

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное  
учреждение высшего образования  
«Воронежский государственный технический университет»

Кафедра строительных конструкций, оснований и фундаментов  
имени профессора Борисова Ю.М.

**УСИЛЕНИЕ И ВОССТАНОВЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ И РЕКОНСТРУКЦИИ**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта  
и подготовке к практическим занятиям  
для студентов направления  
08.04.01 «Строительство»  
всех форм обучения

Воронеж 2022

УДК 624:69.059.35(07)  
ББК 38.683я7

**Составители:** канд. техн. наук, доц. А. Э. Поликутин,  
канд. техн. наук, доц. Д. В. Панфилов,  
канд. техн. наук, доц. О. Е. Перекальский,  
ст. преподаватель К. В. Макарычев,  
ассистент А. В. Левченко,  
ассистент П. А. Зябухин

**Усиление и восстановление строительных конструкций зданий и сооружений при обследовании и реконструкции:** методические указания к выполнению курсового проекта и подготовке к практическим занятиям для студентов направления 08.04.01 «Строительство» всех форм обучения / ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет»; сост.: А. Э. Поликутин [и др.]. Воронеж: Изд-во ВГТУ, 2022. 18 с.

В методических указаниях описаны различные методы усиления и восстановления несущей способности железобетонных и каменных конструкций при обследовании и реконструкции зданий и сооружений. Приводятся необходимые справочные и нормативные сведения.

Предназначены для обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство» всех форм обучения.

Методические указания подготовлены в электронном виде и содержатся в файле МУ\_Усиление.pdf.

Ил. 7. Библиогр.: 3 назв.

**УДК 624:69.059.35(07)**  
**ББК 38.683я7**

**Рецензент** – Н. Г. Назаренко, доц. кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов имени профессора Ю. М. Борисова ВГТУ

*Издается по решению редакционно-издательского совета  
Воронежского государственного технологического университета*

## ВВЕДЕНИЕ

Данные методические указания предназначены для оказания помощи при выполнении курсового и дипломного проектирования, а также при подготовке к практическим занятиям в разделах, посвящённых проектированию реконструкции, усиления или восстановления железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений различного назначения при их обследовании и реконструкции.

Методическими указаниями предусмотрено пять различных вариантов усиления и восстановления несущей способности сборных и монолитных железобетонных и каменных конструкций.

При подготовке к проектированию усиления и восстановления несущей способности железобетонных и каменных конструкций полезным будет изучение литературы [1, 2, 3].

### 1. УСИЛЕНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПУТЕМ СОЗДАНИЯ НЕРАЗРЕЗНОСТИ НА ОПОРАХ

За основу принимаем разработанную плиту перекрытия в первом курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», принимая, что по ряду причин необходимо увеличить допустимую нагрузку на перекрытие (повысить несущую способность плиты).

Для увеличения несущей способности сборных железобетонных плит перекрытия применяем метод с изменением первоначальной конструктивной схемы: на опорах плиты между собой по длине соединяем арматурными каркасами (Кр-1), образуя тем самым единую многопролетную неразрезную плиту-балку (рис. 1.1). При усилении ребристых плит каркасы Кр-1 устанавливаем в швы между плитами, при усилении пустотных плит каркасы Кр-1 устанавливаем в пустоты, предварительно пробив верхнюю полку плиты. В результате усиления пролетные изгибающие моменты ( $M_2$ ) от проектной первоначальной нагрузки уменьшаются. Следовательно, до исчерпания несущей способности плиты проектную нагрузку можно увеличить (до тех пор, пока  $M_2$  не достигнет по значению  $M_1$ ). Образовавшиеся опорные моменты  $M_3$  (при создании неразрезности на опорах) воспринимаем устанавливаемыми (соединяемыми) каркасами (Кр-1). Перед усилением с плит снимаем временную нагрузку. Тем самым постоянную нагрузку плиты воспринимают по «старой» схеме (разрезной), а временную нагрузку плиты и элементы усиления воспринимают по «новой» схеме (неразрезной).

Порядок усиления следующий.

1.1. Из суммы моментов относительно центра тяжести продольной растянутой арматуры определяем максимальный изгибающий момент (при существующем армировании и размерах поперечного сечения), который может воспринять нормальное сечение в середине пролета плиты:

$$M_{\max} = R_b \cdot b_f' \cdot x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (1.1)$$

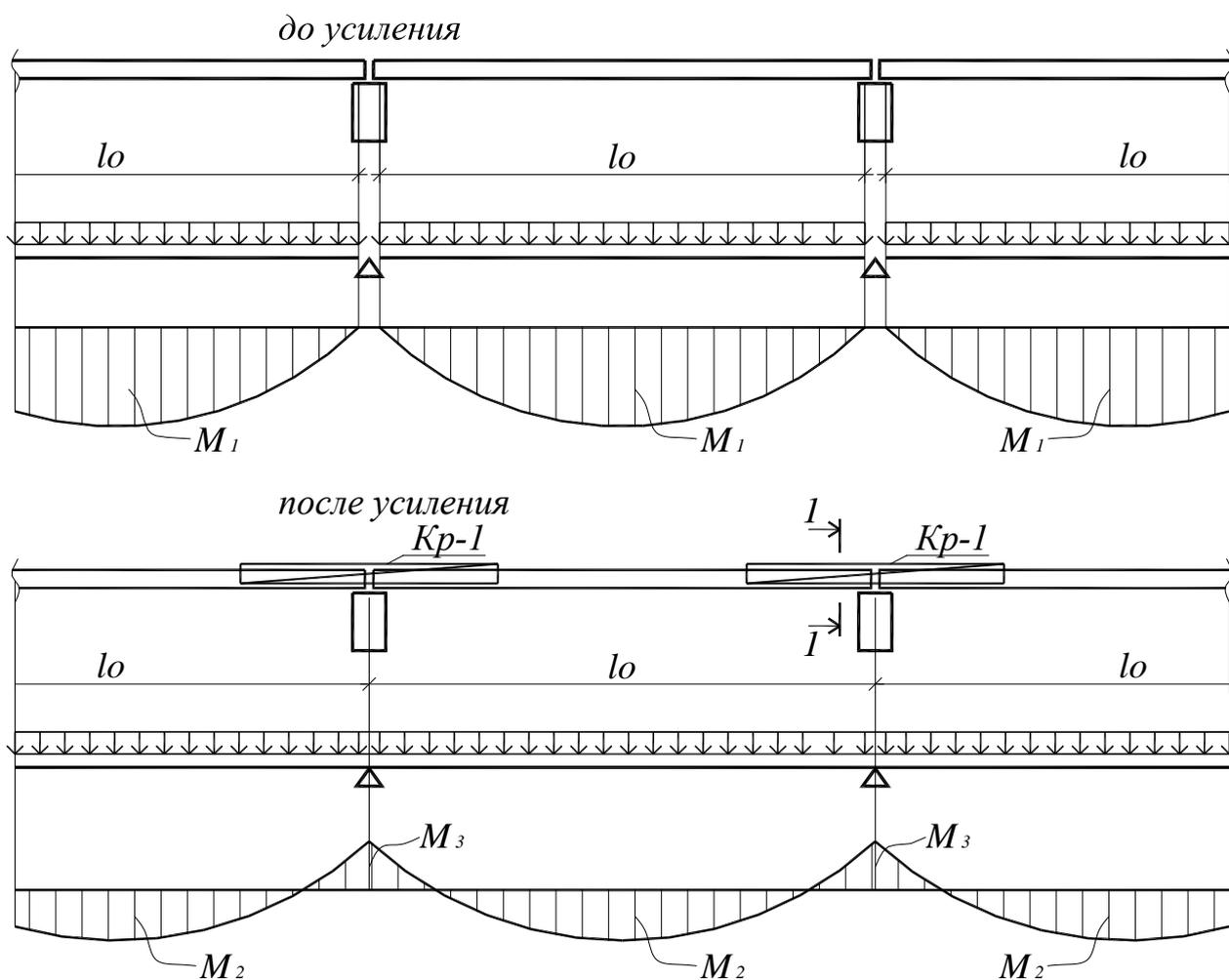
$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f'} \quad (1.2)$$

1.2. После удаления временной нагрузки изгибающий момент в середине пролета плиты от постоянных нагрузок определяем по формуле:

$$M_{\text{пост}} = \frac{q_{\text{пост}} \cdot l_0^2}{8} \quad (1.3)$$

1.3. Дополнительный изгибающий момент, который может воспринять сечение в середине пролета (при неразрезной схеме) от временных нагрузок:

$$M_{\text{вр}}^{\text{np}} = \frac{q_{\text{вр}} \cdot l_0^2}{24} = M_{\max} - M_{\text{пост}} \quad (1.4)$$



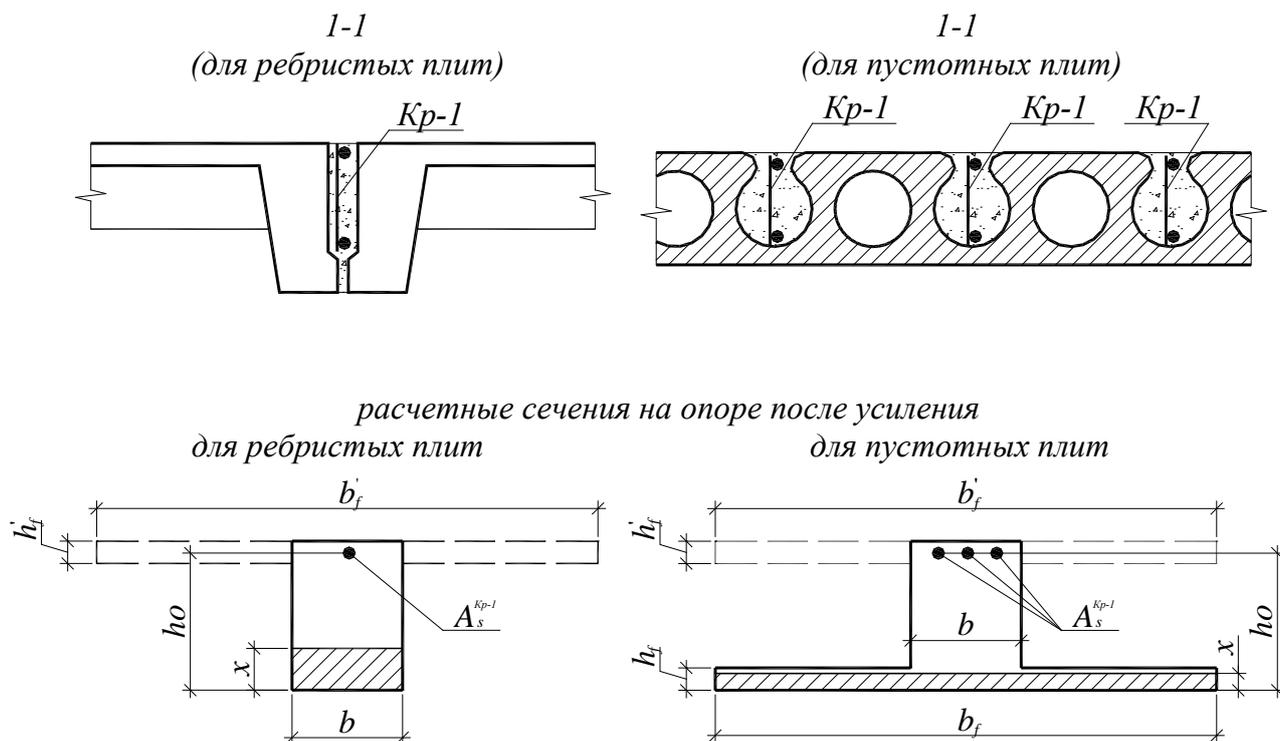


Рис. 1.1. Усиление сборной железобетонной плиты путем создания неразрезности на опорах

Из (1.4) определяем увеличенную (по сравнению с проектной) временную нагрузку, которую можно приложить на плиту после создания неразрезности на опорах до исчерпания несущей способности:

$$q_{ep} = \frac{24 \cdot (M_{\max} - M_{ном})}{l_0^2}. \quad (1.5)$$

1.4. После усиления и приложения временной нагрузки на плиты по опорному изгибающему моменту от временных нагрузок (из-за создания неразрезности на опорах), который по значению равен:

$$M_{ep}^{on} = \frac{q_{ep} \cdot l_0^2}{12}, \quad (1.6)$$

определяем площадь поперечного сечения верхней продольной арматуры каркаса Кр-1 (для ребристой плиты):

$$\alpha_m = \frac{M_{ep}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (1.7)$$

При усилении пустотной плиты в (1.7) вместо ширины ребра таврового сечения  $b$  подставляем ширину нижней сжатой полки двутаврового сечения  $b_f$  (рис. 1.1).

По (1.7) из табл. 3.1 [3] определяем значения  $\xi$  и  $\zeta$ .

При усилении *ребристой* плиты перекрытия сравниваем относительную высоту сжатой зоны с граничным значением относительной высоты сжатой зоны:  $\xi \leq \xi_R$ .

При усилении многопустотной плиты сравниваем высоту сжатой зоны с толщиной сжатой (нижней) полки:  $x = \xi \cdot h_0 \leq h_f$ .

### 1.5. Из формулы

$$A_s^{Kp-1} = \frac{M_{ep}}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} \quad (1.8)$$

определяем требуемую площадь поперечного сечения продольной арматуры каркаса Кр-1. По сортаменту по  $A_s^{Kp-1}$  определяем диаметр при заданном количестве стержней (эти стержни являются верхними растянутыми стержнями каркаса). Количество стержней определяется количеством каркасов Кр-1.

1.6. Из-за увеличения временной нагрузки на плиты перекрытия поперечное усилие в плите на опоре увеличилось. Необходимо проверить, достаточно ли существующего поперечного армирования плиты. В противном случае поперечная арматура каркаса Кр-1 является расчетной по значению увеличившейся поперечной силы в плите на опоре. Расчет плиты по наклонному сечению проводить по «обычной» методике [1, 3].

## 2. УСИЛЕНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПУТЕМ ПОДВЕДЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ОПОР

При увеличении несущей способности плиты путем создания неразрезности на опорах (п. 1 настоящих указаний), определено значение увеличенной временной нагрузки на перекрытие  $q_{ep}$ , которую в данном методе воспринимаем путем подведения дополнительных опор: металлических стоек на которые уложены (поперек плит перекрытия, в середине пролета) металлические балки – дополнительные опоры для плит перекрытия (рис. 2.1). Конструкции усиления устанавливаем (подводим под железобетонные плиты перекрытия) после удаления временной нагрузки. После установки конструкций усиления и приложения увеличенной временной нагрузки плиты перекрытия работают как двух пролетная неразрезная балка (рис. 2.1).

Порядок усиления следующий.

2.1. После удаления временной нагрузки изгибающий момент в середине пролета плиты от постоянных нагрузок определяем по формуле:

$$M_{ном} = \frac{q_{ном} \cdot l_0^2}{8}. \quad (2.1)$$

2.2. При установке конструкций усиления и приложения увеличенной временной нагрузки (определенной в п. 1 настоящих указаний) определяем из-

гибающий момент над дополнительной опорой – металлической балкой (плита работает как неразрезная двух пролетная балка):

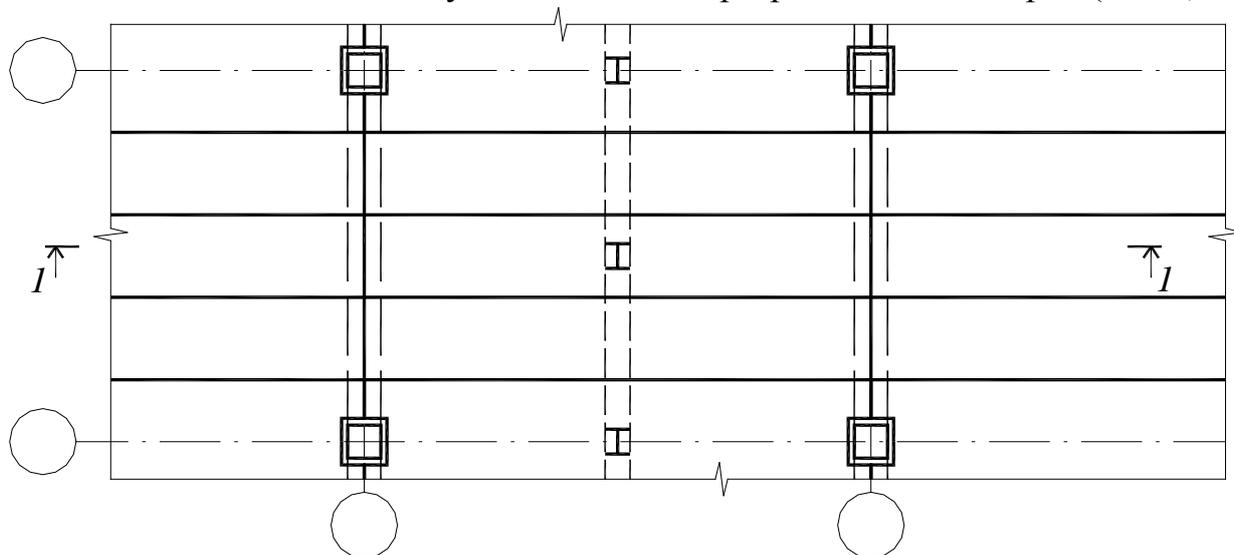
$$M_{ep} = \frac{q_{ep} \cdot l_0^2}{8}. \quad (2.2)$$

2.3. После суммирования двух эпюр изгибающих моментов – от постоянных нагрузок до усиления и от временных нагрузок после усиления возможно два варианта результирующей эпюры (рис. 2.1):

– если  $M_{носм} > M_{ep}$ , то имеет место *Вариант 1*; при этом дополнительное усиление железобетонной плиты перекрытия не требуется (далее расчет усиления производим с п. 2.5);

– если  $M_{носм} < M_{ep}$ , то имеет место *Вариант 2*; при этом требуется усиление железобетонной плиты перекрытия для восприятия изгибающего момента над дополнительной металлической опорой, который растягивает верхние волокна плиты.

2.4. Для восприятия изгибающего момента над дополнительной металлической опорой (при  $M_{носм} < M_{ep}$ ) устанавливаем металлические каркасы в швы между соседними ребристыми плитами или в пустоты пустотных плит над дополнительной опорой (заводя каркасы за грань опоры на  $\frac{1}{4}$  пролета) и определяем необходимую площадь поперечного сечения продольной верхней арматуры каркаса на изгибающий момент  $\Delta M = M_{ep} - M_{носм}$  аналогично усилению сборной железобетонной плиты путем создания неразрезности на опорах (п. 1.4).



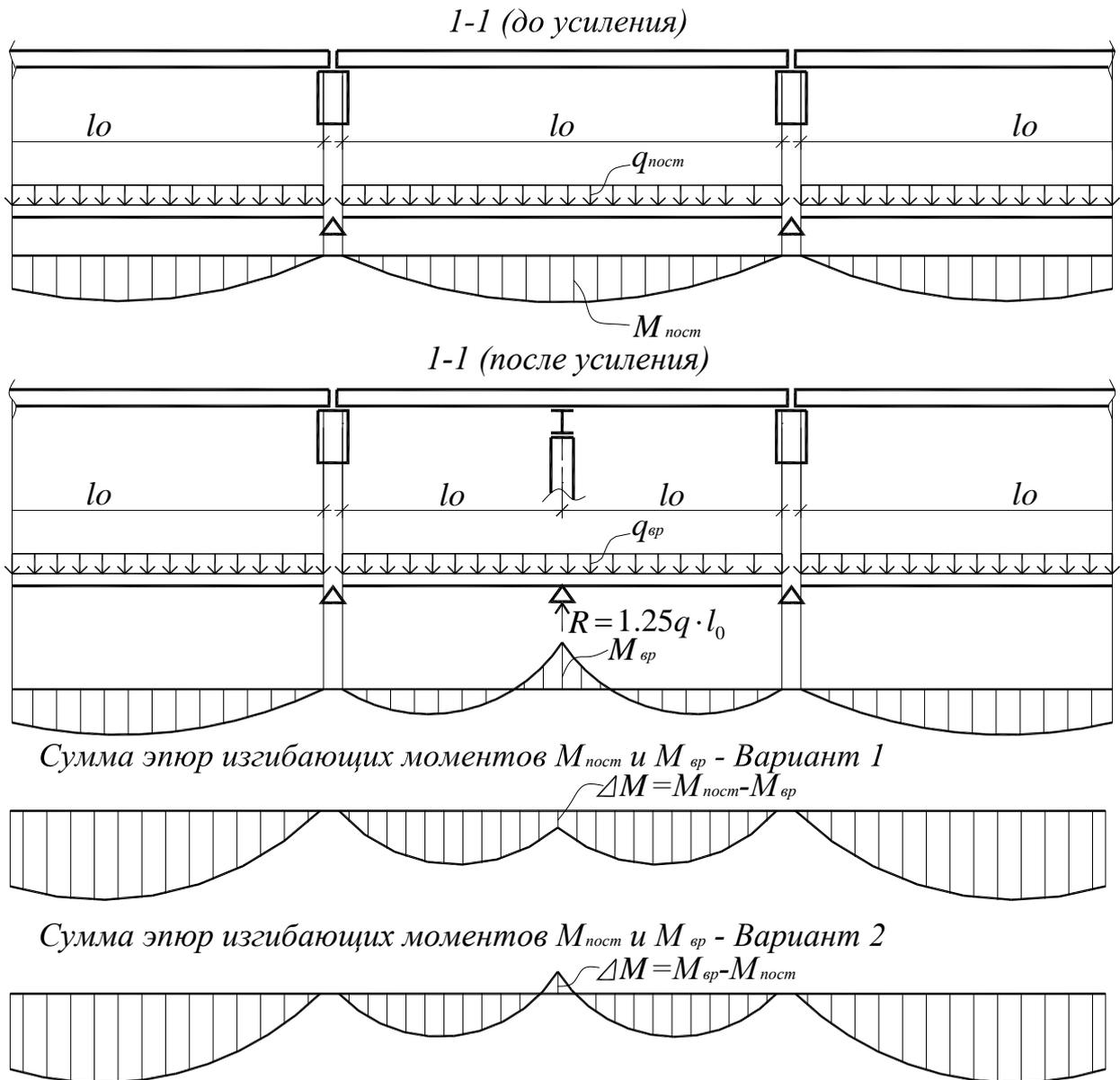


Рис. 2.1. Усиление сборной железобетонной плиты путем подведения дополнительных опор

2.5. Расчет металлической балки (являющейся для железобетонных плит дополнительной опорой). Равномерно-распределенная нагрузка на металлическую балку определяется отношением реакции средней (дополнительной) опоры плиты  $R$  (рис. 2.1) к ширине сечения железобетонной плиты:

$$q_{ер}^{мб} = \frac{R}{B_{пл}}, \quad (2.3)$$

где  $B_{пл}$  – ширина сечения железобетонной плиты перекрытия.

2.6. Определяем внутренние усилия ( $M$  и  $Q$ ) в металлической балке от  $q_{ер}^{мб}$  как для многопролетной неразрезной балки любым методом строительной механики (рис. 2.2).

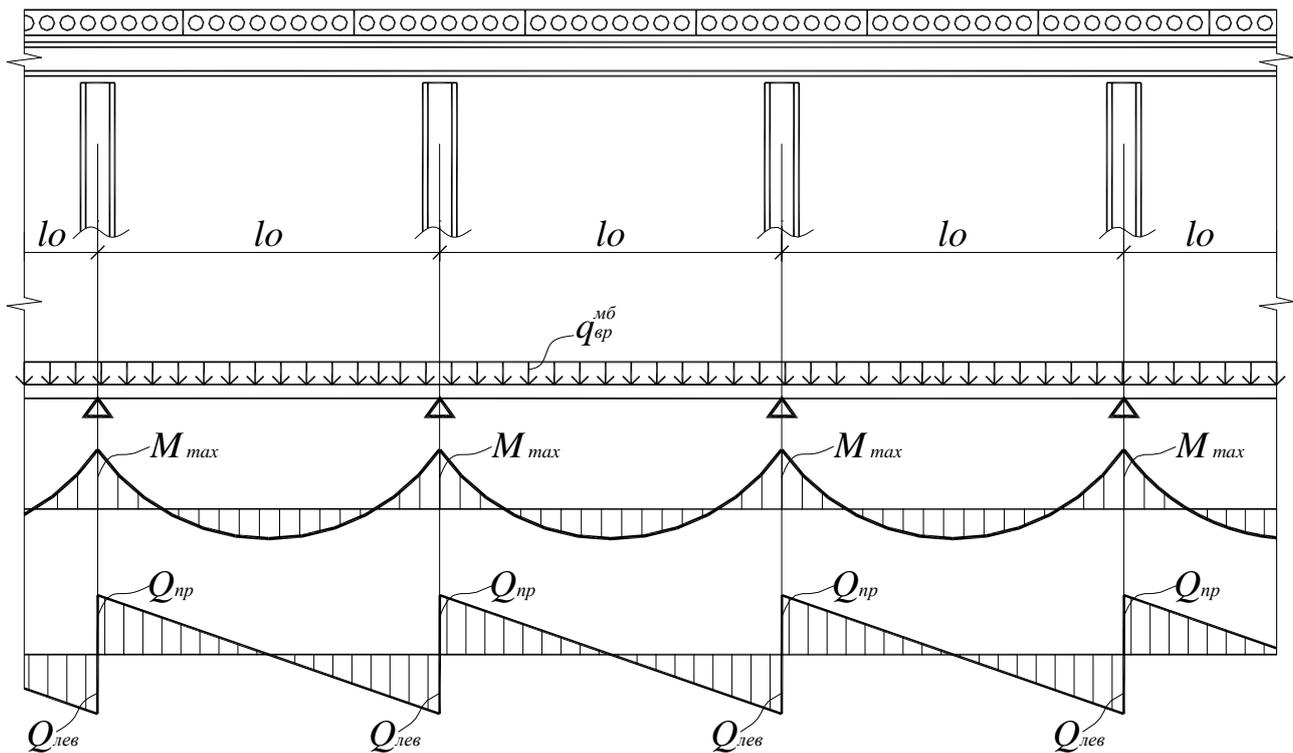


Рис. 2.2. Усилия в металлической балке

2.7. По максимальному изгибающему моменту в металлической балке ( $M_{max}$ ) определяем требуемый момент сопротивления сечения:

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.4)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали (табл. 51 [3] для сталей марок С245, С255, С275).

2.8. По сортаменту прокатных стальных профилей по  $W_{mp}$  подбираем в большую сторону номер двутавра с параллельными или с уклоном внутренних граней полков – металлической балки, являющейся дополнительной опорой для железобетонных плит перекрытия.

2.9. Для расчета металлической стойки необходимо задаться сечением стойки (по сортаменту выбрать номер двутавра) и проверить ее несущую способность как для центрально сжатой по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.5)$$

где  $N$  – усилие в металлической стойке, определяемое как сумма значений поперечных усилий смежных ригелей  $Q_l$  и  $Q_n$ , опирающихся на рассчитываемую стойку (рис. 2.2);

$A$  – площадь поперечного сечения стойки – определяется по сортаменту по заданному номеру двутавра;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба – определяется согласно п. 5.3 СНиП II-23-81 Стальные конструкции.

### **3. УСИЛЕНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПУТЕМ ОДНОСТОРОННЕГО НАРАЩИВАНИЯ**

За основу берем запроектированную второстепенную балку монолитного железобетонного перекрытия в первом курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции». Предполагаем, что по ряду причин (атмосферных явлений, нарушения режима эксплуатации и т.п.) прочность бетона конструкции снизилась и уменьшилась площадь поперечного сечения продольной арматуры (величину снижения прочности и уменьшения площади арматуры задает преподаватель). Восстановление несущей способности второстепенной балки проводим методом одностороннего наращивания продольной арматурой с последующим обетонированием.

При проектировании монолитной второстепенной балки (в курсовом проекте № 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции») продольную арматуру подбирали по трем расчетным сечениям 1-1, 2-2 и 3-3 (рис. 3.1).

Восстановление несущей способности (увеличение количества продольной арматуры) проводим также по трем сечениям. Порядок расчета восстановления следующий.

3.1. Определяем фактическую несущую способность второстепенной балки после снижения прочности бетона и уменьшения площади поперечного сечения продольной арматуры:

$$M_{\phi} = R_b \cdot b_f' \cdot x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (3.1)$$

$$\text{где } x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f'}. \quad (3.2)$$

В формулах (3.1) и (3.2)  $R_b$  и  $A_s$  подставлять с учетом их фактических значений (заданы преподавателем).

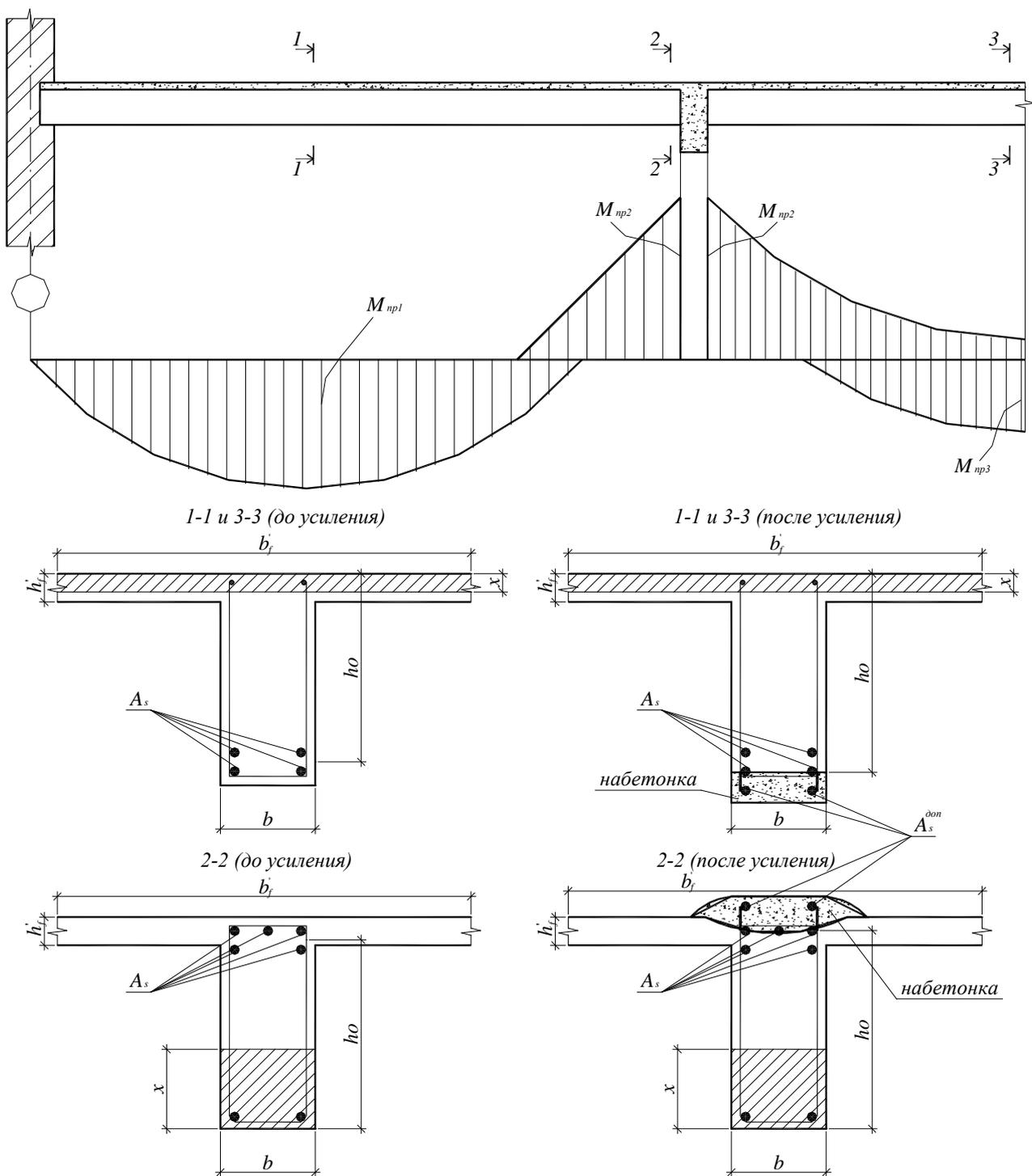


Рис. 3.1. Усиление второстепенной балки путем одностороннего наращивания

3.2. Вычисляем разницу между проектным изгибающим моментом (на который запроектирована второстепенная балка в данном сечении – из курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции») и фактической несущей способностью:

$$\Delta M = M_{np} - M_{\phi} \quad (3.3)$$

Если  $\Delta M < 0$ , то балка была переармирована.

3.3. По определенному значению  $\Delta M$  необходимо определить площадь поперечного сечения дополнительной продольной арматуры, устанавливаемой в растянутой зоне второстепенной балки.

$$\alpha_m = \frac{\Delta M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (3.4)$$

Из табл. 3.1 [4] определяем значения  $\xi$  и  $\zeta$ . Проверяем условие:

$$x = \xi \cdot h_0 \leq h'_f. \quad (3.5)$$

Определяем площадь поперечного сечения дополнительной продольной арматуры:

$$A_s^{don} = \frac{\Delta M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0}. \quad (3.6)$$

По полученному значению  $A_s^{don}$  и задавшись диаметром, по сортаменту выбираем количество стержней, которые через коротыши соединяем сваркой с существующей арматурой второстепенной балки (рис. 3.1).

#### 4. УСИЛЕНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ПУТЕМ ПОДВЕДЕНИЯ РАЗГРУЖАЮЩЕЙ СТАЛЬНОЙ БАЛКИ

За основу берем ту же второстепенную балку, что и в п. 3 настоящих указаний, принимаем те же предпосылки и для расчета.

Восстановление несущей способности выполняем путем подведения под железобетонную второстепенную балку по всей длине в одном пролете стальной балки двутаврового или швеллерного типа (рис. 4.1).

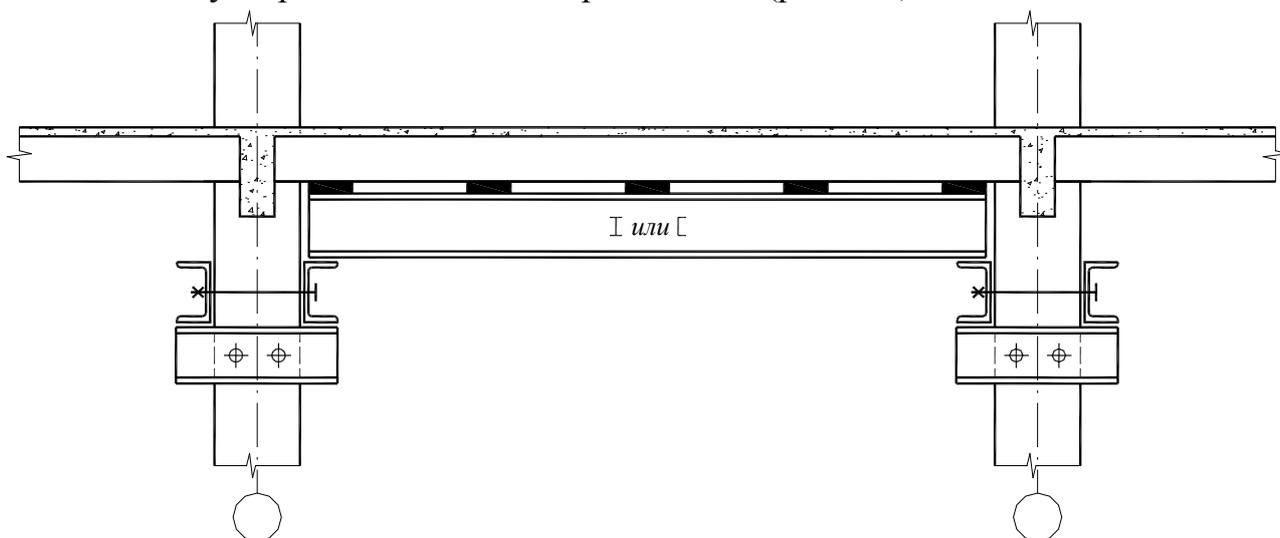


Рис. 4.1. Усиление второстепенной балки путем подведения разгружающей стальной балки

Порядок расчета восстановления следующий.

4.1. Определяем фактическую несущую способность второстепенной балки после снижения прочности бетона и уменьшения площади поперечного сечения продольной арматуры  $M_{\phi}^{\delta\delta}$  (п. 3.1 настоящих указаний).

4.2. Перед подведением стальной балки необходимо с железобетонной второстепенной балки удалить временную нагрузку (разгрузить конструкцию). Элемент усиления – стальная балка «включится» в работу (в ней возникнут усилия) только после приложения удаленной временной нагрузки. Постоянная нагрузка воспринимается только железобетонной второстепенной балкой. Временная нагрузка воспринимается совместно железобетонной и стальной балкой. Следовательно, проектный изгибающий момент  $M$  (на который запроектирована второстепенная балка в первом сечении – из курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции») необходимо разделить на изгибающие моменты от постоянных  $M_{пост}$  и временных  $M_{вр}$  нагрузок по формулам:

$$M_{пост} = \frac{M}{\frac{q_{вр}}{q_{пост}} + 1}, \quad (4.1)$$

$$M_{вр} = M - M_{пост}, \quad (4.2)$$

где  $q_{вр}$  и  $q_{пост}$  соответственно равномерно-распределенные временная и постоянная нагрузки.

4.3. Как отмечалось выше, вся постоянная нагрузка воспринимается железобетонной второстепенной балкой. Несущая способность второстепенной балки ограничена, и полное значение временной нагрузки она воспринять не может. По фактической несущей способности железобетонной второстепенной балки  $M_{\phi}^{\delta\delta}$  определяем долю изгибающего момента от временной нагрузки, которую может воспринять железобетонная балка:

$$M_{вр}^{\delta\delta} = M_{\phi}^{\delta\delta} - M_{пост}. \quad (4.3)$$

4.4. На долю стальной балки приходится остальная часть изгибающего момента от временных нагрузок:

$$M_{вр}^{c\delta} = M_{вр} - M_{вр}^{\delta\delta}. \quad (4.4)$$

4.5. Усилия от временной нагрузки между железобетонной и стальной балкой распределяются пропорционально жесткостям:

$$\frac{M_{вр}^{c\delta}}{M_{вр}^{\delta\delta}} = \frac{B^{c\delta}}{B^{\delta\delta}}, \quad (4.5)$$

где  $B^{c\delta}$  и  $B^{\delta\delta}$  соответственно жесткость стальной и бетонной балки.

Из (4.5) выражаем жесткость стальной балки:

$$B^{c\delta} = B^{\delta\delta} \frac{M_{вр}^{c\delta}}{M_{вр}^{\delta\delta}}. \quad (4.6)$$

Жесткости стальной и бетонной балки определяются по формулам:

$$B^{c\delta} = E_s \cdot I, \quad (4.7)$$

$$B^{\delta\delta} = E_b \cdot I_{red}, \quad (4.8)$$

где  $E_s$  – модуль упругости стали;

$E_b$  – модуль упругости бетона;

$I$  – момент инерции сечения стальной балки;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения железобетонной балки.

4.6. Момент инерции приведенного сечения железобетонной балки  $I_{red}$  определяем следующим образом (рис. 4.2):

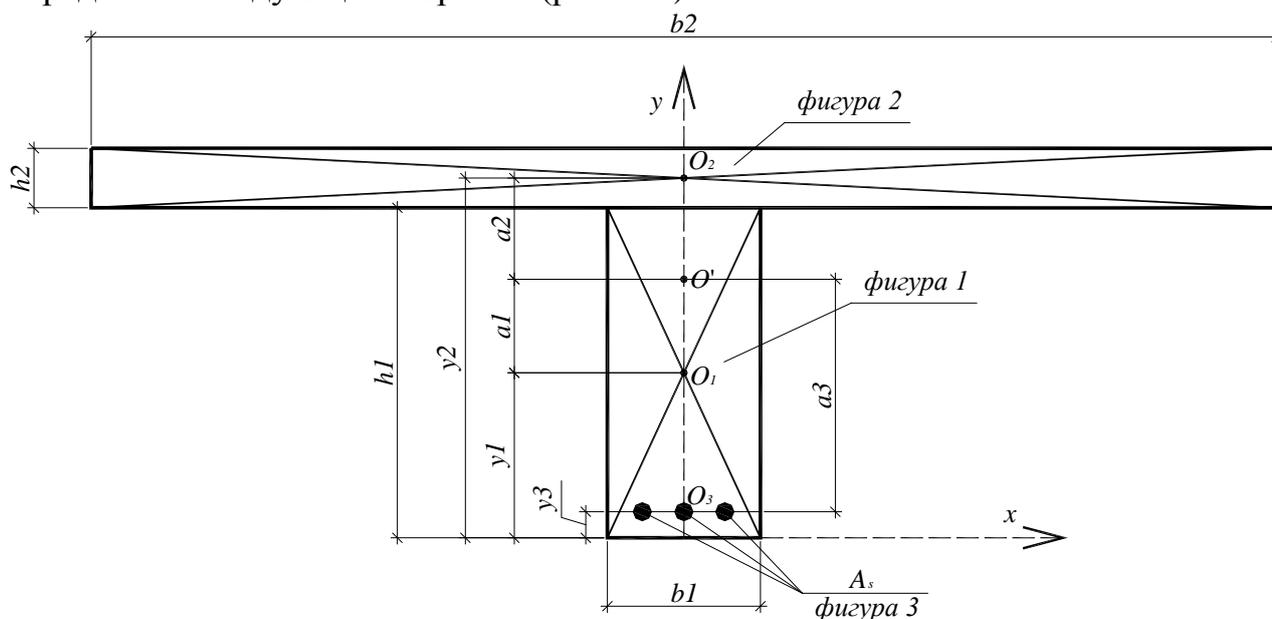


Рис. 4.2. Определение момента инерции приведенного сечения железобетонной балки

– тавровое сечение железобетонной второстепенной балки разбиваем на три фигуры: полку, ребро и арматуру;

– определяем расстояние от нижней грани сечения балки (ось  $x$ ) до центра тяжести всего сечения (точка  $O'$ ):

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + A_2 + A_3}, \quad (4.9)$$

где  $A_i$  – площадь отдельной фигуры (площадь арматуры определяем через коэффициент приведения арматуры к бетону  $A = \alpha \cdot A_s = \frac{E_s}{E_b} \cdot A_s$ );

$y_i$  – расстояние от нижней грани сечения балки (ось  $x$ ) до собственного центра тяжести каждой фигуры;

– из геометрии (рис. 4.2) определяем расстояния от собственных центров тяжести всех фигур до центра тяжести всего сечения (точка  $O'$ ):  $a_1, a_2, a_3$ ;

– момент инерции приведенного сечения (состоящего из трех фигур) определяем по формуле:

$$I_{red} = \sum_{i=1}^3 (I_i + A_i a_i^2), \quad (4.10)$$

где  $I_i$  – собственный момент инерции каждой фигуры:

– собственный момент инерции прямоугольного сечения:  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ;

– собственный момент инерции для стержней арматуры:  $I = n \frac{\pi \cdot d^4}{64}$ ,

где  $n$  – количество арматурных стержней в сечении балки;

$d$  – диаметр арматурных стержней.

4.7. По (4.8) определяем жесткость железобетонной второстепенной балки  $B^{об}$ .

4.8. По (4.6) определяем требуемую жесткость стальной балки  $B^{сб}$  и, выражая из (4.7) момент инерции стальной балки, определяем:

$$I = \frac{B^{сб}}{E_s}. \quad (4.11)$$

По сортаменту по моменту инерции сечения подбираем в большую сторону номер двутавра или швеллера стальной балки – конструкции усиления.

## 5. УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА ОБОЙМОЙ

За основу берем запроектированный простенок кирпичной кладки в первом курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции». Предполагаем, что по ряду причин физико-механические характеристики каменной кладки снизились (величину снижения характеристик кладки задает преподаватель) и необходимо восстановить несущую способность простенка, которое осуществляем при помощи металлической и железобетонной обоймы (рис. 5.1). Усиление кирпичных простенков обоймой эффективно при соотношении их сторон от 1:1 до 1:2,5.

Задаемся, что вертикальная нагрузка, приходящаяся на простенок, не передается на обоймы усиления. Поэтому, при расчете усиления каменной кладки вертикальные элементы обойм (металлические уголки обрамления и вертикальная арматура, а также бетон обоймы) в расчете не учитываем. Они служат для связи горизонтальных элементов обоймы (стальных планок и поперечных арматурных стержней), воспринимающих поперечные растягивающие деформации и усилия.

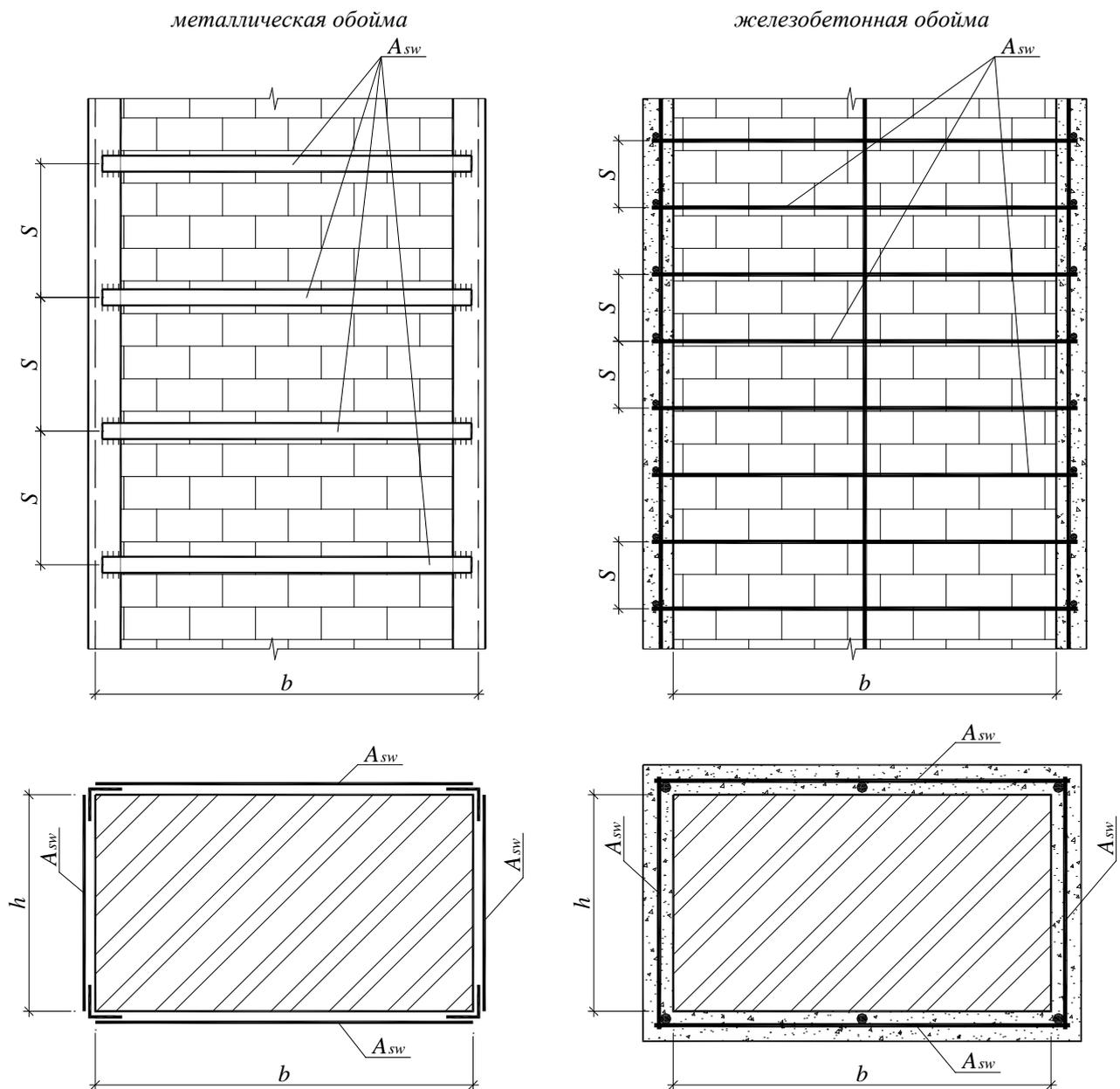


Рис. 5.1. Усиление кирпичного простенка обоймой

Несущая способность каменной кладки, усиленной металлической обоймой проверяется по формуле:

$$N \leq \psi \cdot \varphi (m_g \cdot m_k \cdot R_{кл} + \frac{\eta \cdot 2.5\mu}{1 + 2.5\mu} R_{sw}) A_{кл}. \quad (5.1)$$

Несущая способность каменной кладки, усиленной железобетонной обоймой проверяется по формуле:

$$N \leq \psi \cdot \varphi (m_g \cdot m_k \cdot R_{кл} + \frac{\eta \cdot 3\mu}{1 + \mu} R_{sw}) A_{кл}. \quad (5.2)$$

Коэффициенты  $\psi$  и  $\eta$  принимаются:

– при центральном сжатии  $\psi=1,0$  и  $\eta=1,0$ ;

– при внецентренном сжатии:

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}, \quad (5.3)$$

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot e_0}{h}, \quad (5.4)$$

где  $e_0$  – эксцентриситет приложения продольной силы  $N$ . При этом величина  $e_0 \leq 0,17h$ , в ином случае усиление кладки обоями неэффективно.

В формулах (5.1 и 5.2):

$N$  – расчетная продольная сила;

$A_{кл}$  – площадь сечения усиливаемой кладки;

$R_{sw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры или поперечных стальных планок обоймы;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба. При определении  $\varphi$  значение упругой характеристики кладки  $\alpha$  принимается как для не усиленной кладки;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки. При  $h \geq 30$  см или  $i \geq 8,7$  см  $m_g = 1,0$ ;

$m_k$  – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным:

1,0 – для кладки без повреждений;

0,70 – для кладки с трещинами;

$\mu$  – процент армирования хомутами и поперечными стальными планками, определяемый по формуле:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot S} \cdot 100, \quad (5.5)$$

здесь  $h$  и  $b$  – размеры сторон усиливаемого элемента;

$A_{sw}$  – площадь поперечного сечения хомутов или поперечных стальных планок;

$S$  – расстояние между осями поперечных связей:

– между стальными пластинами при стальных обоях  $h \geq S \leq b$ , но не более 500 мм;

– между хомутами при железобетонных обоях  $S \leq 150$  мм.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва 2018.
2. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\*. Москва, 2020.
3. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] : учебник для студ. вузов по спец. "Пром. и гражд. стр-во". - 5-е изд., перераб. и доп. - М. : Стройиздат, 1991. - 766 с. : ил. - (Учебники для вузов).

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	2
1.Усиление сборной железобетонной плиты путем создания неразрезности на опорах.....	4
2. Усиление сборной железобетонной плиты.....	7
3.Усиление второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия путем одностороннего наращивания.....	10
4.Усиление второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия путем подведения разгружающей стальной балки.....	12
5. Усиление кирпичного простенка обоймой.....	15
Библиографический список.....	17

## УСИЛЕНИЕ И ВОССТАНОВЛЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ РЕКОНСТРУКЦИИ

### МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта  
и подготовке к практическим занятиям  
для студентов направления  
08.04.01 «Строительство»  
всех форм обучения

#### **Составители:**

**Поликутин** Алексей Эдуардович  
**Панфилов** Дмитрий Вячеславович  
**Перекальский** Олег Евгеньевич  
**Макарычев** Константин Владимирович  
**Левченко** Артем Владимирович  
**Зябухин** Павел Алексеевич

Издается в авторской редакции

Подписано в печать 09.03.2022.

Уч.-изд. л. 1,1.

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет»  
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84