 1,28$; $\varphi = 0,471$.

$$\text{Тогда } 222 / 0,473 \cdot 26,8 = 17,51 \text{ кН/см}^2 = 175,1 \text{ МПа} < 180 \text{ МПа}.$$

Следовательно необходимо усиление

Занятия 2

УСИЛЕНИЕ НАРАЩИВАНИЕМ СНИЗУ И СВЕРХУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

Цель занятий. Расчёт по прочности усиленного наращиванием снизу и сверху железобетонного прямоугольного прогона

При расчете учитываются все возможные дефекты железобетонных конструкций. Так же необходимо учитывать различный класс бетона усиления и исходной конструкции, а также различный класс арматур. Расчёт изгибаемых железобетонных элементов производится по общему случаю расчёта железобетонных конструкций в соответствии с [10].

Исходные данные

Железобетонный прогон склада до усиления имел следующие характеристики: высота прогона 72 см; ширина 42 см; бетон класса В30 – $R_{\sigma} = 17$ МПа; арматура (АIII – А400) $R_s = 370$ МПа; площади арматуры $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12); $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20).

Усиление осуществляется наращиванием бетона толщинами 10 см. Бетон усиления класса В35 – $R_{\sigma} = 19,5$ МПа. Арматура усиления А400 – $R_{sc, ad} = 370$ МПа. Площади арматуры $A'_{sad} = 8,04 \text{ см}^2$ (4Ø16); $A_{s, ad} = 12,56 \text{ см}^2$ (4Ø20).

Схема к расчёту дана на рис. 2.1.б. В соответствии со схемой $h_o = 0,75$ м; $h_{o, ad} = 87$ см; $a = a' = 3$ см. Нагрузка на усиливаемый элемент не превышала 5% от разрушающей нагрузки, следовательно, $\gamma_b = \gamma_s = 1$.

Порядок расчёта

1. Так как арматура исходного ж.б. прогона и арматура усиления имеют различные классы то в этом случае необходимо определить приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры:

$$A_{s \text{ red,}} = A_s + R_{s \text{ ad,}} A_{s \text{ ad,}} / R_s ; \quad (2.1)$$

$$A_{s' \text{ red,}} = A_{s' } + R_{sc \text{ ad,}} A_{s' \text{ ad,}} / R_{sc} , \quad (2.2)$$

здесь $A_{s \text{ red,}}$, $A_{s' \text{ red,}}$ – приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры; A_s , $A_{s' }$ – площади сжатой и растянутой арматуры конструкции до усиления; $A_{s \text{ ad,}}$, $A_{s' \text{ ad,}}$ – то же, элементов усиления; R_s , $R_{s \text{ ad,}}$ – расчётные сопротивления растяжению существующей арматуры и арматуры усиления; R_{sc} , $R_{sc \text{ ad,}}$ – то же, сжатию.

Рассчитываются приведённые площади сечения сжатой и растянутой арматуры после усиления по формулам (2.1) и (2.2).

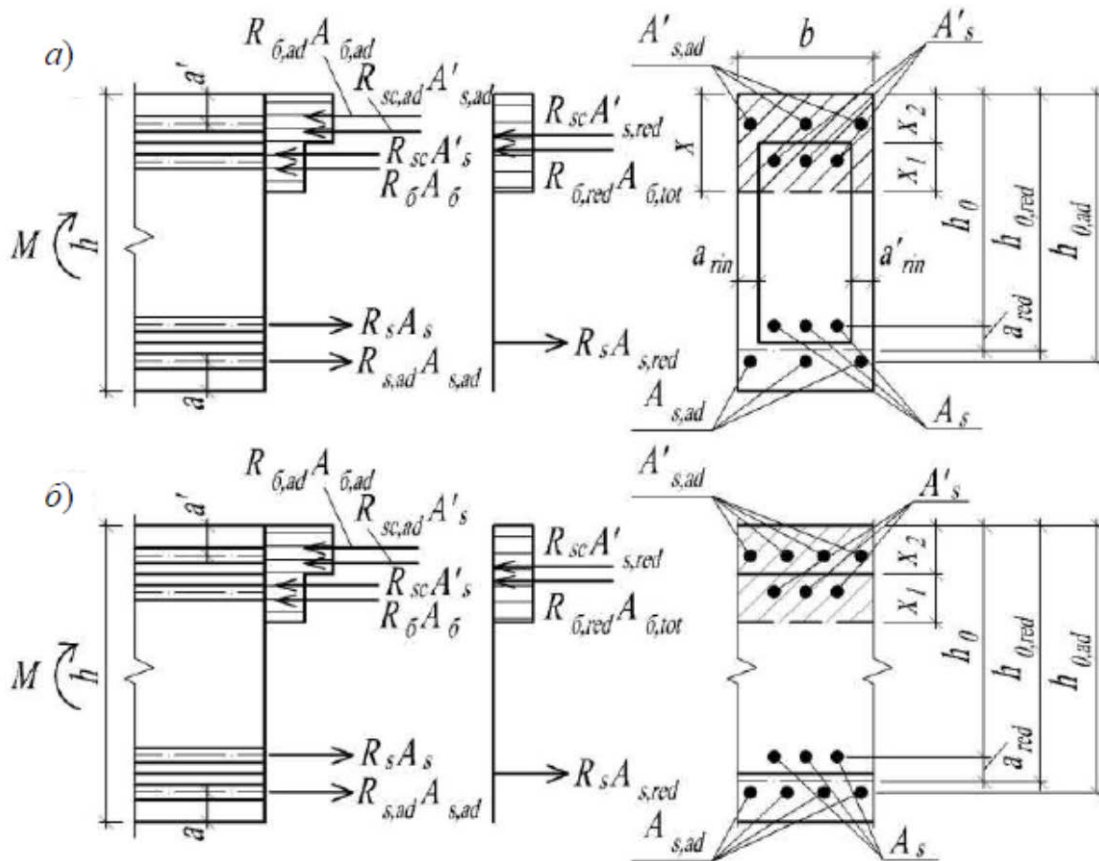


Рисунок 2.1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента, усиленного: а) обоймой; б) двусторонним наращиванием

$$A_{s, red} = 12,56 + 365 \cdot 12,56 / 365 = 25,12 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s, red} = 2,26 + 365 \cdot 8,04 / 365 = 10,30 \text{ см}^2$$

2. Определяем по формуле (2.3) расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести растянутой арматуры элемента усиления

$$\alpha_{red} = \frac{R_{s, ad} A_{s, ad} (h_{0, ad} - h_0)}{R_s A_s + R_{s, ad} A_{s, ad}} \quad (2.3)$$

$$\alpha_{red} = \frac{370 \cdot 1256 (890 - 752)}{370 \cdot 1256 + 370 \cdot 1256} = \frac{64\ 131\ 360}{929\ 440} = 69 \text{ мм}$$

3. Определяем по формуле (2.4) расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего центра тяжести

$$h_{0, red} = h_0 + \alpha_{red} \quad (2.4)$$

$$h_{0, red} = 752 + 69 = 821 \text{ мм.}$$

4. По формуле (2.5) определяем относительную высоту сжатой зоны бетона.

$$\xi = \frac{R_s A_{a,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_\sigma b h_{0,red}} \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{370 \cdot 2512 - 370 \cdot 1030}{17 \cdot 400 \cdot 821} = \frac{929\,440 - 381\,100}{5\,582\,800} = 0,098$$

5. Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\omega}{1 + (\sigma_{sr} / \sigma_{sc,u})(1 - \omega/1,1)}$$

В формуле $\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_\sigma$, $\alpha = 0,85$, $\sigma_{SR} = 365$ МПа, $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа. Тогда

$$\xi = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 19,5}{1 + (370/400)[1 - (0,85 - 0,008 \cdot 19,5)/1,1]} = \frac{0,694}{1,34} = 0,52$$

6. Определяем по формуле (2.6) приведённое расчётное сопротивление сжатой зоны бетона

$$R_{\sigma,red} = \frac{R_\sigma A_\sigma + R_{\sigma,ad} A_{\sigma,ad}}{A_{\sigma,tot}} \quad (2.6)$$

где R_σ – расчётное сопротивление бетона существующей конструкции при сжатии; $R_{\sigma, ad}$ – то же, элементов усиления; A_σ – площадь сжатой зоны усиливаемого элемента; $A_{\sigma, ad}$ – то же, усиливающего элемента; $A_{\sigma, tot} = A_\sigma + A_{\sigma, ad}$ – суммарная площадь сечения сжатой зоны усиленного элемента.

При двустороннем наращивании (рис. 2.1, б) полная высота сжатой зоны равна $x = x_1 + x_2$ (x_1 – высота сжатой зоны бетона в усиливаемом элементе, x_2 – то же, в усиливающем) и соответственно $A_\sigma = b x_1$, $A_{\sigma, ad} = b x - A_\sigma$ или $A_\sigma = b (x - x_1)$, $A_{\sigma, ad} = b x_2$ и $A_{\sigma, tot} = b x$. Формула (2.7) соответственно имеет вид

$$R_{\sigma,red} = R_\sigma - (R_\sigma - R_{\sigma,ad}) x_2 / x \quad (2.7)$$

При усилении элемента обоймой (рис. 2.1, а) площади сжатого бетона определяются как

$$A_\sigma = [b - (a'_{rin} - a'_{rin})] x_1, A_{\sigma,ad} = b x - A_\sigma, \quad (2.8)$$

где a'_{rin} – ширина обоймы наращивания.

$$\text{где } A_\sigma = b x_1 - A_{\sigma,ad} = b x - A_\sigma; A_{\sigma,tot} = A_\sigma + A_{\sigma,ad}; x_1 = x - x_2; \\ A_\sigma = 400 \cdot (x - 100); A_{\sigma,ad} = 400x - 400 \cdot (x - 100) = 40\,000 \text{ мм}^2;$$

$$A_{\sigma, \text{tot}} = [400 \cdot (x - 100) + 40\,000].$$

Так как $\xi = \frac{x}{h_{0, \text{red}}} = 0,52 = \frac{x}{821}$, отсюда, $x=427$ мм. Тогда

$$A_{\sigma, \text{ad}} = 400 \cdot 427 - 400 \cdot (427 - 100) = 170\,800 - 130\,800 = 40\,000 \text{ мм}^2$$

$$R_{\sigma, \text{red}} = \frac{17 \cdot 400(x - 100) + 19,5 \cdot 40000}{400(x - 100) + 40000} = 17 + \frac{250}{x}$$

8. Определяем по формуле высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{x}{h_{0, \text{red}}} = 0,098 = \frac{x}{821}, \quad x=80,5 \text{ мм}$$

Далее по (2.9) определяем сжатую зону с учетом усиления

$$x = (R_s A_{s, \text{red}} - R_{sc} A'_{s, \text{red}}) / R_{\sigma, \text{red}} b \quad (2.9)$$

$$x = \frac{370 \cdot 2512 - 370 \cdot 1030}{(17 + 250/80,5)400} = \frac{929\,440 - 381\,100}{8\,042,236} = \frac{548\,340}{8\,042,236} = 68 \text{ мм}$$

Так как $x = 68 \text{ мм} < x_2 = 100 \text{ мм}$, сжатая зона находится в пределах бетона усиления и, следовательно, нужно принимать $R_{b, \text{red}} = R_{\sigma, \text{ad}} = 19,5 \text{ МПа}$. Высота сжатой зоны в этом случае будет равна

$$x = \frac{370 \cdot 2512 - 370 \cdot 1030}{19,5 \cdot 400} = \frac{929\,440 - 381\,100}{7\,800} = \frac{548\,340}{7800} = 70,3 \text{ мм}$$

9. Определяем несущую способность усиленного элемента, используя формулу (2.10):

$$M \leq R_{\sigma, \text{red}} b x (h_{0, \text{red}} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s, \text{red}} (h_{0, \text{red}} - a') \quad (2.10)$$

где x – высота сжатой зоны бетона; a' – расстояние от сжатой грани бетона усиленного элемента до центра тяжести сжатой арматуры усиления.

$$M \leq 19,5 \cdot 400 \cdot 70,3 \cdot (821 - 0,5 \cdot 70,3) + 370 \cdot 1030 \cdot (821 - 30) = 430\,912\,989 + 301\,450\,100 = 732,36 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Занятие 3

УСИЛЕНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

Цель занятий. Расчёт по прочности внецентренно сжатого железобетонного (ж.б.) элемента, усиленного с двух сторон

Исходные данные:

Ж.б. элемент до усиления имел следующие характеристики: $b = 0,4$ м; $h = 0,41$ м; бетон класса В30 – $R_{\sigma} = 17$ МПа; арматура (А300) А-II – $R_s = 280$ МПа; площадь арматуры $A_s = A'_s = 12,56$ см² (4Ø20).

Усиление осуществлено наращиванием бетона с двух сторон толщинами 0,10 м. Бетон усиления класса В35 – $R_{\sigma} = 19,5$ МПа. Арматура усиления А400 (А-III) – $R_{s,ad} = 370$ МПа, $A_{s,ad} = 12,56$ см² (4Ø20), $A'_{s,ad} = 9,42$ см² (3Ø20).

Схема к расчёту дана на рис. 2.2. На схеме $h_0 = 0,47$ м; $h_{0,ad} = 0,57$ м;
 $a = a' = 0,04$ м.

Внецентренная нагрузка на элемент после усиления составит $N = 1810$ кН, эксцентриситет приложения нагрузки $e = 0,5$ м.

Усиление устроено при загрузке элемента нагрузкой, превышающей 65% разрушающей нагрузки, т.е. коэффициент условий работы усиленной конструкции равен $\gamma_{brl} = \gamma_{sr1} = 0,8$.

Порядок решения

Расчёт выполняется в соответствии с изложенной ниже последовательностью.

1. По формулам (2.1) и (2.2) определяем приведённые площади сечения арматуры

$$A_{s,red} = A_s + R_{s,ad} A_{s,ad} / R_s ; \quad (2.1)$$

$$A'_{s,red} = A'_s + R_{s,ad} A'_{s,ad} / R_s , \quad (2.2)$$

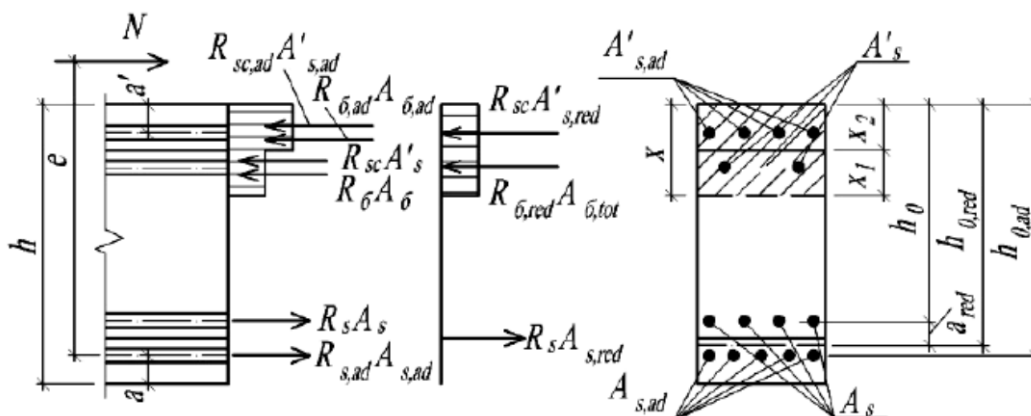


Рисунок 2.2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого элемента, усиленного двусторонним наращиванием, при его расчете на прочность

$$A_{s, red} = 1256 + 370 \cdot 1256 / (0,8 \cdot 280) = 1256 + 464\,720 / 224 = 3\,330,64 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s', red} = 1256 + 370 \cdot 942 / (0,8 \cdot 280) = 1256 + 348\,540 / 224 = 2\,811,98 \text{ мм}^2.$$

2. По (2.3) определяется расстояние от центра тяжести существующей арматуры до центра тяжести арматуры элемента усиления

$$a_{red} = \frac{R_{s,ad} A_{s,ad} (h_{0,ad} - h_0)}{R_s A_s + R_{s,ad} A_{z,ad}} \quad (2.3)$$

$$a_{red} = \frac{370 \cdot 1256 (570 - 470)}{0,8 \cdot 280 \cdot 1256 + 370 \cdot 1256} = \frac{46\,472\,000}{281\,344 + 464\,720} = \frac{46\,472\,000}{746\,064} = 62,3 \text{ мм}$$

3. По формуле (2.4) определяем расстояние от сжатой грани усиленного элемента до общего центра тяжести

$$h_{0,red} = h_0 + a_{red} \quad (2.4)$$

$$h_{0,red} = 470 + 62,3 = 532 \text{ мм.}$$

4. По формуле (2.5) определяем относительную высоту сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_{a,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{\sigma} b h_{0,red}} \quad (2.5)$$

$$\xi = \frac{0,8 \cdot 280 \cdot 3\,330,64 - 0,8 \cdot 280 \cdot 2\,811,98}{17 \cdot 400 \cdot 532} = \frac{746\,063,36 - 629\,883,52}{3\,617\,600} = \frac{116\,179,84}{3\,617\,600} = 0,0321$$

5. По СНиП 2.03.01–84* (формула (25) - это для учебных целей) определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле $\omega = \alpha - 0,008 R_b$, для тяжелого бетона $\alpha = 0,85$

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 19,5 \cdot 0,8}{1 + \frac{0,8 \cdot 280}{400} \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 19,5}{1,1}\right)} = 0,609$$

6. Производится сравнение $\xi = 0,0321 < \xi_R = 0,609$. Значит будет использоваться первый случай расчёта.

7. По формуле (2.22) (2.6) определяется приведённое расчётное сопротивление бетона сжатой зоны усиленного ж.б. элемента.

$$R_{b,red} = \frac{R_b A_b - R_{b,ad} A_{b,ad}}{A_{b,tot}} \quad (2.6)$$

Предварительно определяется: $A_b = bx_1 = 400 \cdot (x - 100)$;

$$A_{b, ad} = bx - A_\sigma = 400x - 400 \cdot (x - 100) = 40\,000 \text{ мм}^2;$$

$$A_{b, tot} = A_\sigma + A_{\sigma, ad} = [400 \cdot (x - 100) + 40\,000] = 400x.$$

Тогда

$$R_{b,red} = \frac{0,8 \cdot 17 \cdot 400(x - 100) + 19,5 \cdot 40000}{400x} = 14 + \frac{590}{x}$$

8. По (2.7) определяем высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{N + R_s A_{s,red} - R_{sc} A'_{s,red}}{R_{\sigma,red} b} \quad (2.7)$$

$$\xi = \frac{x}{h_{0,red}} = 0,609 = \frac{x}{532}, \text{ отсюда, } x=324 \text{ мм. Тогда}$$

$$\xi = \frac{x}{h_{0,red}} = 0,0321 = \frac{x}{532}, x=17,1 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{1810000 + 280 \cdot 3\,330,64 - 280 \cdot 2\,811,98}{(14 + 590/x)400} = \frac{1810000 + 932\,579,2 - 787\,354,4}{(14 + 590/324)400} = \\ &= \frac{1\,955\,224,8}{6\,328,39} = 308 \text{ мм} \end{aligned}$$

9. Для первого случая внецентренного сжатия при $\xi < \xi_R$ (см. рис. 2.2) несущая способность усиленного элемента оценивается условием

$$Ne \leq R_{b,red} bx(h_{0,red} - 0,5x) + R_{sc} A'_{s,red} (h_{0,red} - a') \quad (2.8)$$

где N – продольная сила; e – расстояние от точки приложения продольной силы до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удалённого от указанной прямой, а при отсутствии растянутой зоны – через центр тяжести

наименее сжатого стержня; $A_{s,red}$, $A'_{s,red}$ определяются по формулам (2.1) и (2.2);
 $h_{0,red} = h_0 + a_{red}$; a_{red} и $R_{b,red}$ определяются по формулам (2.3) и (2.6).

Определяем несущую способность элемента
 $R_{b,red} \cdot b \cdot x (h_{red,0} - 5,0 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_{s,red} \cdot (h_{red,0} - a') = (14,0 + 590/308) \cdot 400 \cdot 308 \cdot (532 - 0,5 \cdot 308) + 280 \cdot 2 \cdot 811,98 \cdot (532 - 40) = 741 \, 388 \, 032 + 387 \, 378 \, 364,8 = 1 \, 129 \cdot 10^8 = 1129 \text{ кНм} > N_e = 1 \, 810 \, 000 \cdot 500 = 9,05 \cdot 10^8 = 905 \text{ кНм}.$

Несущая способность элемента достаточна

Занятия 4 УСИЛЕНИЕ КОМПОЗИТНОЙ ОБОЙМОЙ СЖАТОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

Цель занятия. Расчет несущей способности, усиленного композитной обоймой

Расчёт несущей способности сжатого железобетонного элемента, усиленного композитной обоймой. На рис. (4.1) приведена расчетная схема центрально сжатого элемента, усиленного оклеечным композитом.

Расчет прочности центрально сжатых элементов, усиленных композитным материалом, производится по формуле:

$$N = \gamma \varphi (R_b^* A_b + R_{sc} A'_s), \quad (4.1)$$

где N – продольная сжимающая сила от внешних нагрузок;

γ – коэффициент условий работы, принимаемый равным: $\gamma=0,9$ при $h \leq 200$ мм;

$\gamma=1$ при $h > 200$ мм;

A_b – площадь бетонного сечения усиливаемого элемента $A_b = b \cdot h$;

φ – коэффициент продольного изгиба;

A'_s – площадь сечения усиливаемого элемента;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры усиливаемого элемента;

R_b^* – приведенная призматическая прочность бетона усиленной конструкции, определяемая по формуле $R_b^* = R_b (1 + 0,5 \sigma_3 / R_{bt})$, где R_b – призматическая прочность бетона усиливаемой конструкции;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению усиливаемой конструкции.

σ_3 – обжимающее напряжение, создаваемое обоймой из оклеечного композита и определяемое по формуле

$$\sigma_3 = 2 \delta_{km} R_{km} / b, \quad (4.2)$$

где δ_{km} – толщина слоя композита;

b – ширина/высота сечения усиливаемого элемента; R_{km} – расчетное сопротивление растяжению композита. В таблице 4.1 приведены значения для композита из стеклосетки и эпоксидного клея. Сопротивление растяжению композитов из углеволоконных материалов с толщиной 0,4 мм (1 слой) – 280 МПа.

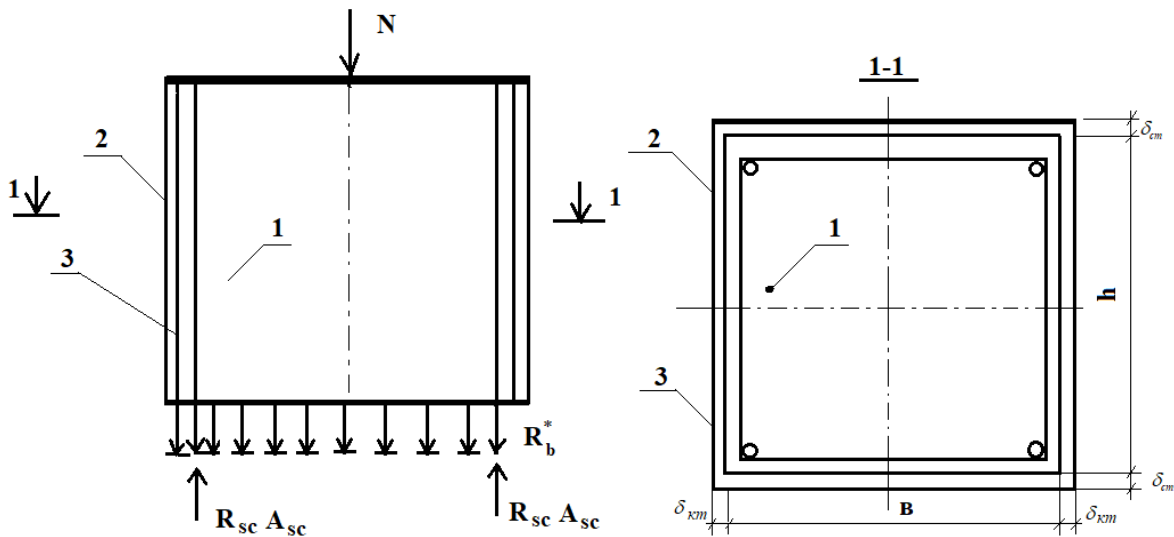


Рисунок 4.1. Расчетная схема. 1. усиливаемый элемент; 2. поверхностно-оклеечный материал (углепластик и т.п.); 3. эпоксидный клей.

Таблица 4.1. Расчетная прочность на растяжение образцов композита

Количество слоев композитов	Марка композита		
	PC ₂ -3	CT-11	CT-13
1	17	36	52,0
2	21	64	70
3	34	72	83

При определении расчетной толщины δ_k должно соблюдаться условие

$$R_{km} \delta_{km} \geq R_{bt} b \left[(N / \gamma \varphi - R_{sc} A'_s) / (R_b A_b) - 1 \right]$$

Исходные данные:

Высота колонны – 3,0 м.

Сечение колонны $b \times h = 350 \times 350$ мм.

Бетон класса В 20. Расчетное сопротивление $R_b = 261,93 \text{ кгс/см}^2 = 25,686$

Мпа;

Продольное армирование $4\varnothing 18A-400$ ($A_s = 10,18 \text{ см}^2$);

Продольная внешняя сила $N=200$ т.

Необходимо выполнить поверочный расчет колонны и, в случае необходимости, рассчитать усиление композитной облоймой.

3. Гибкость элемента

Так как в существующих конструкциях, как правило, $N_{дл}/N = 1$, φ_σ можно принимать по табл. 1.8 в зависимости от соотношения l_0/h

Таблица 4.2. Значение φ_σ от соотношения l_0/h

l_0/h	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
φ_σ	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3000}{350} = 8,6, \varphi = 0,95$$

4. Поверочный расчет колонны

$$N_{сеч} = \gamma\varphi (R_b A_b + R_{sc} A_s') = 1 \times 0,95 (256,86 \cdot 35 \cdot 35 + 3620 \cdot 10,18) = 333\,929,845 \text{ кг}$$

5. Предварительно принимается 2 слоя композита с сопротивлением $R_{ct} = 83$ МПа.

6. Обжимающее напряжение, создаваемое обоймой из оклеечного композита

$$\sigma_2 = 2\delta_{ct} R_{ct}/b = 2 \times 0,4 \times 830/35 = 19 \text{ кг/см}^2$$

7. Приведенная призмная прочность бетона усиленного элемента

$$R_{bt} = 0,25 \cdot k \sqrt{R_b} = 0,25 \cdot 0,8 \sqrt{256,86^2} = 0,25 \cdot 0,8 \sqrt{65\,977} = 0,25 \cdot 0,8 \cdot 40,4 = 8,1$$

$$R_b^* = R_b (1 + 0,5 \sigma_2/R_{bt}) = 256,86 (1 + 0,5 \times 19/8,1) = 558,1 \text{ кг/см}^2$$

8. Несущая способность усиленной колонны

$$N_{yc} = \gamma\varphi (R_b^* A_b + R_{sc} A_s') = 1 \times 0,95 (269,5 \times 35 \times 35 + 3620 \times 10,18) = 348\,639,645 \text{ кг} = 348,64 \text{ т} > 200 \text{ т} = N$$

Прочность обеспечена.

9. Проверка условия

$$R_{km} \delta_{km} \geq R_{bt} b \left[(N / \gamma\varphi - R_{sc} A_s') / (R_b A_b) - 1 \right]$$

$$R_{km} \delta_{km} = 830 \times 0,4 = 332 \text{ кг/см}$$

$$332 \geq 8,1 \cdot 35 \left[\frac{200000}{1 \cdot 0,95} - \frac{3620}{256,86} \right] / (256,86 \cdot 35 \cdot 35) - 1 = 2\,83,5 \left[\frac{210\,526,315 - 36\,851,6}{314\,652,5} \right] = 156,48$$

Условие выполняется.

Занятие 5

УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ, РАСПОЛОЖЕННЫХ В ДВУХ СОСЕДНИХ ПРОЛЁТАХ

Цель: Расчет усиления стальных балок перекрытия в двух соседних пролётах

Исходные данные:

Стена толщиной 51 см. Длина балок $l = 810$ см; погонная нагрузка на балки после усиления составит $q_n = 12$ кН/м - 1223,65 кгс/м, $q_p = 13$ кН/м-1325,63 кгс/м. Балки выполнены из прокатного двутавра №27а по ОСТ 16-1932. Основные характеристики балки:

$$W_x = 488,3 \text{ см}^3; I_x = 6591,8 \text{ см}^4.$$

Расчётное сопротивление стали 210 МПа. Состояние балок удовлетворительное.

1. Следует проверить несущую способность балок до усиления. Балки из двутавров № 26, как показывает расчёт по формуле (5.1), не обеспечивают требуемую несущую способность после реконструкции:

$$W_{mp} = q_p l_p^2 / 8R_y \gamma_c \quad (5.1)$$

$$W_{mp} = q_p l_p^2 / 8R_y \gamma_c = 1325,63 \cdot 8,1^2 / 8 \cdot 2100 \cdot 7,85 = 659 \text{ см}^3 > 488,3 \text{ см}^3$$

где

$$l_p = 1,05l = 1,05 \cdot 810 = 850,5 \text{ см} \approx 8,51 \text{ м}; I_{тр} = 1,55q_n l^3 = 1,55 \cdot 12 \cdot 8,51^3 = 11463 \text{ см}^4 > 6591,8 \text{ см}^4.$$

2. Компоновка схемы усиления балок.

Для усиления балок примем двухконсольную прогонную разгружающую систему с консолью длиной 120 см и прогоном длиной 3 м. На прогон в середине его пролёта опирается одна усиливаемая балка перекрытия.

3. Производим расчёт усиленной балки.

В этом случае усиливаемая однопролётная балка преобразуется в двухпролётную балку в первом случае с равными пролетами, во втором с разными пролётами. Расчёт неразрезной балки выполнен методом сил, так как балка статически неопределима. Произведем расчет по первому случаю согласно таблицы 5.1.

Таблица 5.1- Двухпролетная балка с шарнирными опорами

	$A = C = \frac{3ql}{8}$ $B = \frac{10ql}{8}$	$M_B = -\frac{ql^2}{8}$	$M_x = \frac{Bx}{2} + M_B - \frac{qx^2}{2}$ <p style="text-align: center;">($l > x > 0$)</p> $M_{\max} = \frac{9ql^2}{128}$	$f = \frac{Bx^3}{12EI} + \frac{M_B x^2}{2EI} - \frac{qx^4}{24EI}$ <p style="text-align: center;">($l > x > 0$)</p> <p style="text-align: center;">при $x = 0.579l$</p> $f_{\max} = -\frac{ql^4}{185EI}$
--	--	-------------------------	--	---

$$A = C = \frac{3gl}{8} = \frac{3 \cdot 13 \cdot 4,05}{8} = 19,74 \text{ кН}$$

$$B = \frac{10gl}{8} = \frac{10 \cdot 13 \cdot 4,05}{8} = 65,81 \text{ кН}$$

$$M_B = -\frac{gl^2}{8} = \frac{13 \cdot 4,05^2}{8} = -26,65 \text{ кН}$$

$$M_x = -\frac{Bx}{2} + M_B - \frac{gx^2}{2} = \frac{65,81 \cdot 2,025}{2} - 26,65 - \frac{13 \cdot 2,025^2}{2} = 37,93 \text{ кН}$$

Расчётный момент равен $M_p = M_{\text{оп}} = 26,65 \text{ МПа} \cdot 2\,717,544 \text{ кг} \cdot \text{м}$

Требуемый для этого случая момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = M_{\text{оп}} / R_y \gamma_y = 2\,717,544 / 2100 \cdot 0,9 = 143,7 \text{ см}^3 < W_x = 488,3 \text{ см}^3.$$

4. Производим расчёт прогона разгружающей системы. Расчётная схема прогона дана на рис. 5.1, б. Нагрузка на прогон от балки равна $P_{\text{рп}} = R_B = 65,81 \text{ кН}$, $P_{\text{н}} = 52,31 \text{ кН}$ и требуемый момент сопротивления прогона равен

$$W_{\text{тр}} = P_{\text{р}} l / 4R_y \gamma_y = 65,81 \cdot 300 / 4 \cdot 21 \cdot 0,9 = 19\,743 / 75,6 = 261 \text{ см}^3.$$

В качестве прогона можно принять швеллер № 33п по ГОСТ 8240–92 с $W_x = 281 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 261 \text{ см}^3$.

5. Производим расчёт двухконсольной балки кронштейна.

Нагрузка на консоль балки от усиливаемой балки и прогона равна

$$P_{\text{рк}} = 67,31 \text{ кН} \quad P_{\text{нк}} = 52,31 \text{ кН}.$$

Подбираем сечение консольной балки из условий обеспечения прочности и жёсткости. Имеем

$$M_{\text{к}} = P_{\text{рк}} l_{\text{к}} = 67,31 \cdot 1,2 = 81 \text{ кНм} - \text{расчётный момент балки. Тогда } W_{\text{тр}} = M_{\text{к}} / R_y \gamma_c = 81 \cdot 10^4 / 2100 \cdot 0,9 = 429 \text{ см}^3.$$

При расчёте по жёсткости принимаем $l_p = 1 + \delta/2 = 120 + 51/2 = 145,5$ см.
 Здесь $\delta = 51$ см – толщина стены, через которую пропускается консольная балка. Тогда $I_{тр} = P_{рнк} l^2 3E(f) = 5231 \cdot 145,5^2 \cdot 250/3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 7\,690$ см⁴.
 Принимаем балку из двух двутавра №27 по ГОСТ 8239–89 с $W_{общ} = 371$ см³. $3 \cdot 274,2 = 822,6$ см³ $\Rightarrow 822,6 > I_{тр} = 7\,690$ см⁴

В случае смещения опор решение будет как показано ниже. Исходные данные такие же, как и в первом случае

1. Проверяем несущую способность балок до усиления. Балки из двутавров № 26 не обеспечат требуемую после реконструкции несущую способность:

$$W_{mp} = q_p l_p^2 / 8R_y \gamma_c = 1325,63 \cdot 8,1^2 / 8 \cdot 2100 \cdot 7,85 = 659 \text{ см}^3 > 488,3 \text{ см}^3$$

где $l_p = 1,05l = 1,05 \cdot 810 = 850,5$ см $\approx 8,51$ м; $I_{тр} = 1,55q_n l^3 = 1,55 \cdot 12 \cdot 8,51^3 = 11\,463$ см⁴ $> 6591,8$ см⁴.

2. Компонуем схему усиления балок.

Введём для усиления балок двухконсольную прогонную разгружающую систему с консолью длиной 120 см и прогоном длиной 3 м. На прогон в середине его пролёта опирается одна усиливаемая балка перекрытия.

3. Производим расчёт усиленной балки.

В этом случае усиливаемая однопролётная балка преобразуется в двухпролётную балку в первом случае с равными пролётами, во втором с разными пролётами. Расчёт неразрезной балки выполнен методом сил, так как балка статически неопределима.

$$A = qa/2 - q(a^3 + b^3)/8la$$

$$C = qb/2 - q(a^3 + b^3)/8lb$$

$$B = qa/2 + q(a^3 + b^3)/8la + qb/2 + q(a^3 + b^3)/8lb,$$

Здесь $a=1,20$ м, $b=6,9$ м, $l=8,1$ м, тогда

$$A = \frac{13 \cdot 6,9}{2} - \frac{13(6,9^3 + 1,2^3)}{8 \cdot 8,1 \cdot 6,9} = 35,25 \text{ кН}$$

$$C = \frac{13 \cdot 1,2}{2} - \frac{13(6,9^3 + 1,2^3)}{8 \cdot 8,1 \cdot 1,2} = -47,41 \text{ кН}$$

$$B = \frac{13 \cdot 6,9}{2} - \frac{13(6,9^3 + 1,2^3)}{8 \cdot 8,1 \cdot 6,9} + \frac{13 \cdot 1,2}{2} + \frac{13(6,9^3 + 1,2^3)}{8 \cdot 8,1 \cdot 1,2} = 117,6 \text{ кН}$$

$$M_x = \frac{Bx}{2} + M_B - \frac{gx^2}{2} = \frac{117,6 \cdot 2,76}{2} - 66,25 - \frac{13 \cdot 2,76^2}{2} = 45,7 \text{ кНм}$$

4. Производим расчёт прогона разгружающей системы. Расчётная схема прогона дана на рис. 3.2, б. Нагрузка на прогон от балки равна $P_{рп} = R_B = 117,6$, $P_H = 104,1$ и требуемый момент сопротивление прогона равен

$$W_{тр} = P_p l / 4 R_y \gamma_y = 117,6 \cdot 300 / 4 \cdot 21 \cdot 0,9 = 35\,280 / 75,6 = 464 \text{ см}^3.$$

В качестве прогона можно принять швеллер № 33 по ГОСТ 8240–92 с $W_x = 486 \text{ см}^3 > W_{тр} = 467 \text{ см}^3$.

5. Производим расчёт двухконсольной балки кронштейна.

Расчётная схема кронштейна дана на рис. 3.2, в.

Нагрузка на консоль балки от усиливаемой балки и прогона равна

$$P_{пк} = 132,6 \text{ кН}, P_{нк} = 104,1 \text{ кН}.$$

Подбираем сечение консольной балки из условий обеспечения прочности и жёсткости.

Имеем

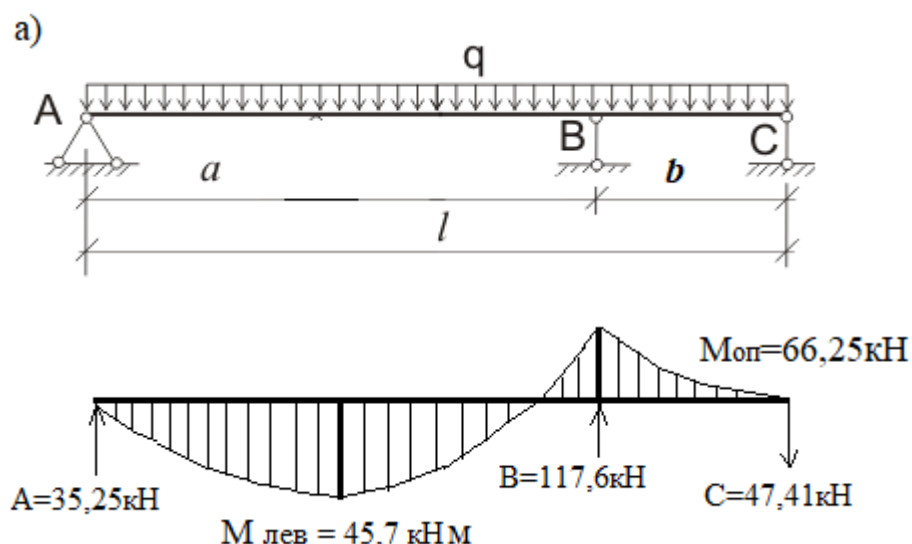
$M_k = P_{пк} l_k = 132,6 \cdot 1,2 = 159,12 \text{ кНм}$ – расчётный момент балки. Тогда $W_{тр} = M_k / R_y \gamma_c = 159,12 \cdot 10^4 / 2100 \cdot 0,9 = 842 \text{ см}^3$.

При расчёте по жёсткости принимаем

$$I_p = 1 + \delta/2 = 120 + 51/2 = 145,5 \text{ см}.$$

Здесь $\delta = 51 \text{ см}$ – толщина стены, через которую пропускается консольная балка. Тогда $I_{тр} = P_{пк} l^2 / 3 E(f) = 10410 \cdot 145,5^2 \cdot 250 / 3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 15\,304 \text{ см}^4$.

Принимаем балку из двух двутавра №27 по ГОСТ 8239–89 с $W_{общ} = 597 \cdot 2 = 1\,194 > 842 \text{ см}^3 = W_{тр}$, $I_{общ} = 2 \cdot 68840 = 137680 \text{ см}^4$



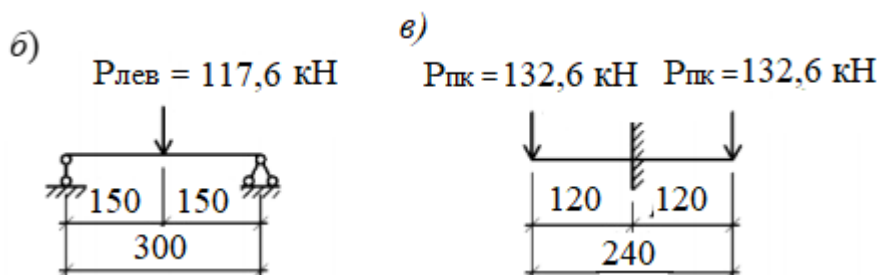


Рис. 5.1. Расчётные схемы элементов при усилении балок двухконсольной прогонной разгружающей системой: а) – расчётная схема для усиливаемой балки после установки усиления; б)– расчётная схема разгружающего прогона; в) – расчётная схема двухконсольной балки

Занятие 6

УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА СТАЛЬНОЙ ОБОЙМОЙ

Цель. Расчёт усиления кирпичного простенка стальной обоймой

Исходные данные

В связи с надстройкой здания требуется запроектировать усиление простенка нижнего этажа. Простенок имеет сечение 51 x1000 см, кладка с *небольшими трещинами*, выполнена из обыкновенного кирпича пластического формования марки 75 на растворе 25 (табл.6.1). Высота простенка 180 см, высота этажа $H = 3000$ см. На простенок действует вертикальное усилие от расчётных нагрузок, равное 750 кН и приложенное с эксцентриситетом 0,07 м.

Стальная обойма состоит: из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, приваренных к уголкам хомутов из полосовой стали или круглых стержней. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25-30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

Порядок расчета

Расчёт и проектирование производим с использованием формулы (6.1).

-при стальной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[(m_g m_k R + \eta \frac{2,5 \mu}{1 + 1,25 \mu} \frac{R_{sw}}{100}) A + R_{sc} A'_s \right], \quad (6.1)$$

В формулах (6.1) приняты следующие обозначения: N - продольная сила, кН; A - площадь сечения усиливаемой кладки; A'_s - площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы; R_{sw} - расчётное сопротивление поперечной

арматуры обоймы; R_{sc} - расчётное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры; φ - коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для не усиленной кладки); m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки [16, п. 4.1, 4.7]; m_k - коэффициент условия работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 - для кладки с трещинами; m_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35 - без непосредственной передачи нагрузки на обойму; μ - процент армирования хомутами и поперечными планками.

Находим площадь простенка $A = 100 \cdot 51 = 5100 \text{ см}^2 = 0,51 \text{ м}^2 > 0,30 \text{ м}^2$

Коэффициенты ψ и η принимаются при центральном сжатии: $\psi = 1$ и $\eta = 1$, при внецентренном сжатии как

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h_0} \quad (6.2),$$

тогда

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot 7}{51} = 0,725;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h_0} \quad (6.3),$$

тогда

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot 7}{51} = 0,451$$

Так как $h_0 = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$, по [12] принимаем $m_{g=1}$, $m_{k=1}$, - кладка без трещин. Так как стена жёстко защемлена, расчётная длина равна $l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot 3,0 = 2,7 \text{ м}$, а гибкость $\lambda = \lambda_0/\eta = 270/51 = 5,3$. Тогда упругая характеристика кладки для обыкновенного кирпича при марке раствора 25 равна $\alpha = 1000$. Тогда при $\lambda = 5,3$ и $\alpha = 1000$ по [12, табл. 18, 19] имеем соответственно $\varphi = 0,980$. Расчётное сопротивление кладки $R=1,1 \text{ МПа}$.

Принимаем для обоймы сталь класса А-I(A240).

Вертикальная арматура обоймы (уголки) устанавливается по конструктивным Соображениям 4 уголка 75x75x6 по ГОСТ 8509-93.

$$A'_s = 4 \cdot 8,73 = 34,92 \text{ см}^2$$

По таблице 6.2 $R_{sc} = 43 \text{ МПа}$ и $R_{sw} = 150 \text{ МПа}$. Из формулы (6.1) определяем процент армирования поперечной арматурой μ .

$$\eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \frac{R_{sw}}{100} A = \frac{N}{\psi\varphi_1} - m_g m_k R A - R_{sc} A'_s$$

$$\frac{0,451 \cdot 2,5 \mu \cdot 150}{1 + 2,5 \mu} \cdot 0,51 \cdot 10^3 = \frac{750}{0,725 \cdot 0,980} - 1 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,51 \cdot 10^3 - 43 \cdot 34,92 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3$$

Откуда $\mu=0,38$

По формуле (6.4)

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbS} 100, \quad (7.4)$$

отсюда

$$A_s = \frac{\mu hbS}{2(h+b)100}$$

здесь S - расстояние между осями поперечных связей при стальных обоямах (но не более 50 см).

Принимаем расстояние между осями поперечных хомутов обоймы $S=35$ см

$$0,38 = \frac{2A_s(51+100)}{51 \cdot 100 \cdot 30} 100$$

$$A_s = \frac{0,38 \cdot 51 \cdot 100 \cdot 30}{2(51+100)100} = \frac{58140}{30200} = 1,94 \text{ см}^2$$

Таблица 6.2. - Характеристики арматуры обойм

Армирование	Расчетное сопротивление арматуры, Мпа	
	Сталь класса А240	Сталь класса А300
Поперечная арматура	150	190
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43	55
То же при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130	160
То же при передаче нагрузки с двух сторон	190	240

Принимаем полосу сечением 32x8 мм; $A_s=2,01 \text{ см}^2$; Ст А240(А-I).

Усиление простенка показано на рис. 6.1.

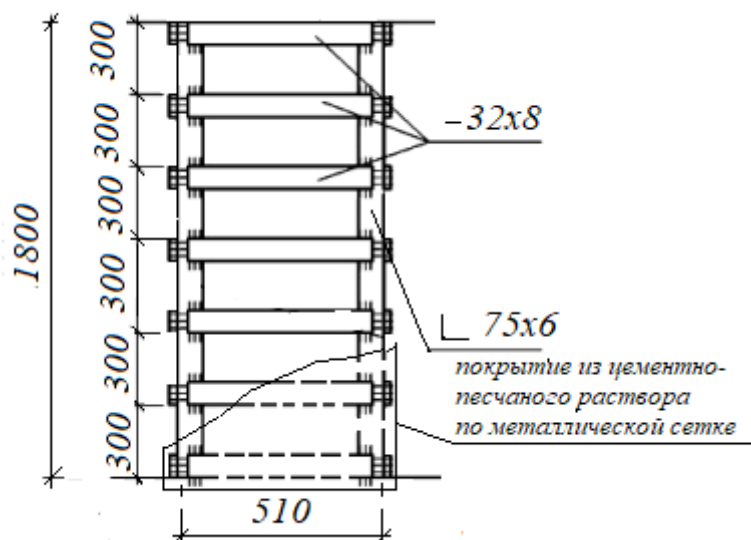


Рис. 6.1. Схема усиления кирпичного простенка металлической обоймой

Занятие 7 УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО СТОЛБА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ОБОЙМОЙ

Пример. Расчёт усиления кирпичного столба железобетонной обоймой

При реконструкции здания необходимо запроектировать усиление кирпичного столба железобетонной обоймой в связи с увеличением нагрузок из-за надстройки

Исходные данные:

Столб навеса выполнен сечением 64×64 см (2,5 кирпича с учетом шва) из глиняного кирпича пластического прессования марки 125 на цементно-известковом растворе марки 25, тогда из [11, табл. 2] принимаем $R=1,4$ Мпа (14 кгс/см^2). Кладка имеет небольшие трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах то есть напряжение в кладке достигло $\approx 0,7R_n$ временного сопротивления. Высота столба $H = 6000$ см. На кирпичный столб после реконструкции будет действовать усилие $N = 1150$ кН и $M = 100$ кН·м. Столб будет усиливаться железобетонной обоймой с передачей на неё нагрузки через монолитную распределительную плиту по верху столба и обойма опирается непосредственно на обрез фундамента. Обойму примем из бетона класса В15. Продольную арматуру принимаем из стали класса А-II (А300), хомуты также выполняем из стали класса А-II (А300). Толщину обоймы с учётом защитного слоя 25 мм принимаем равной 75 мм. Схема усиления приведена на рис. 7.1.

Порядок расчета

Расчёт обоймы производим по формуле

$$N \leq \psi \varphi \left[(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \frac{R_{sw}}{100}) A + m_b R_b F_b + R_{sc} A'_s \right], \quad (7.1)$$

где

N - продольная сила, кН; A - площадь сечения усиливаемой кладки; A_s - площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы; A_b - площадь сечения бетона обоймы, заключённого между хомутами и кладкой (без учёта защитного слоя); R и R_b - расчётные сопротивления кладки и бетона обоймы; R_{sw} - расчётное сопротивление поперечной арматуры обоймы; R_{sc} - расчётное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры; φ - коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для не усиленной кладки); m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки [16, п. 4.1, 4.7]; m_k - коэффициент условия работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 - для кладки с трещинами; m_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35 - без непосредственной передачи нагрузки на обойму; μ - процент армирования хомутами и поперечными планками.

Далее определяется площадь сечения столба $A = 64 \cdot 64 = 4096 = 0,41 \text{ м}^2 > 0,30 \text{ м}^2$. Объём бетона обоймы с учётом защитного слоя $[0,075(2 \cdot 0,075 + 0,64)]^2 + (0,64 \cdot 0,075) \cdot 2 = 1,24 \text{ м}^3$.

Расчётная нагрузка на столб с учётом веса обоймы

$$N = 1150 + 1,24 \cdot 24 \cdot 1,1 = 1183 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет приложения нагрузки находим как

$$e_0 = M/N = 100/1183 = 8,5 \text{ см}.$$

По формулам (7.2) и (7.3) находим ψ и η :

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot 8,5}{64} = 0,53 \quad \psi = 1 - \frac{2 \cdot 8,5}{64} = 0,734. \text{ Так как } b = 64 \text{ см} > 30 \text{ см, из [16]}$$

принимаем $m_g = 1$. Берем коэффициент $m_k = 0,7$ так как в кладке имеются повреждения. По этим данным определим коэффициент φ . Так как столб имеет упругую верхнюю опору и жёсткое защемление внизу, расчётная длина пролёта равна $l_0 = 1,25 \cdot 6 = 7,5 \text{ м}$, гибкость $\lambda = 750/64 = 11,72$. Упругая характеристика кладки из глиняного кирпича пластического прессования при марке раствора 25 равна $\alpha = 1000$ [16, табл. 16]). Отсюда при $\lambda = 11,72$ и $\alpha = 1000$ [16, табл. 19] имеем $\varphi = 0,865$.

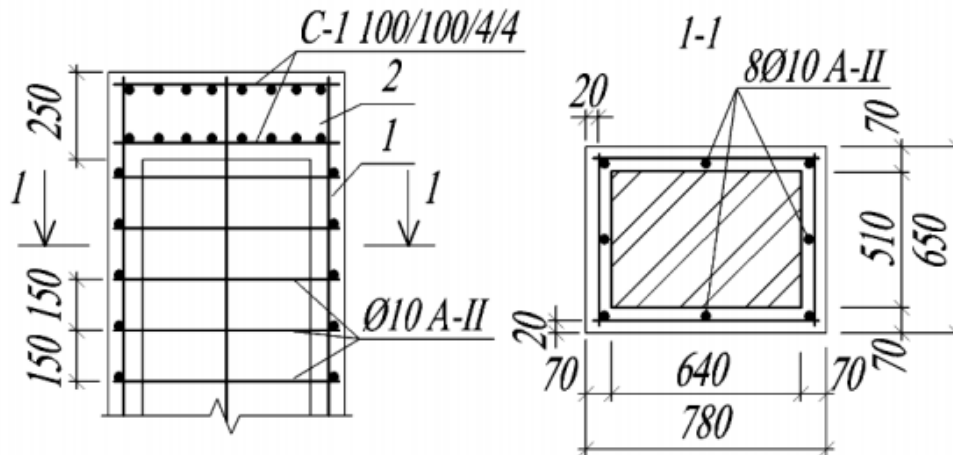


Рисунок 7.1. Схема усиления кирпичного столба железобетонной обоймой: 1 – железобетонная обойма из бетона класса В15; 2 – распределительная железобетонная плита, бетонизируемая одновременно с обоймой

Площадь сечения бетона обоймы без учёта защитного слоя
 $A_b = (64 + 2 \cdot 6)(64 + 2 \cdot 6) - 4096 = 1680 \text{ см}^2$.

Принимаем продольное армирование обоймы 8 стержнями диаметром 10 мм из стали класса (А-II) А240 с $R_{sc} = 240 \text{ МПа}$, $A'_s = 6,28 \text{ см}^2$. Хомуты из стали класса А240 имеют $R_{sw} = 190 \text{ МПа}$. Для бетона класса В12,5 $R_b = 16 \text{ МПа}$.

Из (7.1) определяется необходимый процент μ поперечного армирования :

$$\eta \frac{3 \cdot \mu R_{sw}}{1 + \mu 100} \cdot A = \frac{N}{\psi \varphi} - m_g m_k R A - m_b R_b A_b - R_{sc} A'_s$$

$$0,53 \frac{3 \cdot \mu 190}{1 + \mu 100} \cdot 0,41 \cdot 10^3 = \frac{1183}{0,734 \cdot 0,865} - 1 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 0,41 \cdot 10^3 - 1 \cdot 1,6 \cdot 0,168 \cdot 10^3 - 24,0 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 8 \cdot 10^3$$

откуда $\mu = 0,304$

Площадь сечения хомутов при шаге $S = 15 \text{ см}$ определяем из формулы

$$A_s = \frac{\mu h b S}{2(h+b)100} = \frac{0,304 \cdot 64 \cdot 64 \cdot 15}{2(64+64)100} = 0,729 \text{ см}^2$$

Принимаем хомуты диаметром 10 мм из стали класса (А-II) А240 с $A_s = 0,785 \text{ см}^2 > 0,729 \text{ см}^2$.

Занятие 8

УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОЙ СТЕНЫ ДВУСТОРОННЕЙ НАБЕТОНКОЙ

Цель. Расчёт усиления кирпичной стены двусторонней набетонкой

Исходные данные

При реконструкции здания необходимо усиление несущей внутренней кирпичной стены толщиной в 1,5 кирпича (38,5 см). Высота стены от уровня пола до низа перекрытия 3,0 м. Кладка стены выполнена из сплошного глиняного кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25 [16]. Состояние кладки удовлетворительное. После реконструкции на 1 м стены будет передаваться нагрузка $N = 750$ кН (75т).

Порядок расчета

Из [16, табл. 2, 15 и 19] имеем $R = 1,1$ МПа; $\alpha = 1000$; $\lambda = 300/38,5 = 7,79$
 $\varphi = 0,93$; $m_g = 1$. Площадь 1 пог.м стены $A = 0,385$ м².

Несущая способность стены

$$N_{cc} = \varphi m_g R A = 0,93 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 0,385 \cdot 10^3 = 394 \text{ кН} < N = 750 \text{ кН.}$$

То есть необходимо усиление стены, осуществляемое включением в работу стены совместно с железобетонной обоймой с поперечными стальными связями.

Из конструктивных соображений толщину железобетонных стенок берем по минимуму, равной 6 см. Бетон класса В12,5 и армирование стальной сеткой из стержней диаметром 5 мм с ячейкой 15x15 см.

Для обеспечения работы обоймы поверх сеток устанавливаются вертикальные стержни из круглой стали диаметром 16 мм через каждые 50 см и поперечные связи диаметром 16 мм через 50 см по длине и высоте стены.

Находим % армирования поперечными связями:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100 = \frac{A_s l_s}{A h_w} 100 = \frac{2,01 \cdot 38,5}{50 \cdot 50 \cdot 38,5} 100 = 0,081$$

где V_s , V_k - соответственно объем связей и объем кладки;

h_w – толщина стены.

Вертикальное армирование принимаем из стали класса А-I (А240) 7Ø5 мм и 2Ø16 мм на каждые 50 см длины стены. Площадь арматуры на 1 пог.м стены равна

$$A_{s'} = 2 (1,37 + 4,02) = 10,78 \text{ см}^2. \quad \text{Площадь бетона}$$

$$A_b = 2 \cdot 6 \cdot 100 = 1200 \text{ см}^2.$$

Коэффициент φ идет в запас прочности для кирпичной кладки. Тогда с учетом высоты сечения совместно с обоймой: $\alpha = 1000$; $\lambda_n = 300/48,5 = 6,19$; $\varphi = 0,96$.

Прочность бетона $R_b = 7,5$ МПа. Расчётное сопротивление для связей $R_{sw} = 150$ МПа, для продольной арматуры: $R_{sc} = 43$ МПа [16].

По формуле (8.1) с учетом коэффициента 0,5 условий работы согласно [11,16] определяем расчетную несущую способность

$$N \leq \psi \varphi \left[(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu R_{sw}}{1 + \mu} \frac{100}{100}) \right] A + m_b R_b F_b + R_{sc} A_a' \quad (8.1)$$

$$N \leq 1 \cdot 0,96 \left[(1 \cdot 1 \cdot 1,1 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 0,081 \cdot 0,5}{1 + \mu} \cdot \frac{150}{100}) 0,385 + 0,35 \cdot 7,5 \cdot 0,12 + 43 \cdot 10,8 \cdot 10^{-4} \right] 10^3 =$$

$$= 815,34 \text{ кН} > N = 750 \text{ кН}$$

Принятое усиление достаточно. Схема усиления дана на рис. 8.1.

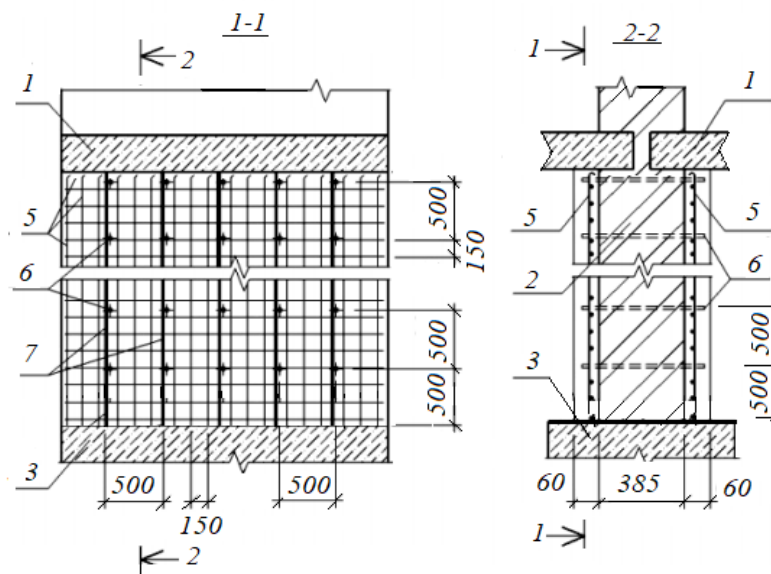


Рисунок 8.1. Усиление набетонкой: 1 – плита перекрытия; 2 – усиливаемая стена; 3 – фундамент; 4 – набетонки класса В12.5; 5 – стальная сетка $\varnothing 5$ мм с ячейкой 150×150 мм; 6 – поперечные связи $\varnothing 16$ мм через 500 мм; 7 – вертикальная арматура $2\varnothing 16$ мм через 500 мм

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Андрианов К.А., Леденев В.И., Матвеева И.В. Расчёт усиления конструкций перед реконструкцией и капитальным ремонтом: учебное пособие / К.А. Андрианов, В.И. Леденев, И.В. Матвеева. – Тамбов : Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», 2012. – 112 с.
2. Гроздов В. Т. Усиление строительных конструкций при реставрации зданий и сооружений. — СПб, 2005. — 114 с.
3. Проектирование металлических конструкций / В.В. Бирюлев, И.И. Кошкин, И.И. Крылов, А.В. Селиверстов. – Л. : Стройиздат, 1990. – 432 с.
7. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений / НИИСК. – М. : Стройиздат, 1989. – 104 с.
8. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1984. – 36 с.
9. СП 470.1325800.2019 Конструкции стальные. Правила производства работ
10. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1)
11. СП 427.1325800.2018 Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления
12. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23–81*. Стальные конструкции – М. : ОАО «ЦПП», 2017.
13. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями N 1, 2), 2016.
14. ГОСТ Р 53778–2010. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М. : Стандартиформ, 2010.
15. ГОСТ 34028-2016 Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия
16. СНиП II-22–81* (СП 15.13330.2010.). Каменные и армокаменные конструкции

Акматов А.К.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Методическое пособие по выполнению
лабораторно-практических занятий

Ответственный за выпуск *В. Г. Рудов*
Компьютерная верстка *Г. Н. Кирпа*

Подписано в печать 24.11.2020.
Формат 60x84¹/₈. Печать офсетная.
Объем 4,5 п.л. Тираж 100 экз. Заказ 28

Издание подготовлено и отпечатано
в отделе оперативной полиграфии
Кыргызско-Российского Славянского университета
720000, г. Бишкек ул. Киевская, 44