

Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
Владимирский государственный университет

В.В. МИХАЙЛОВ

Ю.А. МАКАРЬЕВ

# УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Владимир 2006

УДК 69.059.3:624.0142  
ББК 38.5-09  
М69

**Рецензенты**

Кандидат технических наук, доцент  
декан строительного факультета Марийского  
государственного технического университета  
*В.Г. Котлов*

Кандидат технических наук, доцент  
кафедры строительных конструкций и оснований  
Марийского государственного технического университета  
*А.Н. Актуганов*

Главный инженер государственного  
унитарного предприятия, головного  
проектного института «Владимиргражданпроект»  
*Н.Н. Мирошников*

Печатается по решению редакционно-издательского совета  
Владимирского государственного университета

**Михайлов, В. В.**

М69 Усиление стальных строительных конструкций : учеб. пособие /  
В. В. Михайлов, Ю. А. Макарьев ; Владим. гос. ун-т. – Владимир :  
Изд-во Владим. гос. ун-та, 2006. – 96 с. – ISBN 5-89368-660-8.

Соответствует рабочей программе курса «Усиление строительных конструкций» и тематике дипломного проектирования специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство (р) и охватывает основные вопросы усиления и проверочных расчетов стальных конструкций. Особое внимание уделено выбору способов усиления и развитию инженерного мышления в поиске рационального решения в конкретных условиях.

Предназначено для студентов специальности 270102 – промышленное и гражданское строительство, изучающих дисциплины «Усиление конструкций», Усиление конструкций памятников архитектуры», «Реконструкция зданий и сооружений», а также аспирантов.

Табл. 14. Ил. 37. Библиогр.: 11 назв.

УДК 69.059.3:624.0142  
ББК 38.5-09

ISBN 5-89368-660-8

© Владимирский государственный  
университет, 2006

## **ВВЕДЕНИЕ**

Настоящее учебное пособие детализирует основные положения по проектированию усиления стальных конструкций после их обследования и при реконструкции.

Изложение материала соответствует программе курса «Усиление конструкций» и предназначено для использования при выполнении курсовых и дипломных проектов.

Первый этап реконструкции – обследование зданий и сооружений, проводимое с целью выявления их технического состояния, оценки условий эксплуатации. Заключительной частью обследования является проверочный расчет обследованных конструкций с учетом выявленных дефектов и повреждений.

Результаты расчета – основной критерий в окончательной оценке несущей способности сохраняемых конструкций, и если несущая способность недостаточна для дальнейшей нормальной эксплуатации, принимается решение о разработке и реализации проекта усиления.

Под усилением подразумевается комплекс конструктивных мер, направленных на восстановление утерянных эксплуатационных свойств конструкций или на повышение несущей способности конструкций и их элементов.

Необходимость усиления обуславливается факторами, препятствующими продолжению нормальной эксплуатации конструкций:

- наличием недопустимых дефектов и повреждений на стадии проектирования, изготовления, транспортировки и монтажа, в процессе эксплуатации, которое не позволяет обеспечить требования прочности, устойчивости, хладостойкости или выносливости;
- эксплуатационным износом, включая силовые воздействия, коррозионный износ;
- изменением условий эксплуатации.

В настоящее время необходимость усиления все чаще возникает в результате коррозионного износа стальных конструкций.

# 1. СОСТОЯНИЕ И АВАРИЙНОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

За последние 10 – 13 лет по причине изменения экономического строя и длительного падения производства технический надзор за состоянием конструкций не проводился на многих предприятиях и сооружениях. Следует подчеркнуть, что аварии (полные отказы) конструкций имели место всегда.

Аварийность конструкций различна. Обратимся к табл. 1.1, в которой приведены статистические данные о частоте аварий.

Таблица 1.1

## Частота аварий

Вид здания или сооружения	Процент от общего числа	Частота по стране в год
1. Одноэтажные здания со стальными конструкциями	32	$7 \cdot 10^{-4}$
2. Одноэтажные здания с железобетонными конструкциями	10	$8 \cdot 10^{-5}$
3. Стальные резервуары	7	–
4. Конвейерные галереи	4	–
5. Стальные эстакады под трубопроводы	2	–

Из табл. 1.1 следует, что наибольшая частота отказов (аварий) наблюдалась в зданиях со стальными конструкциями, что примерно в 10 раз чаще, чем с железобетонными конструкциями.

Таблица 1.2

## Причины аварии

Вид стальной конструкции, разрушение которой привело к аварии	Количество аварий, %
1. Ферма	57
2. Колонна	8
3. Балка	13
4. Листовая конструкция	22

Распределение аварий в зависимости от вида МК, отказ которой привел к аварии, приведен в табл. 1.2.

Из стальных конструкций наименее надежными являются фермы, что объясняется

большим числом элементов и стыков, отказ каждого из которых приводит к разрушению всей конструкции.

Конструкция ферм требует высокого качества изготовления и монтажа. Важной является информация о технических причинах отказа конструкции в целом (табл. 1.3).

Таблица 1.3

### Причины отказа

Основная техническая причина отказа конструкции, приведшая к аварии	Процент к общему числу аварий
Сооружения со стальными конструкциями:	100
В том числе:	
Разрушение по основному металлу	27
Разрушение сварных швов	15
Разрушение узлов соединений элементов	9
Местная потеря устойчивости	27
Общая потеря устойчивости	18
Большие деформации	4

Из данных табл. 1.3 видно, что основные причины аварий – местная и общая потеря устойчивости (в сумме 45 %).

Основными производственными причинами, вызвавшими аварию, были недостатки: строительства – 59, проекта – 25, эксплуатации – 16 %. Известно, что 55 % всех аварий происходит в срок до одного года эксплуатации или во время строительства по причине отступлений от норм и проекта, плохого качества изготовления и монтажа.

## 2. ОТКЛОНЕНИЯ, ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

### 2.1. Общая характеристика, понятия

Фактическое состояние МК зданий и сооружений устанавливается при их обследовании. Методика обследования строительных МК изложена в [2, 3, 9]. Отметим основные понятия.

Различают отклонения проектных решений и отклонения действительного состояния конструкций.

Отклонения проектных решений – это отличие конструктивных решений проекта, обследуемой конструкции от требований современных норм и конструктивной формы.

Отклонения действительного состояния конструкций определяют как отличие от проекта: пространственного положения, геометрических размеров, формы, сплошности; качества, размеров и размещения соединений; свойств стали элементов.

Отклонения действительного состояния, возникшие при изготовлении, монтаже, принято называть дефектами.

Повреждения – это отклонения действительного состояния, возникшие от действия нагрузок и условий эксплуатации.

Дефекты различают по стадиям создания самой конструкции: дефекты металлопроката, изготовления, транспортировки и монтажа.

Повреждения удобно подразделять на группы по причинам их возникновения:

- от действия нагрузок;
- температурных и агрессивных воздействий;
- наезда транспорта, случайных ударов.

Отклонения проектных решений могут быть следствием ошибок, просчетов, а также несовершенства норм периода проектирования.

Следует учитывать, что нормы периода проектирования отражали уровень научно-технических знаний времени разработки и, следовательно, не могли учитывать достижения науки и практики последующих лет, отраженных в нормативных документах периода оценки технического состояния. Повреждения конструкций от нагрузок можно разделить на две подгруппы:

- повреждения от технологических, атмосферных и других нагрузок, предусмотренных проектом, но получивших перегрузки выше проектных;
- повреждения от случайных нагрузок, не предусмотренных проектом, в том числе монтажных, при ремонтах или замене технологического оборудования.

Перечень основных дефектов и повреждений, выявляемых при обследовании строительных МК производственных зданий, даны в табл. 9.3 [2].

Необходимым, как правило, элементом обследования является проверочный расчет конструкций с учетом их фактического состояния.

## 2.2. Выбор адекватной расчетной схемы

Статический расчет конструкции следует выполнять с учетом выявленного фактического состояния элементов и соединений.

Опорные закрепления (узлы). Обычно опирание конструкций на фундаменты в расчетных схемах традиционно принимают как абсолютно жесткое (неподвижное). Однако во многих случаях необходимо в расчетной схеме учитывать их податливость, например при повышении уровня грунтовых вод, при слабых грунтах.

При расчете конструкций с катковыми опорами фактически не учитывается, что катки могут быть заклинены.

Необходимо учитывать также степень затяжки анкерных болтов, качество подливки под башмаки колонн и другие факторы.

Пример анализа условий опирания стропильной фермы на колонны и влияние конструкции узла на расчетную модель описаны в [2].

Жесткость элементов определяется по фактическим размерам поперечных сечений с учетом коррозионного износа. Для составных стержней необходимо, чтобы выполнялись требования норм, обеспечивающие совместную работу частей: наличие прокладок, планок, решетки.

При общем искривлении стержней, принимаемых в расчетной схеме прямолинейными, необходимо значение их жесткости на растяжение-сжатие  $EI$  уточнить введением поправок:

$$EA' = \theta' EA, EA'' = \theta'' EA, \quad (2.1)$$

где  $\theta'$  – поправка, отражающая повышенную деформативность искривленного элемента;

$\theta''$  – поправка, учитывающая пониженную опорность искривленного элемента при проверке устойчивости.

Значения  $\theta'$  и  $\theta''$  определяются по методике [2]

$$\theta' = \frac{1}{1 + \frac{\beta^2}{4} \cdot \frac{2 + \alpha}{(1 + \alpha)^2}}; \theta'' = \frac{1}{1 + \frac{\beta^2}{2} \cdot \frac{1}{(1 + \alpha)^3}}, \quad (2.2)$$

где  $\beta = f_0 / i_0$ ,  $f_0$  – стрелка искривления измеренная;  $i_0$  – радиус инерции поперечного сечения в плоскости искривления;  $\alpha = N / N_{\text{Э}}$ ,  $N$  – усилие,

$N_{\text{Э}} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2}$  – эйлерова критическая сила. Знак  $\alpha$  в формуле (2.2) определя-

ется знаком силы  $N$  («+» – растяжение; «-» – сжатие).

Кровельный диск. Ограждающие конструкции покрытия могут существенно влиять на перераспределение усилий в элементах каркаса, что учитывается жесткостью диска в пространственном расчете.

### 2.3. Назначение расчетного сопротивления стали

Переход от значений предела текучести  $\sigma_T$  и временного сопротивления  $\sigma_{\text{вр}}$ , определенных испытанием образцов в лаборатории, к значению расчетных сопротивлений  $R_y$  или  $R_u$  выполняется по методике норм путем деления  $\sigma_T$  или  $\sigma_{\text{вр}}$  на коэффициент надежности по материалу  $\gamma_m$  (см. разд. 20 СНиП II-23-81\*) для конструкций, изготовленных после 1982 г. Для конструкций, выполненных до 1932 г., а также для сталей с  $\sigma_T < 215$  МПа ( $2200 \text{ кг/см}^2$ ) рекомендуется  $\gamma_m = 1,2$ . Для конструкций, изготовленных с 1932 по 1982 гг.,  $\gamma_m$  принимается равным 1,1, если  $\sigma_T < 380$  МПа ( $3850 \text{ кг/см}^2$ ), и равным 1,15 для сталей с  $\sigma_T > 380$  МПа.

Если коррозионный износ составляет более 25 % площади поперечного сечения или остаточная толщина равна 5 мм и менее, то расчетные сопротивления снижаются умножением на коэффициент  $\gamma_{\alpha}$ , принимаемый равным:

- 0,95 для слабоагрессивной среды;
- 0,90 для среднеагрессивной среды;
- 0,85 для сильноагрессивной.

Установление расчетных значений и сочетаний фактических и прогнозируемых нагрузок на основе данных обследования нагрузки от собственного веса, существующего технологического оборудования и других воздействий принимаются по их уточненным значениям [2, 3].

### 2.4. Проверочный расчет конструкций

Проверочный расчет конструкций с учетом влияния дефектов и повреждений выполняется с целью:

- возможности дальнейшей эксплуатации без каких-либо ограничений;



- необходимости усиления конструкций;
- возможности (необходимости) ограничения эксплуатации до плановых ремонтно-восстановительных работ;
- необходимости немедленного прекращения эксплуатации в аварийной ситуации.

Проверка прочности элементов, имеющих ослабления в виде вырезов, вырывов, подрезов и тому подобного, производится по площади нетто с учетом эксцентриситетов от смещения центра тяжести ослабленного сечения относительно центра тяжести неповрежденного сечения согласно п. 5.25 СНиП II-23-81\*.

Допускается вместо формулы (59) норм [1] применять формулу с использованием компенсирующих усилий  $N^{\text{осл}}$ ,  $M_x^{\text{осл}}$  и  $M_y^{\text{осл}}$ :

$$\left( \frac{N + N^{\text{осл}}}{AR_{yo}\gamma_c} \right)^n + \frac{(M_x + M_x^{\text{осл}})y_c}{C_x I_x R_{yo}\gamma_c} + \frac{(M_y + M_y^{\text{осл}})x_{\text{осл}}}{C_y I_y R_{yo}\gamma_c} \leq 1, \quad (2.3)$$

где  $N_{\text{осл}} = \sigma_{\text{осл}} A_{\text{осл}}$ ;  $M_y^{\text{осл}} = N_{\text{осл}} y_{\text{осл}}$ ;  $M_x^{\text{осл}} = N_{\text{осл}} x_{\text{осл}}$ ,

$$\sigma_{\text{осл}} = \sigma_r \left( 1 - \frac{A^{\text{осл}}}{A} - \frac{I_x^{\text{осл}}}{I_x} - \frac{I_y^{\text{осл}}}{I_y} \right)^{-1}, \quad (2.4)$$

где  $x_c, y_c$  – координаты наиболее напряженной точки реального поперечного сечения относительно главных осей  $x - x$  и  $y - y$  неослабленного сечения;  $A, I_x, I_y$  – геометрические характеристики неослабленного сечения;  $x^{\text{осл}}, y^{\text{осл}}$  – координаты центра тяжести площади ослабления  $A^{\text{осл}}$  в осях  $x - x, y - y$ ;  $I_x^{\text{осл}}, I_y^{\text{осл}}$  – моменты инерции ослабления;  $\sigma_r = \frac{N}{A} +$

$\frac{M_x y^{\text{осл}}}{I_x} + \frac{M_y x^{\text{осл}}}{I_y}$  – напряжение в центре тяжести площади ослабления

$A^{\text{осл}}$ , вычисленное для неослабленного сечения при действии заданных усилий.

Значения  $n, C_x$  и  $C_y$  принимаются по табл. 66 СНиП II-23-88\* для неослабленного сечения.

Учет коррозионного повреждения. Учет производится уменьшением расчетной площади поперечного сечения.

При равномерном коррозионном износе элементов МК расчетную площадь поперечного сечения  $A_{ef}$  можно определить по формуле

$$A_{ef} = (1 - K_{SA}\Delta^*) A_0, \quad (2.5)$$

где  $A_0$  – площадь поперечного сечения элемента без учета коррозии;  $K_{SA}$  – коэффициент слитности сечения, равный отношению периметра к площади поперечного сечения. Приближенно  $K_{SA}$  равен:

- для уголков –  $2 / t$ ;
- замкнутых профилей –  $1 / t$ ;
- швеллеров и двутавров –  $4 / (t + d)$ ,

здесь  $t$  и  $d$  – толщина полки и стенки соответственно.

Расчетный момент сопротивления  $W_{ef}$  допускается определять по формуле

$$W_{ef} = (1 - K_{SW}\Delta^*) W_0, \quad (2.6)$$

где  $K_{SW}$  – коэффициент изменения момента сопротивления вследствие коррозионного износа;  $W_0$  – момент сопротивления сечения без учета коррозии.

Коэффициенты  $K_{SW}$  для некоторых прокатных профилей приведены в табл. 1.1 прил. 1 [10].

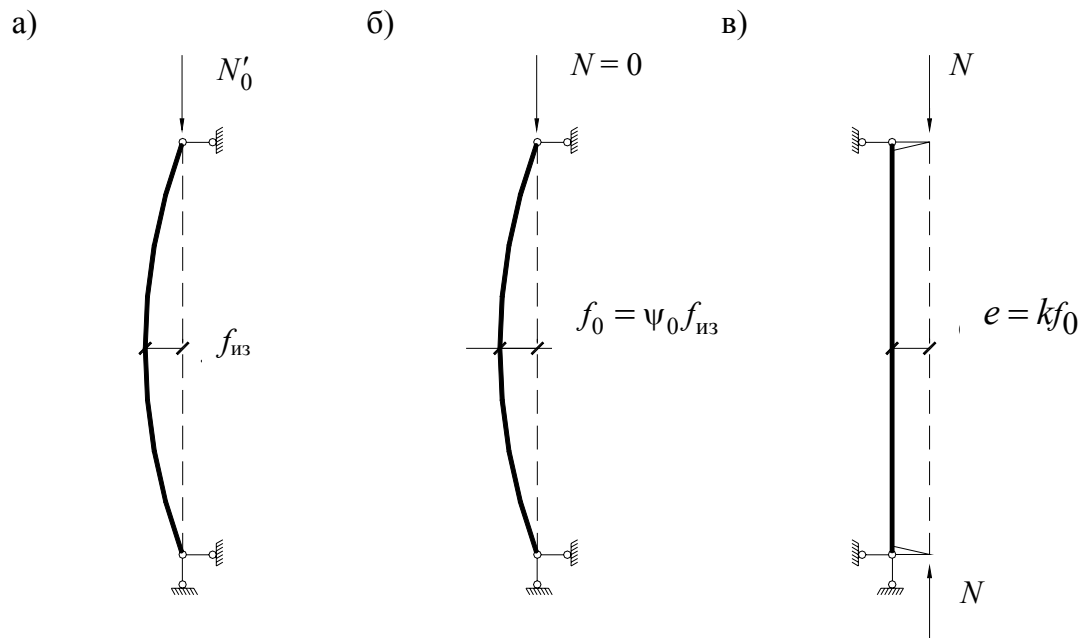
Глубина проникновения коррозии (глубина поражения)  $\Delta^*$  в формулах (2.5), (2.6) принимается:

- $\Delta^* = \Delta$  при односторонней коррозии замкнутых профилей;
- $\Delta^* = 0,5 \Delta$  при двусторонней коррозии открытых профилей (двутавров, уголков, швеллеров и т.п.), где  $\Delta$  – уменьшение толщины элемента, равное разнице между номинальной (по сортаменту) и фактической толщиной элементов:  $t^{\text{ном}} - t^{\text{ф}}$ .

### ***Проверочный расчет сжатых элементов, имеющих общее искривление***

Сжатые сплошностенчатые элементы стальных конструкций, имеющие общее искривление, следует рассчитывать как внецентренно сжатые. Отличие работы искривленных стержней от внецентренно сжатых (рис. 2.1) рекомендуется учитывать умножением стрелки искривления стержня  $f_0$  в ненагруженном состоянии на коэффициент  $k$  перехода от мак-

симальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентриситету, принимая  $m_{ef} = k\eta m_f$ , где  $m_f = f_0 A/W$ , где  $\eta$  – коэффициент, учитывающий форму сечения [1].



**Рис. 2.1. Сжатый стержень с общим искривлением:  
 а – нагруженный; б – ненагруженный; в – эквивалентный  
 внецентренно сжатый**

Коэффициент вычисляют по формуле

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta m_f}}{\bar{\lambda}}, \quad (2.7)$$

где  $\bar{\lambda}$  – условная гибкость стержня в плоскости искривления,  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, принимаемый по табл. 7.3 СНиП II-23-81\*.

Стрелку искривления стержня в ненагруженном состоянии определяют по формуле

$$f_0 = \psi_0 f'_{из}, \quad (2.8)$$

где  $f'_{из}$  – полная стрелка искривления, замеренная при нагрузке стержня силой  $N'_0$  (см. рис. 2.1);  $\psi_0$  – коэффициент ( $0 \leq \psi_0 \leq 1$ ), вычисляемый по формуле

$$\psi_0 = 1 - 0,1 \bar{\lambda}^2 \sigma' / R_{y0}, \quad (2.9)$$

где  $\sigma' = N'_0 / A_0 \leq \pi^2 E / \lambda^2$  – напряжения в стержне в момент замера стрелки  $f'_{из}$ ;  $R_{yo}$  – расчетное сопротивление стали.

Если усилие в стержне  $N'_0$  в момент замера стрелки определить невозможно, следует принимать  $\psi_0 = 1$ .

Сечение из двух спаренных уголков. Расчет на устойчивость сжатых стержней из двух спаренных уголков, образующих тавр и имеющих искривление в двух плоскостях более указанных в табл. 2 прил. [2], выполняют по формуле [2]

$$N / \varphi_{uv} A_0 \leq R_{yo} \gamma_c, \quad (2.10)$$

где  $\varphi_{uv}$  – коэффициент снижения несущей способности, определяемый по табл. 3 – 5 прил. 4 [4] или по табл. 8.9 [10, с. 301], рассчитывают в зависимости от  $u$  и  $v$  (условные искривления),  $\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y$ :

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_{ox}} \cdot \sqrt{R_{yo} / E}; \bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_{oy}} \cdot \sqrt{R_{yo} / E}; \bar{u} = \frac{f_{xo}}{l_0} \cdot \sqrt{R_{yo} / E}; \bar{v} = \frac{f_{yo}}{l_0} \cdot \sqrt{R_{yo} / E}.$$

При этом для элементов решетки, кроме опорного раскоса, учитывают упругое защемление в поясах, принимая в плоскости фермы (фасонки) коэффициент приведения расчетной длины  $\mu = 0,8$ , т.е.  $l_0 \mu$ .

Далее

$$\psi_{ox} = 1 - 0,1 \bar{\lambda}_x^2 \sigma'_0 / R_{yo}; \psi_{oy} = 1 - 0,1 \bar{\lambda}_y^2 \sigma'_0 / R_{yo}; \quad (2.11)$$

$$f_{ox} = \psi_{ox} f'_{изм.x}; f_{oy} = \psi_{oy} f'_{изм.y}, \gamma_c = 1.$$

Сквозные стержни (стойки, колонны). Расчет сквозных стержней с дефектами и повреждениями на устойчивость в плоскости решетки выполняется по формуле

$$N_0 / \varphi_e \varphi_{вет} A_0 \leq R_{yo} \gamma_c, \quad (2.12)$$

где  $\varphi_e$  определяется по нормам с учетом поправочного  $k$  к относительному эксцентриситету  $m_{of1} = k_1 m_{ef}$

$$k_1 = 0,8 + 0,25 \frac{\sqrt{\eta m}}{\bar{\lambda}_{ef}}, \quad (2.13)$$

где  $\eta$  – коэффициент формы сечения по табл. 7.8 [1], относительный эксцентриситет  $m = e A_0 / W_c$ .

Для решетчатых колонн при отсутствии повреждений элементов решетки  $\varphi_{\text{вет}} = 1$ , при наличии повреждений  $\varphi_{\text{вет}}$  определяется по нормам с поправочным коэффициентом:

- $k_2 = 1 + 0,04 \bar{\lambda}_{\text{вет}}$  при  $\bar{\lambda}_{\text{вет}} \leq 2,5$ ;
- $k_2 = 1,1$  при  $\bar{\lambda}_{\text{вет}} > 2,5$ ;

$$\bar{\lambda}_{\text{вет}} = \lambda_{\text{вет}} \sqrt{R_{yo} / E}, \text{ при этом } m_1 = \frac{M_b}{N_b} \frac{A_{b1}}{W_{c1}}; \bar{\lambda}_{b1} = \frac{l_{b1}}{i_1} \sqrt{R_{yo} / E}.$$

Приведенный относительный эксцентриситет  $m_{ef.1} = \eta m_1$ , по  $\bar{\lambda}_{\text{вет}}$  и  $m_{ef1}$  из табл. 76 норм [1] определяют  $m_{ef}$ , учитывающий кососимметричную или иную форму эпюры изгибающих моментов. Далее рассчитывают значение коэффициента  $\varphi$  для сквозной колонны в целом, определив параметры колонны  $A_0 = A_{B1} + A_{B2}$ ;  $I_x = A_{B1} y_1^2 + A_{B2} y_2^2$ ;  $i = \sqrt{\frac{I_x}{A_0}}$ ;  $\lambda = \frac{\mu l}{i}$ ;

$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{A_0}{A_{b1}}} \cdot m$ , по табл. 75 норм [1], определяют  $\varphi = \varphi_e$  и проверяют устойчивость колонны в целом по формуле (2.12).

Учет местной погиби в стержнях ферм. Установлено, что критические силы у сжатых стержней с местными деформациями (погибями) могут быть ниже 50 %, чем у бездефектных.

При определении несущей способности (устойчивости) стержня таврового сечения из двух уголков с местной погибью полки заменяются эквивалентным участком, при этом используют два подхода [2, 4]. Согласно [10] для случая  $\mu_x = \mu_y = 1$  расчет рекомендуется выполнять по формуле [10, § 13]

$$N / \varphi_{uv} k_{осл} \leq R_{yo} \gamma_c, \quad (2.14)$$

где  $\varphi_{uv}$  – коэффициент, определяемый по табл. 3 прил. 4 [4], по табл. 8.9 [10] или [2];  $k_{осл}$  – коэффициент, учитывающий влияние местного выреза полки уголка и принимаемый равным:  $k_{осл} = 1$ , если вырез расположен на концевом участке стержня (в пределах узловой фасонки);  $k_{осл}$  определяется, если вырез расположен в пределах средней трети длины стержня и интерполяции в других случаях, по табл. 7 прил. 4 [4] или по табл. 9.12 [2]. Если местного дефекта нет,  $k_{осл} = 1$ .

Учет локального искривления полков осуществляется путем перехода к эквивалентному вырезу с параметрами  $l_{\text{осл}}$  и  $b_{\text{осл}}$  по параметрам погиби  $f_M$  и  $l_M$  (см. табл. 8 прил. 4 [2]); или по данным табл. 9.13 [10].

Расчет ведут в следующей последовательности после определения  $\bar{u}$ ,  $\bar{v}$  и  $\varphi_{uv}$ :

- определяют безразмерные величины местной погиби  $\bar{f}_{\text{ом}} = f_{\text{изм}}/b$ ;  
 $\bar{l}_{\text{ом}} = l_M/b$ ,  $b$  – размер полки уголка;
- по табл. 8 прил. 4 [2] или табл. 13 [2] определяют эквивалентные размеры краевого выреза, влияние которого аналогично местной погиби,  $l_{\text{осл}} = k_1 b$ ;  $b_{\text{осл}} = k_2 b$ , где  $k_1, k_2$  – коэффициенты из вышеуказанных таблиц. Выделяют угол суммарной погиби  $\text{tg } \nu = \frac{f_{\text{изм.}x}}{f_{\text{изм.}y}}$ ;  $\nu$  за-

писывают в радианах (например  $0,32 \pi$ );

- рассчитывают величину суммарной погиби  $\bar{f}_0 = \sqrt{(\bar{u})^2 + (\bar{v})^2}$ ;
- по табл. 7 прил. 4 [4] или табл. 9.12 [2] определяют коэффициент  $k_{\text{осл}}$ ;
- производят проверку устойчивости стержня по формуле (2.10).

Влияние локальных дефектов и повреждений сквозного стержня в целом, в частности, его общего искривления, учитывают при определении  $\varphi_{\text{ст}} = \varphi$ , принимаемое по нормам:

а) при центральном сжатии – в функции от условной приведенной гибкости

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\varphi_{\text{вет}} R_{yo} / E}; \quad (2.15)$$

б) при внецентренном сжатии – в функции от условной приведенной гибкости, вычисляемой по (2.13), и относительно эксцентриситета

$$m = e A_0 \alpha_c / I,$$

где  $\alpha_c$  – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви (рис. 2.2).

При симметричном сечении  $y_1 = y_2 = \frac{h}{2}$ ,  $c = 0,5h$ .

В случае невыполнения условий устойчивости для поврежденного раскоса считается, что раскос выключается из работы, и поперечная си-

ла воспринимается ветвями, работающими на изгиб, при этом коэффициент  $\varphi_{вет}$  в формуле (2.12) определяется как для сжато-изогнутого элемента с соответственно увеличившейся свободной длиной элемента-ветви.

Приведенный относительный эксцентриситет для определения  $\varphi_{вет}$  допускается определять от изгибающего момента в ветви  $M_{вет}$  по формуле

$$M_{вет} = Q \frac{l_{вет}}{4}, \quad (2.16)$$

где  $Q$  – поперечная сила в сквозном стержне из статического расчета;  $l_{вет}$  – длина ветви, равная расстоянию между узлами соединительной решетки.

Учет расцентровки раскосов. Устойчивость сквозных стержней при этом виде дефекта проверяют по формуле (2.10), при этом коэффициент  $\varphi_{вет}$  определяют как для сжато-изогнутого стержня с учетом  $M_{вет}$ , равного

$$M_{вет} = Qt \frac{k_p}{k_ж},$$

где  $t$  – величина расцентровки, равная половине расстояния между соседними пересечениями осей раскосов с осью ветви;  $k_p$  – коэффициент, учитывающий влияние степени расцентровки  $\chi = t/l_1$  ( $l_1$  – проекция раскоса на ветвь);  $k_p = 1 + \chi$ ;  $k_ж$  – коэффициент, учитывающий влияние жесткости примыкающих раскосов и равный

$$k_ж = 1 + \frac{EI}{2I_B},$$

где  $EI$  – сумма погонных жесткостей элементов решетки, сходящихся в узле;  $I_B$  – погонная жесткость ветви.

Для колонн каркаса промзданий допускается принимать  $k_p/k_ж = 1$ .

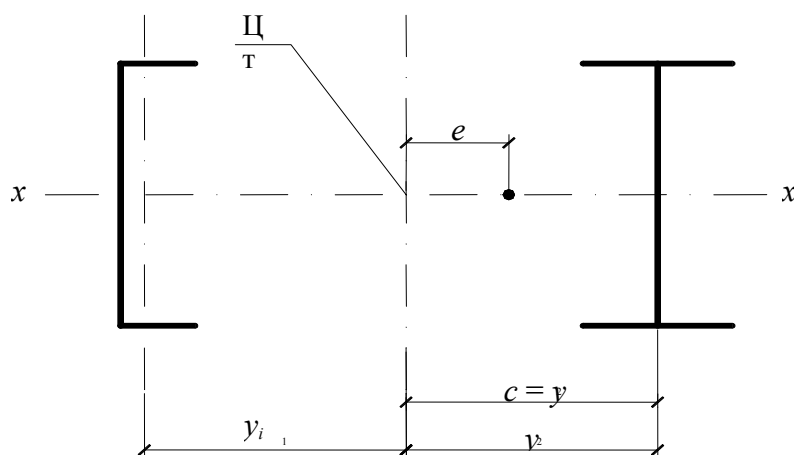


Рис. 2.2. Схема сечения

## 2.5. Проверка на хрупкую прочность

Хрупкое разрушение элементов стальных конструкций является одним из самых опасных видов их предельных состояний. Разрушение происходит внезапно без заметных пластических деформаций стали и может сопровождаться снижением их прочности до неопределенно низкого уровня. Конструкции чувствительны к случайным перегрузкам и ударам. Для малоуглеродистых и низколегированных сталей, используемых в строительных конструкциях, среди факторов, вызывающих хрупкое разрушение, главным является снижение температуры, поэтому сопротивление хрупкому разрушению отождествляют с понятием их **хладостойкости**.

Скорость развития трещины при хрупком разрушении может достигать 1500 – 1700 м/с. Хрупкое разрушение зарождается, как правило, в зонах концентрации напряжений при снижении температуры до некоторой критической величины.

В соответствии с ГОСТ 16350-80 территория нашей страны районирована по воздействию низких температур на районы I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, I<sub>3</sub>, II<sub>3</sub>, II<sub>4</sub> и II<sub>5</sub> (отличаются значениями расчетных низких температур). При расчете стальных конструкций на прочность с учетом хрупкого разрушения за расчетную низкую температуру эксплуатации  $T_3$ , согласно указаниям СНиП 2.01.01-82 принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки. Так, для I<sub>1</sub> района  $-50\text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -65\text{ }^\circ\text{C}$ , для районов I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub> и II<sub>3</sub>  $-40\text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -50\text{ }^\circ\text{C}$ , для района II<sub>4</sub>  $-30\text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -40\text{ }^\circ\text{C}$ , для района II<sub>3</sub> и других более теплых районов  $T_3 \geq -30\text{ }^\circ\text{C}$ . В табл. 2.1 приведены для сравнения расчетные низкие температуры для некоторых городов нашей страны.

В соответствии с [1] все центрально- и внецентренно-растянутые элементы и зоны растяжения изгибаемых элементов следует проверять на прочность с учетом сопротивления хрупкому разрушению

$$\sigma_{\max} \leq \beta R_u / \gamma_u, \quad (2.17)$$

где  $\sigma_{\max}$  – наибольшее номинальное растягивающее напряжение в расчетном сечении элемента, вычисленное при действии расчетных нагрузок на конструкцию без учета коэффициента динамичности;  $\beta$  – расчетный коэффициент, учитывающий расчетную низкую температуру, марку стали, конструктивную форму и толщину элемента конструкции;  $R_u$  и  $\gamma_u$  – рас-



четное сопротивление стали (по временному сопротивлению) и коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению ( $\gamma_u = 1,3$ ).

Значение расчетного коэффициента  $\beta$  определяется по табл. 84 лишь для конструктивных форм, показанных на рис. 7.13, СНиП II-23-81\*. Обоснование значений  $\beta$  выполнено с использованием исследований В.А. Балдина, В.Е. Борисова.

Таблица 2.1

**Расчетные низкие температуры  $T_s$  и климатические районы  
некоторых городов РФ (ГОСТ 16350-80)**

Город	$T_s, ^\circ\text{C}$	Район	Город	$T_s, ^\circ\text{C}$	Район
Сочи	-3		Иркутск	-37	
Москва	-26		Новосибирск	-39	
С.-Петербург	-26		Омск	-39	
Мурманск	-27		Красноярск	-40	
Самара	-30		Томск	-40	
Н.Новгород	-30		Братск	-43	
Архангельск	-31		Якутск	-55	

В табл. 2.2 приведены значения коэффициента  $\beta$  в соответствии со СНиП II-23-81\*. Очевидно, величина коэффициента  $\beta$  имеет смысловое значение только при условии

$$\beta < R_y \gamma_u / R_u, \quad (2.18)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

В нормативном методе расчета прочности элементов стальных конструкций с учетом хрупкого разрушения по формуле (2.17) существует ряд противоречий. Первое противоречие связано с неопределенностью значений первой и второй критических температур как температурных границ интервала квазихрупкого разрушения стали. При расчетных низких температурах, превышающих  $T_{cr1}$ , проверка прочности по формуле (2.17) теряет свой смысл, так как сталь в элементе конструкции находится в вязком состоянии, а при температуре более низкой, чем  $T_{cr2}$ , эксплуатация конструкций становится принципиально недопустимой из-за возможности хрупкого разрушения при номинальных растягивающих напряжениях, меньших предела текучести материала при комнатной температуре. Второе проти-

воречие связано с тем, что формула (2.17) устанавливает только запас прочности без оценки запаса вязкости, который, безусловно, уменьшается при снижении  $T_3$ . С приближением  $T_3$  к значению  $T_{cr2}$  элементы конструкции становятся более чувствительными к случайным перегрузкам, ударам. Существенное влияние на прочность начинают оказывать остаточные сварочные напряжения и дополнительные напряжения, не учитываемые расчетом.

Таблица 2.2

**Значения коэффициента  $\beta$  для расчета прочности элементов  
с учетом хрупкого разрушения стали**

Номер схемы (рис. 7.14 [3])	Толщина элемента, мм	$\beta$ для стали с пределом текучести $\sigma_T = R_{yo}$			
		До 285 МПа		285 – 380 МПа	
		$T_3 \geq -30 \text{ }^\circ\text{C}$	$-30 \text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -40 \text{ }^\circ\text{C}$	$-40 \text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -50 \text{ }^\circ\text{C}$	$-50 \text{ }^\circ\text{C} > T_3 \geq -65 \text{ }^\circ\text{C}$
№ 1 при гильотинной резке кромок	10	1,00	1,00	1,00	0,75
	20	0,90	Не применяется	0,80	Не применяется
	30	0,85	Не применяется	Не применяется	Не применяется
№ 3 при ко- лотых дырах	10	1,00	1,00	1,00	1,00
	20	1,00	0,95	1,00	Не применяется
№ 6	10	1,00	0,95	1,00	0,90
	20	0,90	0,80	0,90	0,90
	30	0,85	0,75	0,60	Не применяется
№ 16	10	1,00	1,00	1,00	1,00
	20	1,00	0,95	1,00	0,80
	30	1,00	0,87	0,90	Не применяется
№ 18	10	1,00	1,00	1,00	1,00
	20	0,95	0,85	1,00	0,90
	30	0,90	0,80	0,90	0,60
№ 21 при гильотинной резке кромок	10	1,00	0,95	1,00	0,70
	20	0,90	Не применяется	0,75	Не применяется
	30	0,85	Не применяется	Не применяется	Не применяется

В [3] дан метод НИСИ по оценке хладостойкости элементов стальных конструкций.

Специальные приемы усиления в целях повышения их хладостойкости даны в табл. 9.16 [2].

Учет влияния коррозионного поражения на сопротивление хрупкому разрушению при пониженных температурах (при остаточной толщине 5 мм и менее или если износ превышает 25 % сечения) выполняют по изменению  $T_{cr}$ , в расчет вводят  $(T_{cr2} + \Delta T_{cr})$ ,  $\Delta T_{cr}$  принимается в зависимости от марки стали:

Марка стали	Вст3	09Г2	10Г2с1	18Г2АФпс	14ГСМФР
$\Delta T_{cr}$	15	20	25	30	35

## 2.6. Оценка долговечности сварных подкрановых балок по ресурсу усталости

Оценку выполняют по усталостному ресурсу верхней зоны стенки у поясного шва по формуле

$$N_t = N_0 \cdot 10^{\frac{\sigma_r - \bar{\sigma}_{\text{ЭК}}}{m}}, \quad (2.19)$$

где  $N_t$  – допустимое число нагружений расчетного сечения сваркой подкрановой балки;  $N_0 = 9,5 \cdot 10^6$  – количество нагружений, соответствующее точке перелома кривой отказов из-за усталости стали;  $\sigma_r = 450 \text{ кгс/см}^2$  – предельное напряжение в металле сварной подкрановой балки, соответствующее неограниченной долговечности балок;  $m = 761,39$  – параметр кривой усталостных отказов сварных подкрановых балок;  $\bar{\sigma}_{\text{ЭК}}$  – среднестатистическое напряжение в верхней зоне стенки от эксплуатационной крановой нагрузки.

Цикл нагружения – это проезд под расчетным сечением одного катка крана.

Напряжение в верхней точке стенки балки

$$\sigma_{\text{ЭК}} = \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})(\sigma_{fy} + \sigma_{loc,y}) + (\sigma_{fy} + \sigma_{loc,y})^2 + 3\tau_{x,y}^2};$$

$$\sigma_x = \frac{M}{W_x n}, \quad \sigma_{loc,y} = \frac{F}{t_w l_{ef}}; \quad \sigma_{fy} = \frac{2M_t t_w}{I_f}; \quad \sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y}; \quad \tau_{xy} = \frac{F}{h_w t_w}, \quad (2.20)$$

обозначения согласно пп. 13 – 34 СНиП II-23-81\*.

$\bar{\sigma}_{\text{ЭК}}$  вычисляется от среднестатистической крановой нагрузки, характеризующейся давлениями колес  $\bar{F}_{\text{ЭК}}$ , которые могут определяться как среднестатистические за 2 – 7 сут. Допускается определять  $F_{\text{ЭК}}$  умножением нормативных значений на коэффициент  $n = 0,7$ .

Если установлены  $\bar{F}_3, \bar{n}$  – число проездов / сут., ( $Q$  – проездов/тыс. т продукции), т.е.  $\bar{n}_T$  – число проездов на 1 тыс. т продукции. Зная количество перемещенной продукции  $\bar{Q}_3$  за время эксплуатации в год (тыс. т/г), число циклов загрузок  $N_3 = \bar{n}\bar{Q}_3$ , если  $N_{\text{ЭК}} > N_r$ , то наличие повреждений закономерно, требуется усиление.

При прогнозируемом сроке эксплуатации и требуемом ресурсе  $N_{\text{тр}}$  пути снижения нагруженности могут быть разными: увеличение числа катков, увеличение сечения верхнего пояса, замена рельсов на более жесткие и т.п.

Предварительно следует определить напряжение  $[\sigma]$ , соответствующее  $N_{\text{тр}}$ :

$$[\sigma] = \sigma_r + m \lg \left( \frac{N_0}{N_{\text{тр}}} \right) = 450 + 761,39 \lg \left( \frac{N_0}{N_{\text{тр}}} \right). \quad (2.21)$$

### 3. УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### 3.1. Общие положения

Производство работ по усилению строительных конструкций требует затрат и, как правило, неизбежны некоторые ограничения технологического процесса. Поэтому усиление или восстановление проектной несущей способности являются крайними средствами, когда этих целей нельзя достичь ни за счет выявленных резервов несущей способности, ни путем уменьшения постоянных или временных нагрузок. Выбор рационального варианта производится на основании нескольких конкурентоспособных вариантов с учетом технологичности.

Усиление может быть:

- аварийным, производится в экстремальных ситуациях для срочного восстановления несущей способности, при использовании наиболее простых методов, рассчитанных на короткий срок эксплуатации до капитального восстановления;
- временным, которое осуществляется, если необходимо обеспечить в плановом порядке нормальную эксплуатацию до капитального усиления;
- капитальным, применяемым для решения задач при реконструкции зданий и сооружений;
- перспективным, когда на конструкцию в период эксплуатации предполагаются увеличение технологических нагрузок и другие изменения условий эксплуатации.

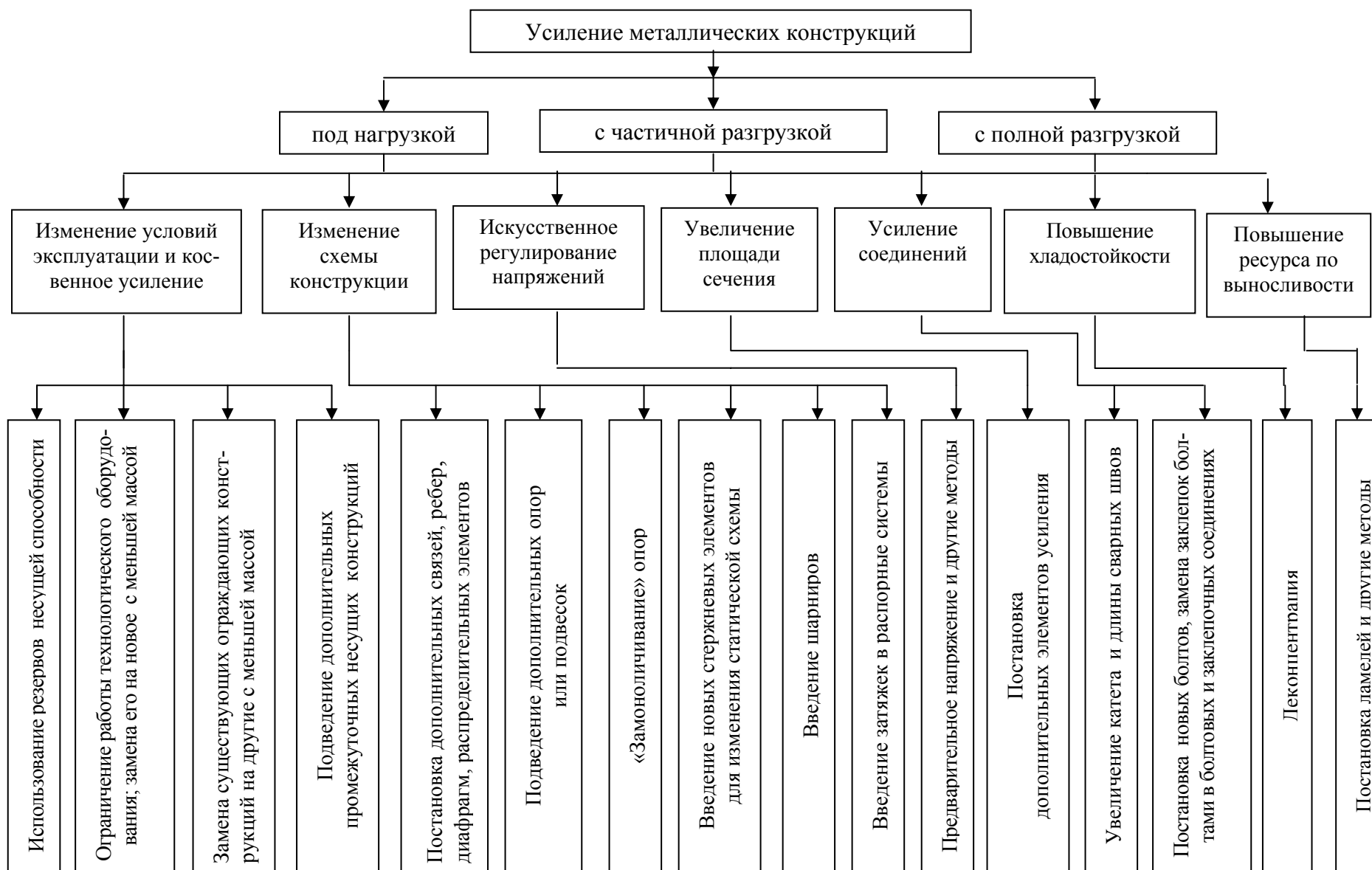
Способ усиления различают по степени нагруженности на момент усиления:

- под нагрузкой, который является наиболее сложным и ответственным видом усиления, требует детального обследования сохраняемой конструкции, надежной оценки ее напряженного состояния и специальных приемов усиления, позволяющих включить элементы усиления в работу существующей конструкции;
- с частичной разгрузкой – это наиболее распространенный способ, предполагает отсутствие во время усиления временной нагрузки, например снеговой, крановой, технологической и т.п.;
- с полной разгрузкой – это способ с полным снятием временной нагрузки, применяется при аварийно-восстановительных работах либо для конструкций, основной которых является полезная (временная) нагрузка.

Предполагаемые классификации способов усиления несколько отличаются друг от друга, имеют различную степень наглядности. Классификация дана в [2] и на схеме рис. 3.1.

При проектировании усиления следует учитывать:

- что наиболее эффективным является косвенное усиление;
- усиление можно выполнять одним или одновременно несколькими способами;



*Рис. 3.1. Классификация способов усиления металлических конструкций*

- соединения элементов усиления с существующими конструкциями выполняют на сварке или болтах, в том числе высокопрочных;
- в конструкциях, работающих в условиях низких температур, на циклические или динамические нагрузки, присоединение элементов предпочтительно выполнять на болтах;
- сталь для элементов усиления принимают по СНиП [1] с учетом механических характеристик стали усиливаемой конструкции, но не ниже качества старой;
- при проектировании усиления нужно учитывать монтажную технологичность.

Усиление конструкций под нагрузкой с использованием сварки возможно в случае, если абсолютное значение напряжений в усиливаемом элементе  $\sigma_0$  не будет превышать следующих величин:

- для I группы, (согласно нормам) сварных конструкций, работающих в особо тяжелых условиях,  $\sigma_0 \leq 0,2R_{yo}$  ( $R_{yo}$  – расчетное значение по пределу текучести усиливаемого элемента);
- для элементов сварных конструкций, непосредственно воспринимающих подвижные и динамические нагрузки, но не входящих в I группу (подкрановые балки для кранов с группой режимов работы 1К – 6 К, пролетные строения галерей, балки соответствующих рабочих площадок и т.п.),  $\sigma_0 \leq 0,4R_{yo}$ ;
- для всех остальных сварных конструкций, работающих на статические нагрузки,  $\sigma_0 \leq 0,8R_{yo}$ .

При проектировании и проведении работ по усилению необходимо соблюдать следующие требования:

1. Элементы усиления необходимо располагать таким образом, чтобы не нарушать центровку элементов в узлах стержневых систем, а также не изменять положение центра тяжести основного элемента.
2. При усилении под нагрузкой не допускается накладывать сварные швы поперек растянутых усиливающих и усиливаемых элементов, катет шва при одном проходе должен быть не более 6 мм.
3. При наплавке дополнительных слоев на существующие швы необходимо ограничивать нагрев усиливаемых элементов, применяя электроды диаметром 3 – 4 мм, наплавлять швы слоями по 2 мм при сва-

рочном токе 200 – 220 А участками по 50 – 70 мм, сварку вести с перерывами на остывание.

4. Сварку сталей производить с учетом температуры окружающего воздуха согласно нормам.
5. Для снижения опасности хрупкого разрушения новые швы рекомендуется располагать возможно дальше от существующих концентраторов напряжений (резкое изменение сечений, вырезы, ребра, фасонки): расстояние между параллельными угловыми швами должно быть не менее 100 мм, такое же расстояние рекомендуется между новыми стыковыми швами и швами крепления ребер, фасонки, накладок, в остальных случаях расстояние между швами – не менее 8 – 18 мм катетов швов.
6. При усилении балок и ферм в первую очередь выполняют швы, крепящие детали усиления к нижнему поясу, и в последнюю – к верхнему.
7. Присоединение новых элементов сваркой производят в следующей последовательности: установка элемента усиления и крепление с помощью струбцин; приварка на сварных прихватках длиной 10 – 20 мм через 300 – 500 мм; окончательная сварка концевых участков ведется к середине.
8. Присоединение элементов усиления на болтах производят с минимальным ослаблением сечения основного элемента, для чего сначала крепят болтами концы деталей усиления, затем выполняют промежуточные соединения, при этом сверление каждого последующего отверстия выполняют после установки болта в предыдущие.

Из всех способов усиления основными являются:

- увеличение площади поперечного сечения;
- изменение конструктивной схемы каркаса, сооружения, конструкции;
- регулирование напряжений (усилий).

### **3.2. Резервы несущей способности**

Несущая способность сохраняемых конструкций оценивается как с позиции наличия резервов, так и фактической несущей способности с уче-



том отмеченных при обследовании дефектов и повреждений. Выявление резервов несущей способности разделяется на два этапа:

1. Перерасчет конструкций на основе современных нормативных документов с учетом результатов обследования. Исследования показали [3, 7, 8], например, что в подкрановых балках, выполненных в 40 – 50 гг. прошлого века, могут быть выявлены резервы до 30 % и в колоннах до 40 %. Наличие резервов является следствием научно-технического прогресса, уменьшения нормативных временных нагрузок, снижения коэффициентов запаса, уточнения расчетов на устойчивость и т.п. В табл. 3.1 приведены значения коэффициентов запаса, изменявшихся по мере совершенствования норм проектирования.

Таблица 3.1

### Значения коэффициента запаса

Нормы проектирования МК по годам	Коэффициент запаса	Теоретический резерв запаса прочности
1931 – 1942	1,64	1,53
1942 – 1955	1,44	1,35
1955 – 1962	1,49	1,39
1962 – 1975	1,33	1,24
1975 – 1984	1,25	1,17
1984 по настоящее время	1,07	1,00

*Примечание.* Теоретический резерв определен по отношению к действующим нормам.

2. Выявление действительной работы каркаса и его элементов с учетом особенностей технологического процесса, фактических нагрузок и свойств металла, пространственной работы каркаса, податливости фундаментов и т.п.

Составляющие резервов несущей способности показаны на рис. 3.2.

Выявленные резервы позволяют снизить объем работы по усилению, а в ряде случаев даже отказаться от усиления.

При обследовании устанавливают истинные размеры сечений, которые могут отличаться от проектных за счет допусков проката и замены ка-

либров профилей и марок сталей при изготовлении, уточняют свойства стали и нагрузки (методика уточнения рассматривалась выше).

Уточнение расчетной схемы (учет пространственной работы). При переходе от конструктивной схемы каркаса к расчетной в существующих практических расчетах не полностью или вообще не учитывается ряд факторов, существенно влияющих на работу конструкций, в частности, перераспределение усилий за счет пространственной работы каркаса.



**Рис. 3.2. Классификация составляющих резервов несущей способности**

В традиционной методике расчета при учете пространственной работы каркаса в качестве распределительного диска принимают либо продольные связи по нижним поясам стропильных ферм, либо кровельный диск, жесткость которого берут равной бесконечности (при настиле из крупноразмерных железобетонных плит) или равной нулю (при других типах кровельного настила). Влияние тормозных подкрановых конструкций на работу поперечных рам не учитывают.

В уточненном расчете при реконструкции для выявления резервов несущей способности желательно учитывать сдвиговую жесткость любых типов кровельных настилов и влияние тормозных конструкций [5]. Уточненная расчетная схема поперечных рам приведена на рис. 3.3, а. Ориентировочная сдвиговая жесткость настилов может быть принята по табл. 9.6 [2] и табл. 3.2.

Расчетную жесткость продольных связей по нижним поясам стропильных ферм  $EI_c$  и тормозных конструкций  $EI_T$  можно определить по формулам

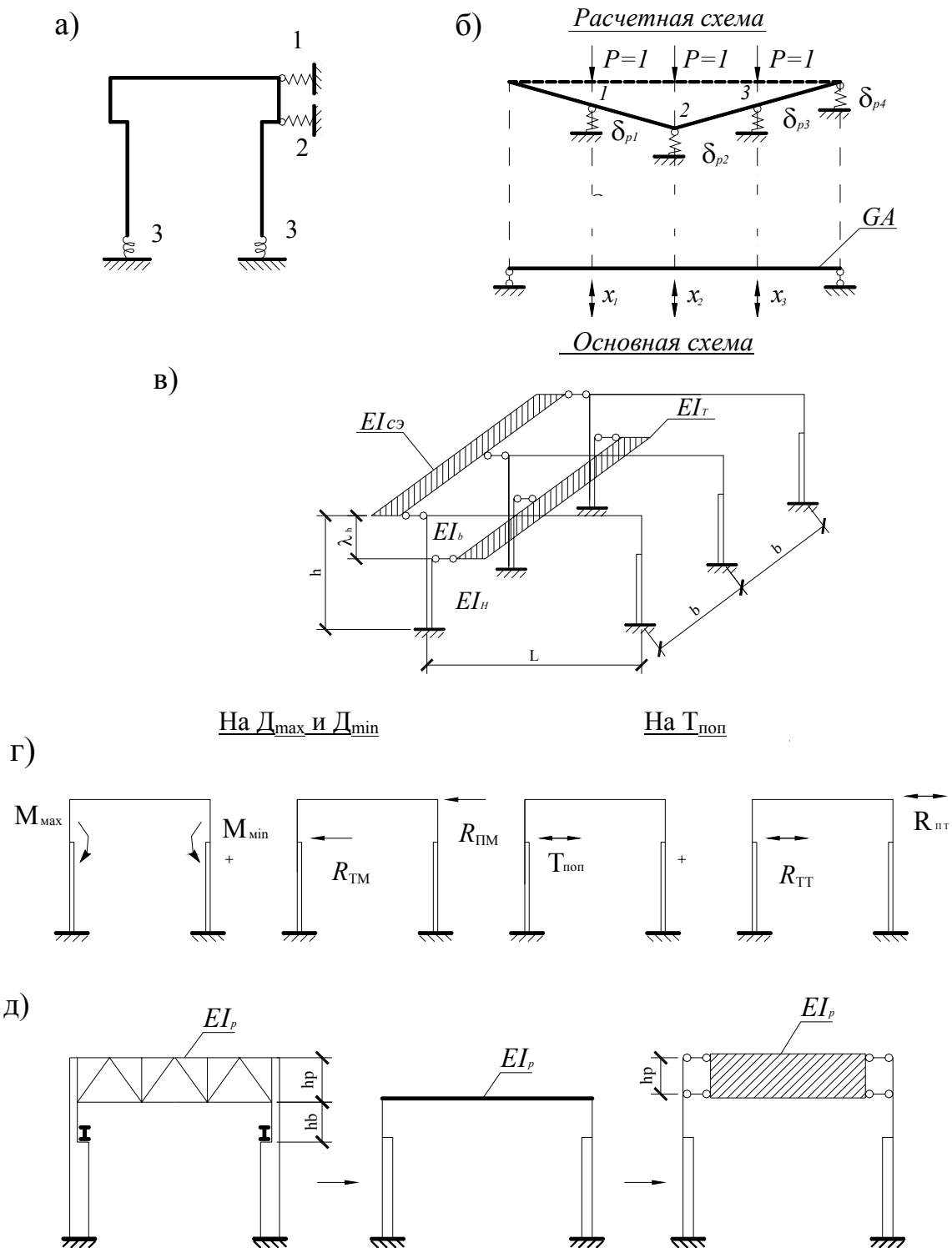
$$EI_c = k_c EI_{co}; EI_T = k_T EI_{To}, \quad (3.1)$$

где  $k_c$  – поправочный коэффициент, учитывающий влияние деформативности решетки и элементов крепления: принимается  $k_c = 0,15$  – при креплении на черных болтах;  $k_c = 0,9$  – на сварке;  $k_T$  – аналогичный коэффициент для тормозных конструкций: принимается  $k_T = 0,3$  для разрезных тормозных конструкций;  $k_T = 1$  – для неразрезных;  $EI_{co}$  и  $EI_{To}$  – изгибные жесткости.

Таблица 3.2

**Сдвиговая жесткость кровельных настилов  $GA \cdot 10^{-3}$ , кН/м<sup>2</sup>**

Схема крепления настила	Жесткость при ширине диска, м			
	18	24	30	36
Настил из стального профилированного листа с креплением к ригелю через один гофр	15	24	30	36
То же, с креплением в каждом гофре	25	32	40	48
Настил из мелкогабаритных железобетонных плит по прогонам	130	170	210	180
Покрытия из крупногабаритных железобетонных плит при ширине плиты 1,15 м	1200	1600	2000	2400
То же, при ширине плиты 3 м	1600	2100	2600	3100



**Рис. 3.3. Уточненная расчетная схема элементов каркаса производственного здания: а – поперечной рамы; б – продольных связей покрытия; в – каркаса; г – для крановых нагрузок; д – сопряжения ригеля с колонной; 1, 2 – упругая опора, учитывающая соответственно жесткость кровельного настила совместно со связями по нижним поясам и жесткость тормозных конструкций; 3 – упругое защемление, учитывающее податливость фундаментов**

В расчетах кровельный настил и продольные связи заменяют условным элементом с эквивалентной изгибной жесткостью

$$EI_{c.э} = k_3 (EI_c + GA), \quad (3.2)$$

где  $k_3$  – коэффициент, определяется в функции от коэффициента  $\alpha_c$  :

$$\alpha_c = \frac{\delta_p GA}{4b}; \quad (3.3)$$

где  $\delta_p$  – смещение плоских рам в уровне ригеля от единичных сил  $P$  при расчетной схеме, приведенной на рис. 3.3,  $\bar{b}$ ;  $b$  – шаг поперечных рам;  $GA$  – сдвиговая жесткость кровельного настила;  $\delta_p = \frac{\sum \delta_{pi}}{\sum EI_c}$ ;  $\sum \delta_{pi}$  – сумма ординат линии влияния реакций от  $X_1 = X_2 = X_3 = 1$ .

$\alpha_c$	$10^{-1}$	$10^{-0,5}$	$10^0$	$10^{0,5}$	$10^1$	$10^2$
$k_3$	0,2	0,6	1,3	2,1	2,7	3,0

Практический расчет поперечных рам на крановые нагрузки производят для расчетной модели, показанной на рис. 3.3, в. Расчетной является средняя рама, которую рассматривают как плоскую раму, нагруженную, кроме крановых нагрузок, еще силами упругих отпоров  $R_n$  и  $R_T$  (рис. 3.3, з). Значения упругих отпоров определяют по формулам

$$R_{TM} = \frac{\alpha_1 M_{\max}}{Dh}; \quad R_{nM} = \frac{\alpha_2 (M_{\max} - M_{\min})}{Dh}; \quad (3.4)$$

$$R_{TT} = \frac{\alpha_3 T_{\text{поп}}}{D}; \quad R_{nT} = \frac{\alpha_4 T_{\text{поп}}}{D},$$

где  $D = \alpha_1 n_c n_T \lambda_1^6 + \alpha_2 n_c n_T \lambda_1^3 + \alpha_3 n_T \lambda_1^3 + 1$ ;  $\lambda_1 = \frac{h}{b}$ ;  $\alpha_1 = b_1 n_T \lambda_1^3 (1 + b_2 n_c \lambda_1^3)$ ;

$\alpha_2 = b_3 n_c \lambda_1^3 (1 + b_4 n_T \lambda_1^3)$ ;  $\alpha_3 = b_5 n_T \lambda_1^3 (1 + b_6 n_c \lambda_1^3)$ ;  $\alpha_4 = b_7 n_c \lambda_1^3$ ;  $n_c = \frac{I_{c.э}}{I_H}$ ;  $n_T = \frac{I_T}{I_H}$ .

Значения коэффициентов  $b_1 - b_7$  (приведены в табл. 3.3) определяют в зависимости от вида сопряжения ригеля с колонной (шарнирное или жесткое), от отношений  $\lambda_K = \frac{h_B}{h_H}$  и  $n_K = \frac{I_H}{I_B}$ .

Далее силовой расчет ведут известными методами механики.

Уточненный расчет многопролетных рам на крановые нагрузки можно выполнять для отдельно стоящих стоек, имеющих неподвижную опору вверху колонны и упругоподатливую опору в уровне кранового уступа.

Основными факторами, влияющими на изменение усилий в колоннах, являются относительные жесткости. Так, для колонн с подкрановой частью большой жесткости ( $b_b \geq 750$  мм) преобладающим является влияние жесткости кровельного настила и связей по нижним поясам ферм; при гибкой подкрановой части ( $b_b < 750$  мм) преобладает влияние тормозных конструкций. Значительно снижаются изгибающие моменты у базы колонны. При большой высоте колонн ( $h > 20$  м) изгибающие моменты от крановых нагрузок могут быть уменьшены за счет отпора тормозных конструкций более чем на 50 %. Учет пространственной работы, как правило, приводит к уменьшению расчетных продольных сил в подкрановых ветвях и к их увеличению в шатровых ветвях. Тормозные конструкции разгружают подкрановые ветви колонн.

Таблица 3.3

**Значения коэффициентов  $\alpha_1 - \alpha_3, b_1 - b_7$**

$n_k$	$\lambda_k$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$
Для шарнирного сопряжения ригеля с колонной											
5	0,2	0,09	1,53	0,81	0,47	-0,08	0,20	0,13	0,27	0,19	0,35
	0,3	0,06	1,67	0,63	0,41	0,18	0,68	0,13	0,21	0,47	0,28
	0,4	0,03	1,89	0,45	0,34	0,62	0,63	0,10	0,15	0,91	0,22
10	0,2	0,10	1,62	0,81	0,47	0,05	0,72	0,12	0,27	0,29	0,35
	0,3	0,06	1,89	0,63	0,42	0,51	0,69	0,11	0,21	0,77	0,28
	0,4	0,03	2,34	0,45	0,35	1,24	0,62	0,09	0,15	1,45	0,21
20	0,2	0,10	1,71	0,90	0,52	0,26	0,71	0,14	0,30	0,48	0,34
	0,3	0,07	2,25	0,72	0,49	1,06	0,68	0,12	0,24	1,26	0,28
	0,4	0,04	3,33	0,54	0,40	2,36	0,63	0,11	0,18	2,56	0,22
Для жесткого сопряжения ригеля с колонной											
5	0,2	0,09	0,72	0,54	0,26	-0,07	0,34	0,08	0,18	0,04	0,20
	0,3	0,06	0,72	0,45	0,26	0,08	0,36	0,08	0,15	0,12	0,17
	0,4	0,03	0,72	0,54	0,25	0,12	0,35	0,07	0,12	0,25	0,13
10	0,2	0,10	0,90	0,63	0,34	-0,04	0,40	0,08	0,21	0,07	0,25
	0,3	0,06	0,90	0,54	0,34	0,09	0,44	0,08	0,18	0,22	0,20
	0,4	0,03	0,90	0,36	0,27	0,31	0,39	0,06	0,12	0,41	0,14
20	0,2	0,10	0,99	0,72	0,41	0,02	0,50	0,08	0,24	0,13	0,27
	0,3	0,07	1,08	0,54	0,35	0,27	0,49	0,08	0,18	0,38	0,22
	0,4	0,04	1,17	0,45	0,35	0,62	0,41	0,07	0,15	0,70	0,15

Таким образом, учет пространственной работы каркаса позволяет в ряде случаев допустить увеличение крановых нагрузок на раму без ее усиления.

### **Учет действительной работы узла сопряжения ригеля с колонной**

В расчетах соединение ригеля с колонной принимают шарнирным или жестким. В традиционной методике расчета сквозной ригель принимают за сплошной стержень с эквивалентной жесткостью  $EI_p$ , присоединяемый к колонне в одной точке. Замена такого закрепления на более точное – в двух точках (рис. 3.3, д) – приводит к значительному снижению изгибающих моментов в колоннах. Величина моментов зависит от отношения  $h_p/h_B$  и может изменяться в пределах до 20 % [4]. При новой расчетной схеме статически расчет ведется известными способами строительной механики.

В схемах с шарнирным опиранием ригеля на колонну при конструктивном решении узла сопряжения на гибких фланцах появляется частичное защемление, изгибающий момент в опорном сечении может достигать при этом  $0,6 M_{оп}$  ( $M_{оп}$  – момент при жестком сопряжении). Пролетный момент фактически меньше, чем при шарнирном соединении.

В поперечных рамах неверный учет характера сопряжения ригеля с колонной может дать как заниженные, так и завышенные значения расчетных моментов для сечений ригеля и колонны (разброс от проектного значения – до 40 %).

### **Учет податливости основания**

В традиционных расчетах поперечных рам колонны считаются жестко заделанными в фундаменты. Однако в распределении усилий по колоннам и ригелю значительную роль играет угол поворота фундаментов, который зависит от типа последних и от механических свойств грунтов [3]. Для свайных оснований угол поворота не учитывается.

Учет поворота фундаментов может снизить изгибающие моменты в уровне базы колонн до 60 %, при этом возрастут горизонтальные перемещения посередине высоты колонны в 1,8 – 2,4 раза, смещения в уровне ригеля увеличатся в 1,15 раза против теоретических значений, вычисленных в предположении жесткой заделки колонны.

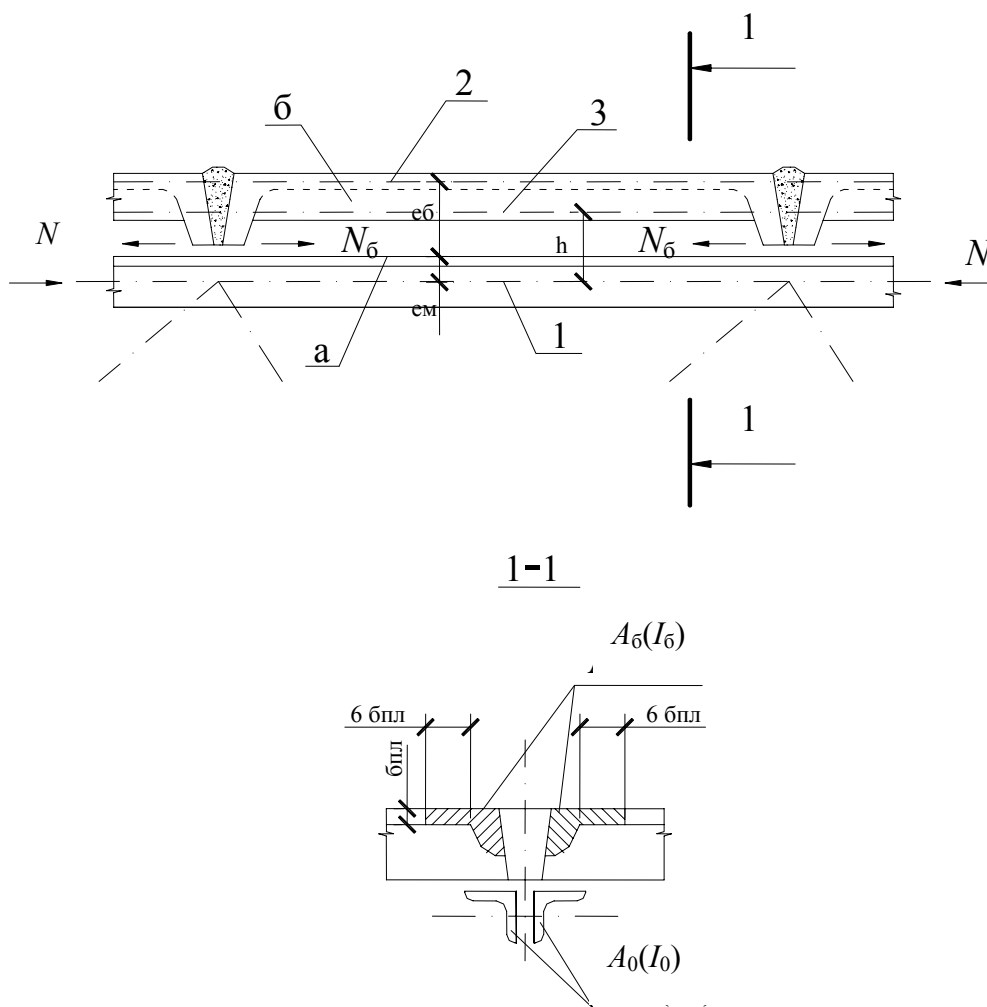
### **Учет включения в работу стропильных ферм кровельного настила**

При обычном расчете стальных ферм не учитывают, что железобетонный кровельный настил из крупноразмерных плит фактически участвует в работе ферм, создавая разгружающий эффект.

Усилие, воспринимаемое кровельными панелями  $N_{\bar{6}}$  (рис. 3.4) определяется по формуле [4]

$$N_{\bar{6}} = \frac{\frac{N_0}{EA_0} + \frac{M \cdot e_M}{EI_0}}{\frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{EA_0} + \frac{e_s^2}{E_b I_b} + \frac{e_M^2}{EI_0}}, \quad (3.5)$$

где  $N_0$  – усилие в верхнем поясе из расчета фермы;  $M$  – изгибающий момент в панели верхнего пояса фермы, возникающий от внецентренного крепления раскосов на ось комбинированного сечения;  $A_0$  и  $I_0$  – площадь и момент инерции верхнего пояса фермы;  $A_b$  и  $I_b$  – площадь и момент инерции железобетонной плиты;  $E$  и  $E_b$  – модули упругости соответственно стали и бетона;  $e_M$ ,  $e_s$  – расстояние от центра тяжести соответственно верхнего пояса фермы и плиты покрытия до точки их сопряжения.



**Рис. 3.4. Расчетная схема комбинированного сечения верхнего пояса стальных ферм: а – верхний пояс стальной фермы; б – железобетонные плиты покрытия; 1 – ось, проходящая через центр тяжести верхнего пояса стальной фермы; 2 – то же, для железобетонной плиты; 3 – ось, проходящая через центр тяжести комбинированного сечения верхнего пояса стальной фермы**



Выявленные резервы несущей способности при учете разгружающего эффекта могут достигать 15 %, но учет данного эффекта возможен при качественном креплении плит к фермам с помощью сварки и забетонированных швах между плитами.

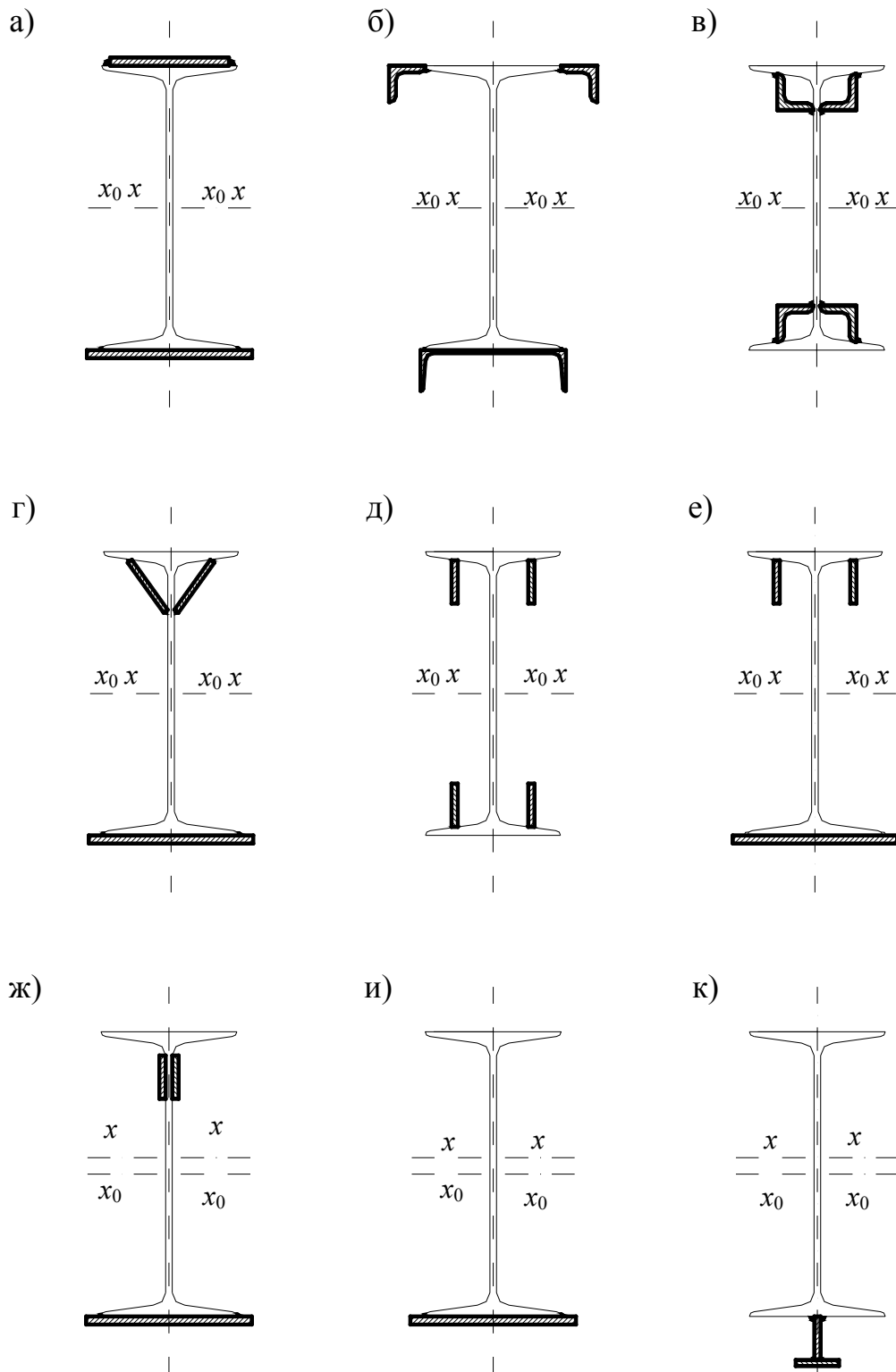
### 3.3. Усиление балок

Выбор способа усиления определяется:

- степенью необходимого повышения несущей способности балки;
- условиями опирания на балку элементов перекрытия или покрытия;
- возможностью увеличения строительной высоты балки и наличием свободного пространства под балкой;
- возможностью выполнения работ без остановки производства;
- технологическими возможностями изготовления и монтажа элементов усиления.

Усиление балок увеличением сечения. Метод наиболее рационален по расходу стали при двусторонней симметричной схеме или близкой к ней (рис. 3.5, *a – в*) с расположением элементов усиления по возможности дальше от центра тяжести усиливаемой балки.

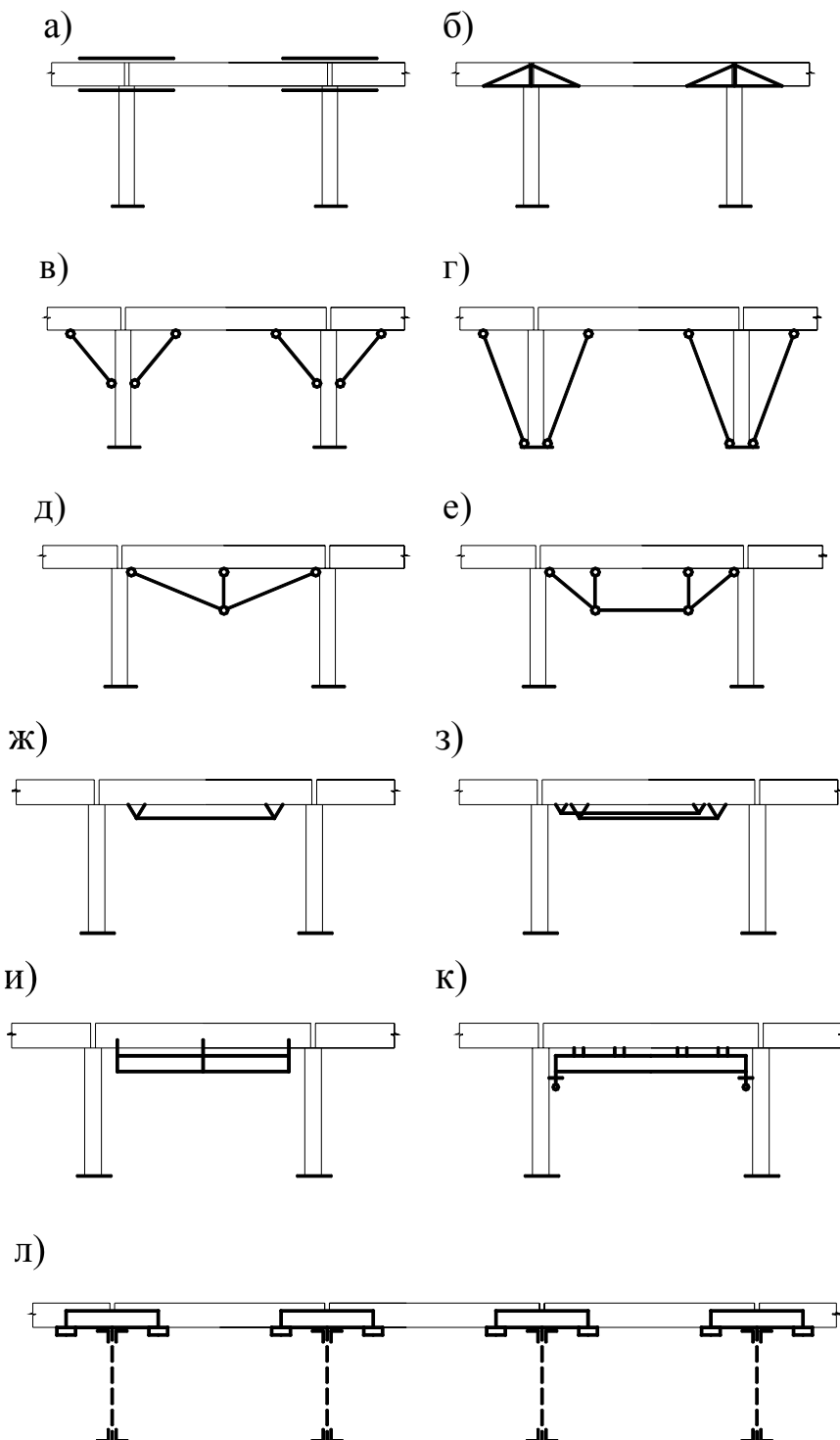
При опирании настилов по верхнему поясу балки рекомендуются схемы «в» - «к», при этом несимметричное усиление по схеме «и» эффективно только при использовании упругопластической стадии работы материала существующей конструкции или при регулировании усилий, в остальных случаях более целесообразна схема одностороннего усиления «к» со значительным увеличением высоты сечения. Усиление составных сварных балок, имеющих ребра жесткости, с использованием схемы «в» и «г» требует либо вырезки ребер, либо подгонки элементов усиления, поэтому более рациональны в данном случае схемы «д» и «е», а при необходимости увеличения прочности верхней части стенки (например в случае передачи сосредоточенных нагрузок) может быть рекомендована схема «ж».



*Рис. 3.5. Усиление балок путем увеличения сечений: а – к – схемы усиления*

Усиление изменением конструктивной схемы (рис. 3.6). Выполняется превращением разрезной балки в неразрезную, и при этом требуется возможность доступа к узлам сопряжения (опирания) балок (схемы «а» и «б»).

Установка дополнительных подкосов (схемы «в» и «г») возможна при наличии свободного пространства под балками.



**Рис. 3.6. Усиление балок путем изменения конструктивной схемы:  
а – л – схемы усиления**

Использование этих схем зависит также от способов усиления колонн и фундаментов.

При наличии свободного пространства под центральной частью балки эффективными могут быть схемы «д» и «е» с одно- или двустоечным шпренгелем. При использовании этих схем следует обеспечить конструктивные методы раскрепления точек перегиба шпренгеля из плоскости системы.

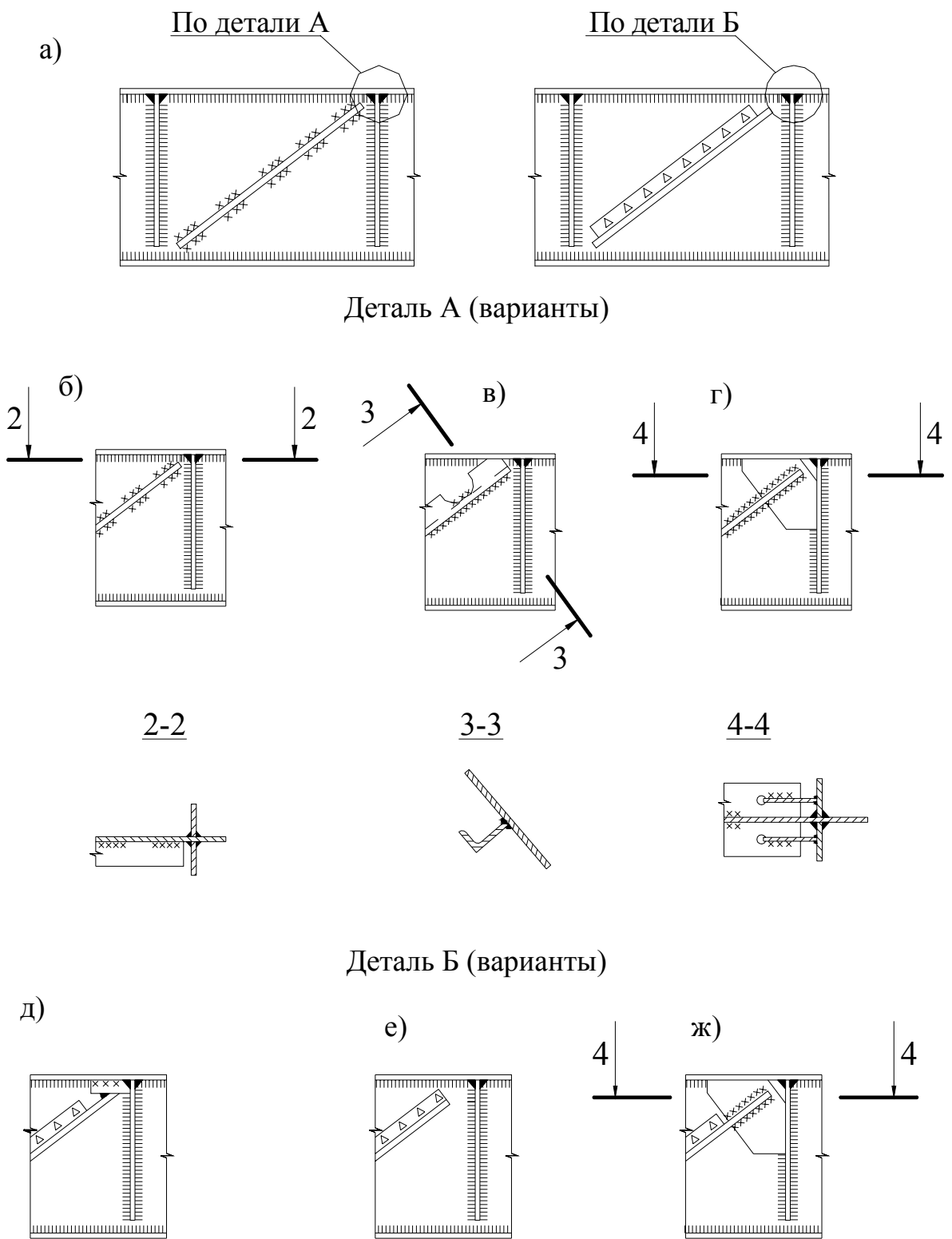
Применяются также способы усиления балок с помощью дополнительных затяжек (схемы «ж» и «з») и подведения дополнительных балочных конструкций (схемы «и», «к»).

Для усиления прогонов рациональна схема «л» с подведением дополнительных опор, передающих нагрузку на параллельно монтируемые двухконсольные балки, так называемая двухконсольная уравновешенная система.

Практически во всех случаях усиления с изменением схемы необходимы меры (приемы) для включения в работу новых элементов.

Если при увеличении нагрузок не обеспечена прочность стенки срезу или ее устойчивость, то рекомендуется установка дополнительных поперечных, продольных или наклонных ребер жесткости. Наклонные ребра жесткости (рис. 3.7) могут использоваться как без подгонки к поясам балки, так и с пригонкой: в первом случае они считаются не работающими на поперечную силу и служат только для обеспечения местной устойчивости, во втором – значительно снижают касательные напряжения в стенке.

При проверке дополнительных ребер рекомендуется использовать одностороннее расположение ребер и швы минимального катета. Диагональные ребра, пригнанные к поясам, рекомендуется проектировать парными (двусторонними) из полосовой стали или уголков с креплением к полкам и вертикальным ребрам по типу схем «в» и «е» (см. рис. 3.7) и устанавливать их вдоль сжатой диагонали отсека.



**Рис. 3.7. Установка наклонных ребер жесткости: а – общий вид усиления; б – д – без подгонки; е – ж – с подгонкой**

### 3.4. Особенности усиления подкрановых балок

Подкрановые конструкции – наиболее повреждаемый элемент каркаса промзданий. Повреждения в основном носят усталостный характер и сосредоточены в верхней зоне стенки. У зданий с тяжелым крановым режимом, по данным обследований, до 80 % подкрановых конструкций имели повреждения после 10 лет эксплуатации. Основными факторами, вызывающими повреждения, являются:

- действие сосредоточенных подвижных нагрузок, носящих динамический характер;
- переменный повторяющийся цикл;
- сложное напряженное состояние в верхней зоне;
- наличие эксцентриситета приложения нагрузки;
- неравномерность давления колес кранов;
- перекосы кранов.

Усиление подкрановых балок для кранов с режимами работ 7К и 8К, имеющих повреждения в виде усталостных трещин, рекомендуется лишь в качестве временной меры при невозможности остановки производства для замены балок.

При эксплуатации кранов с другими режимами работы повреждения подкрановых балок, связанные с их эксплуатацией, обычно незначительны, усиление таких балок целесообразно и экономически оправдано. При этом могут быть использованы схемы усиления (см. рис. 3.5).

При усилении подкрановых балок без тормозных конструкций при небольшом увеличении крановых нагрузок (на 5 – 10 %) может быть использована схема усиления, представленная на рис. 3.8, а, при большом увеличении нагрузок необходимо также усиление и нижнего пояса по схеме «б». Эти схемы не сложны и могут быть выполнены без остановки технологического процесса, а приварка элементов усиления в нижнем положении позволяет обеспечить качественное выполнение швов.

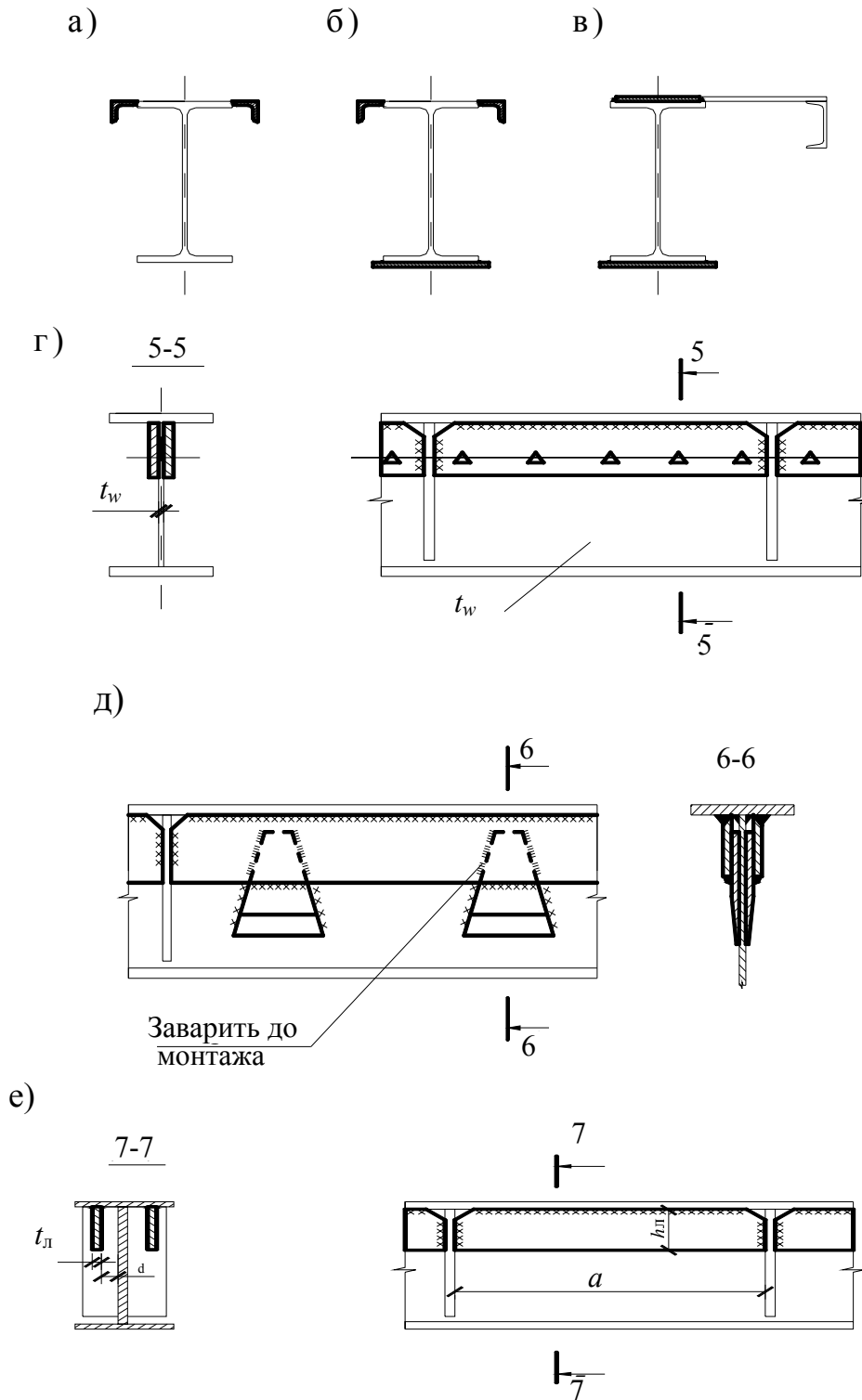
При усилении подкрановых балок с тормозными конструкциями могут быть использованы схемы «в», «г», «д». Усиление по схемам «г» и «д» может быть выполнено без остановки технологического процесса; при усилении по схеме «в» требуется демонтаж кранового рельса, при этом для обеспечения постоянного уровня головки рельса усиление верхнего пояса должно быть выполнено по всей длине балки.

Для повышения местной прочности и устойчивости стенки подкрановых балок легкого и среднего режимов работы (группы режимов 1К – 6К) рекомендуется усиление ламелями по схеме «г» на рис. 3.8. Для предотвращения выпучивания ламелей при сварке целесообразно выполнить стяжку пакета болтами диаметром 16 – 18 мм, шаг которых не должен превышать  $12d$  или  $18t_d$ , где  $d$  – диаметр отверстия под болты, а  $t_d$  – толщина ламели. Кромку ламелей необходимо плотно подогнать к верхнему поясу балки, а для пропуска поясных швов снять фаску (возможно и решение с подкладными листами, рис. 3.8, д).

Для подкрановых балок режима работы 7К и 8К при необходимости увеличения их ресурса по выносливости рекомендуется устанавливать ламели к верхнему поясу по схеме «е» на рис. 3.8. Крепление ламелей к поясу в этом случае выполняют конструктивным швом или плотной подгонкой без сварки с прижатием крючьями, установленными в отверстия для крепления рельса, а к поперечным ребрам жесткости – расчетным швом с полным проплавлением. Допускается постановка односторонней ламели со стороны кранового моста, если постановка парной затруднительна.

Высоту ламели  $h_d$  (рис. 3.8, е) следует принимать в пределах  $a/8 – a/10$  ( $a$  – расстояние между ребрами жесткости балки), но не менее 150 мм. Расстояние  $d$  принимается максимальным по фактической ширине ребер жесткости и с учетом расположения отверстий для крепления рельса. Минимальная толщина ламели назначается как для неокаймленного свеса.

Усиление верхних поясов подкрановых балок выполняют путем постановки вертикальных или наклонных пластин с учетом методов снижения концентрации напряжений.

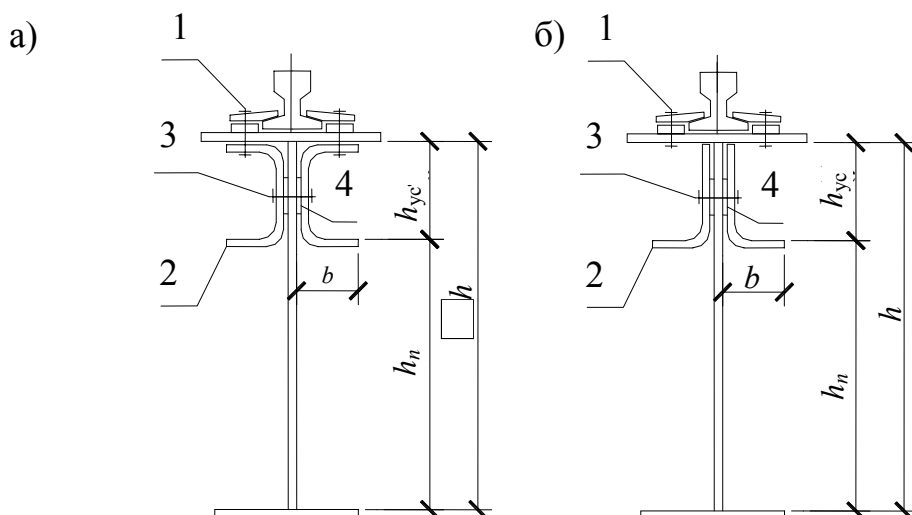


**Рис. 3.8. Усиление подкрановых балок: а – е – схемы усиления**

Разработаны и новые варианты усиления поврежденных подкрановых балок (рис. 3.9), которые увеличивают выносливость сварных подкрановых балок, если расчетная долговечность не удовлетворяет требованиям длительной эксплуатации. Последние исследования позволили рекомендовать ряд новых решений по усилению подкрановых балок [1].



Усиление выполняется путем установки в верхней зоне дополнительных прокатных или гнутых элементов швеллерного типа, объединяемых с верхним поясом и стенкой высокопрочными болтами или сваркой (см. рис. 3.9). В первом варианте для включения кранового рельса в работу и крепления элементов усиления используют существующие отверстия верхнего пояса балки, расположенные с шагом 500 мм и предназначенные для крепления рельс.



**Рис. 3.9. Усиление подкрановых балок: а – с использованием швеллерного элемента; б – то же, z-образного;**  
**1 – 3 – болты высокопрочные; 2 – элемент усиления толщиной  $t_{yc}$ ; 4 – подкладка толщиной  $t_n$**

### 3.5. Усиление стропильных ферм

Метод усиления выбирают в зависимости от технического состояния, характера дефектов или повреждений: путем увеличения сечений элементов, изменения статической схемы (создание неразрезности; введение опор, шпренгелей, затяжек и т.п.).

При усилении стропильных ферм путем увеличения сечений стержней следует стремиться к сохранению центровки в узлах фермы. При усилении сжатых стержней элементы усиления целесообразно располагать таким образом, чтобы максимально увеличить радиус инерции сечения, при этом их можно не заводят на фасонки, если обеспечена прочность неусиленного сечения. Элементы усиления растянутых стержней заводят на фасонки на длину, достаточную для передачи воспринимаемой ими части усилия.

При усилении прямолинейных стержней путем увеличения сечений (рис. 3.10) для сжатых стержней наиболее рациональны схемы «а», «в», «г». Удобна схема «б», поскольку швы выполняются в нижнем положении, но при этом существенно смещается центр тяжести сечения и, кроме того, при необходимости завести уголок усиления на фасонку (например при усилении раскосов) в нем необходимо установить прорезь. Использование схем «б» и «д» для усиления верхнего пояса может оказаться невозможным из-за опирания прогонов или панелей покрытия.

При усилении искривленных стержней могут быть использованы схемы «л» и «м», не требующие подгонки элементов усиления.

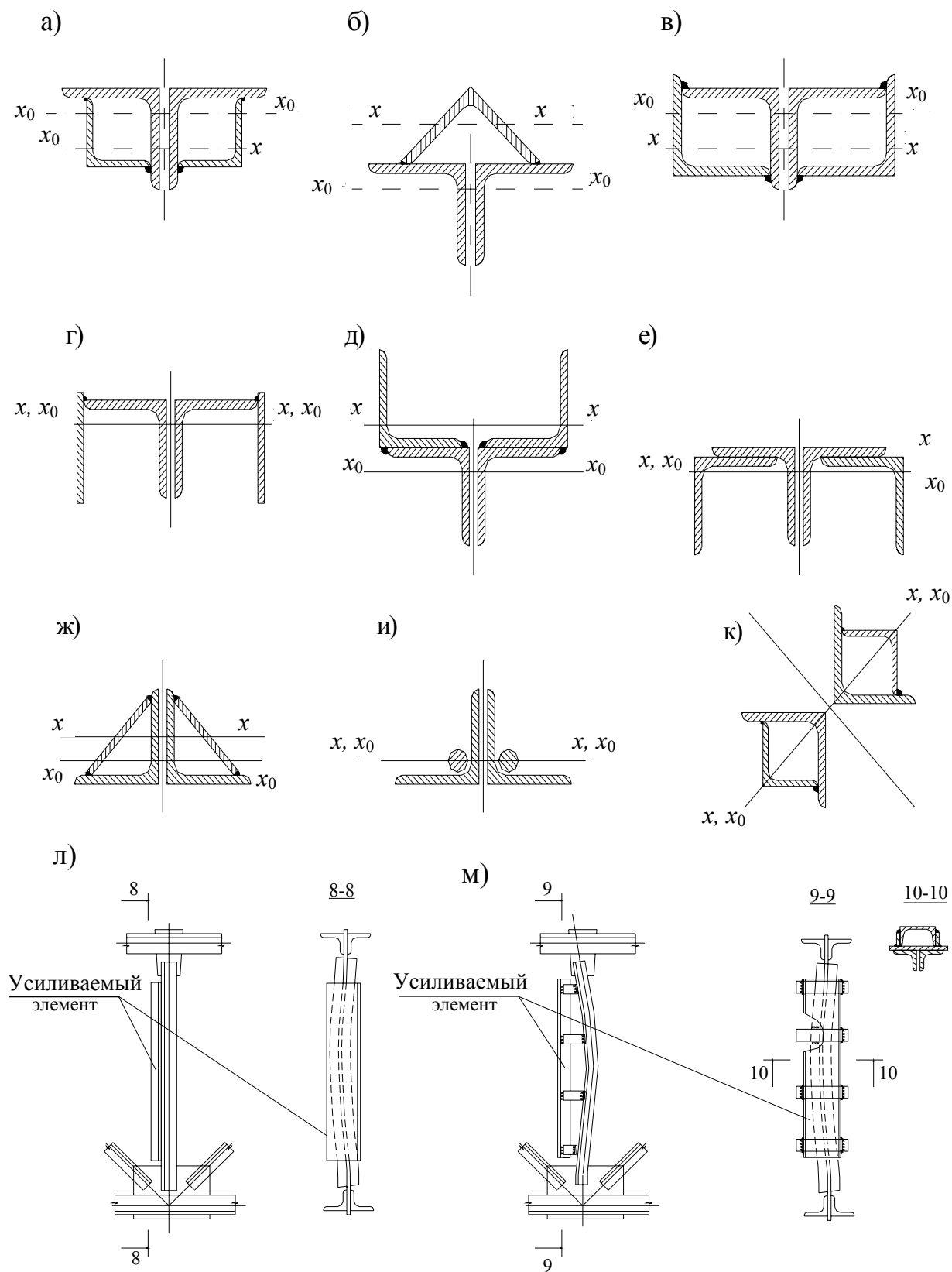
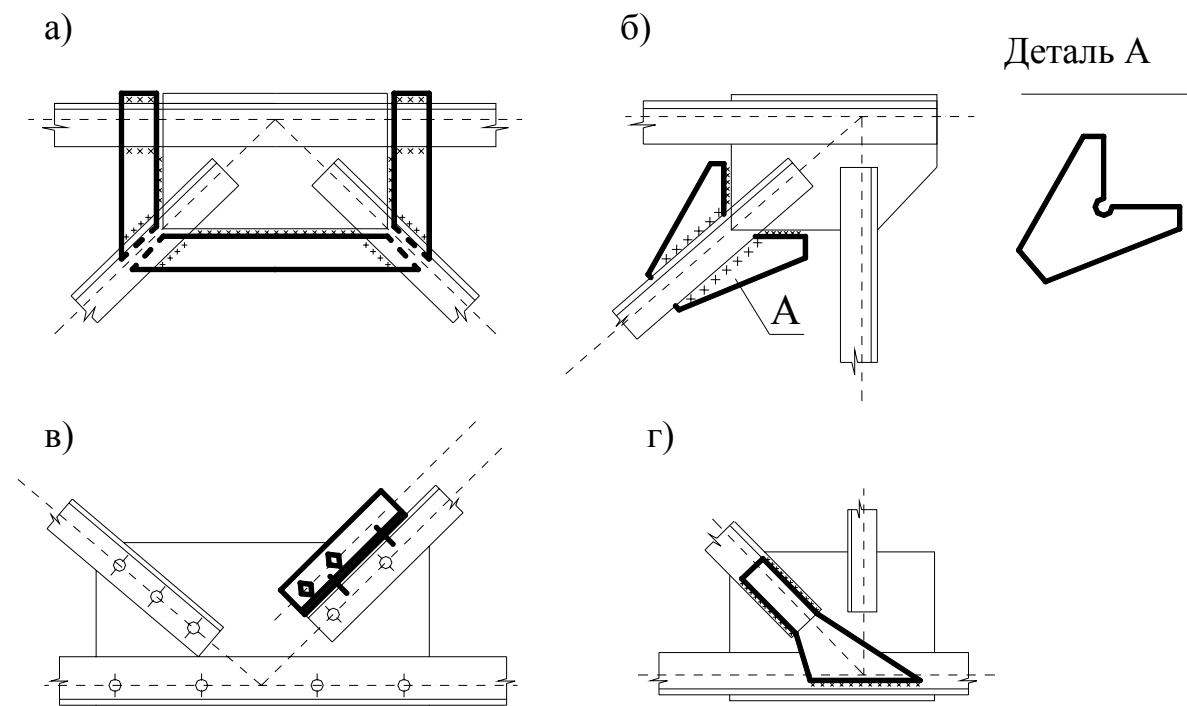


Рис. 3.10. Усиление элементов стропильных ферм: а – м – схемы усиления

Усиление сварных швов в узлах крепления стержней стропильных ферм можно выполнять в необходимых случаях с использованием дополнительных фасоннок (рис. 3.11, а, б). Усиление узлов клепаных ферм целесообразно производить с помощью сварки (если позволяет качество металла и швы воспримут все усилие) или же путем передачи усилия на уголкового коротыш и затем на фасонку через болты класса точности А (рис. 3.11, в, г).



**Рис. 3.11. Усиление узлов крепления стержней стропильных ферм**

При усилении стропильных ферм путем изменения конструктивной схемы (рис. 3.12) обычно требуется и усиление отдельных стержней за счет увеличения их сечений.

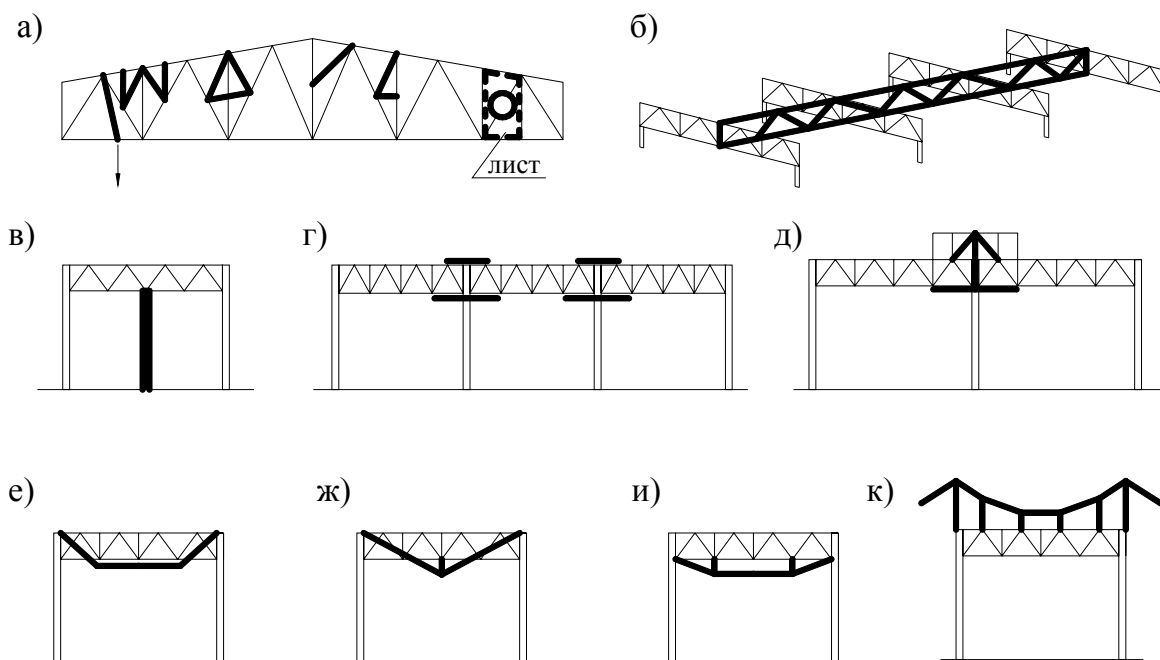
Установка шпренгелей по схеме «а» уменьшает расчетные длины элементов верхнего пояса в плоскости фермы, но не влияет на ее устойчивость из плоскости фермы. При этом часто требуется провести усиление растянутых стержней.

Усиление по схеме «в» существенно снижает усилия во всех стержнях, за исключением двух средних раскосов, однако применение этой схемы очень ограничено.

Превращение разрезных стропильных ферм в неразрезные (схема «г») с устройством стыков на опорах требует разборки кровли. Эту схему целесообразно использовать при трех пролетах и более.

При наличии фонаря по среднему ряду колонн его элементы могут быть включены в совместную работу с фермами (схема «д»). Такое решение, как правило, требует усиления стоек и раскосов фонаря. Его эффектив-

ность зависит от относительной ширины фонаря. Схема «к» применяется в случаях, когда затруднены работы внутри здания.



**Рис. 3.12. Усиление стропильных ферм путем изменения их конструктивной схемы; а – к – схемы усиления**

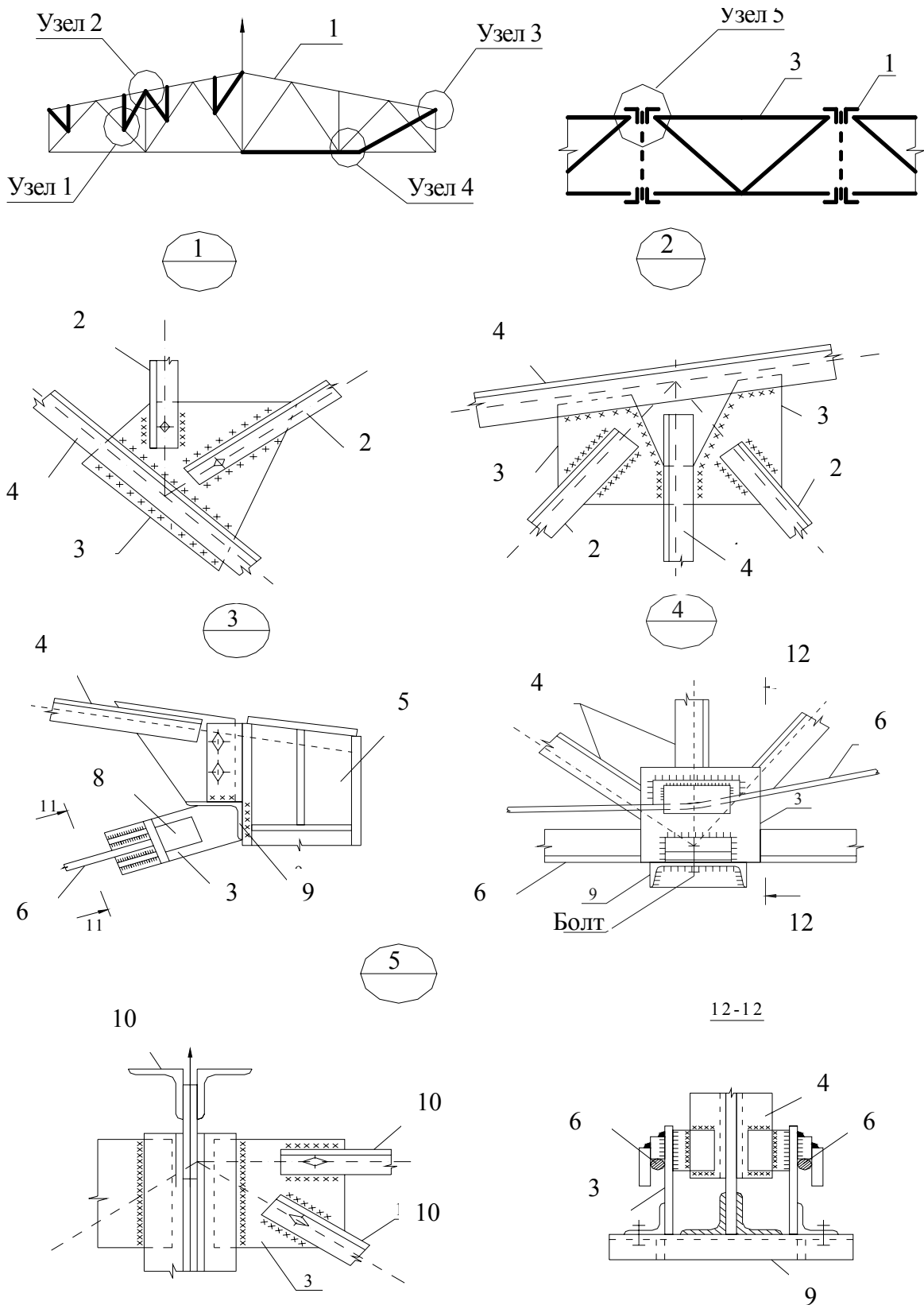
Усиление ферм одно- или двустоечным шпренгелем (схемы «е» и «ж»), а также усиление затяжкой по нижнему поясу (схема «и») рационально при использовании в качестве затяжек высокопрочных элементов (например стальных канатов).

Применение продольной распределительной конструкции в виде продольных связей (рис. 3.12, б) целесообразно при установке новых подвесных кранов.

Эффективно применение новых дополнительных элементов решетки: (шпренгелей, рис. 3.13, узлы 1, 2), а также установки преднапряженных затяжек или тяжелой ломаного очертания (шарнирных цепей) (см. рис. 3.13, узлов 3 – 5).

Алгоритм проектирования усиления ферм при локальной реконструкции и восстановлении несущей способности может быть следующим:

1. Выявление резервов несущей способности.
2. Установление возможности снижения нагрузок на ферму путем уменьшения постоянной и временной нагрузок.
3. Уточнение расчетной схемы фермы путем включения в работу кровельного настила [3] и учетом фактической расчетной длины сжатых стержней ферм за счет длины фасонки.
4. Изменение схемы ферм (см. рис. 3.13).



**Рис. 3.13. Усиление стропильных ферм изменением их схемы:**  
**1 – усиливаемая ферма; 2 – дополнительные элементы решетки – шпренгели;**  
**3 – новая фасонка; 4 – стержни усиливаемой фермы; 5 – колонна (надопорная**  
**стойка); 6 – преднапряженные тяжи; 7 – столик; 8 – анкерное устройство;**  
**9 – деталь усиления; 10 – стержни новой распределительной фермы**

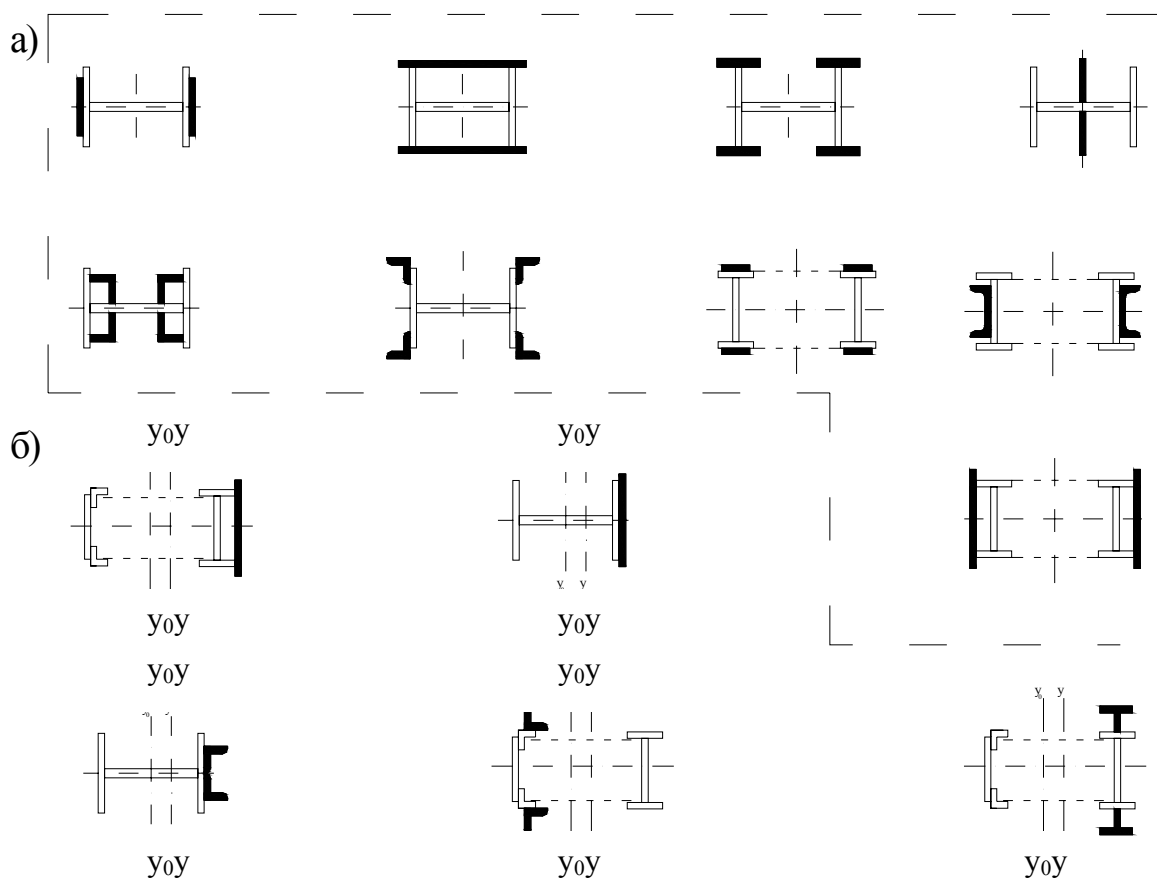
### 3.6. Усиление колонн и поперечника промздания в целом

Усиление колонн, как правило, необходимо:

- при значительном увеличении нагрузки;
- существенном коррозионном износе;
- значительных локальных повреждениях.

Ввиду сложности разгрузки колонн их усиление обычно выполняют под нагрузкой, что и определяет выбор способа усиления.

Усиление колонн, стоек в основном выполняется путем увеличения сечений (рис. 3.14).



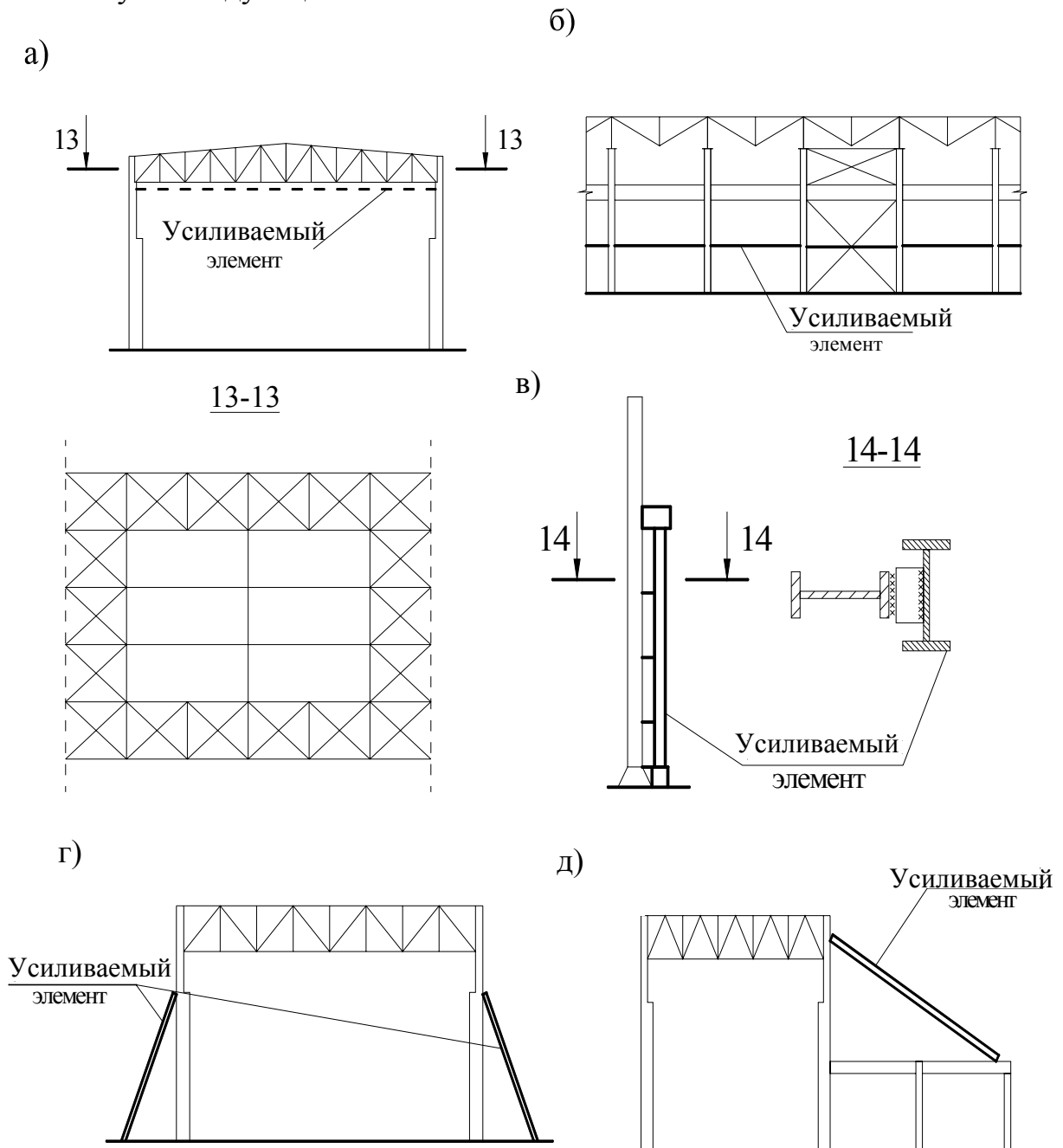
**Рис. 3.14. Усиление колонн путем увеличения сечений:**  
**а – симметричное без смещения центра тяжести;**  
**б – несимметричное со смещением центра тяжести**

При этом усиление центрально-сжатых колонн выполняют симметричным или с минимальным смещением центра тяжести усиленного сечения от линии действия сжимающих усилий.

При усилении внецентренно сжатых колонн с преобладанием моментов одного знака используют несимметричную схему усиления со смещением центра тяжести усиленного сечения в сторону действия момента.

При выборе способа усиления следует учитывать условия, затрудняющие производство работ: устройство подмостей для приварки элементов усиления, разборку стен при усилении крайних колонн.

При усилении колонн изменением конструктивной схемы (рис. 3.15) используют следующие способы.



**Рис. 3.15. Усиление колонн и поперечника в целом путем изменения конструктивной схемы: а – д – схемы усиления**

В высоких однопролетных зданиях с кровлей малой жесткости, для коротких зданий с жесткими торцами (схема «б») целесообразно ожесточение связей по нижним поясам (схема «а») для увеличения эффекта пространственной работы.

Расчетная длина колонн из плоскости рамы уменьшается постановкой дополнительных распорок (схема «б»), а в плоскости рамы – установкой подкосов (схема «г»).

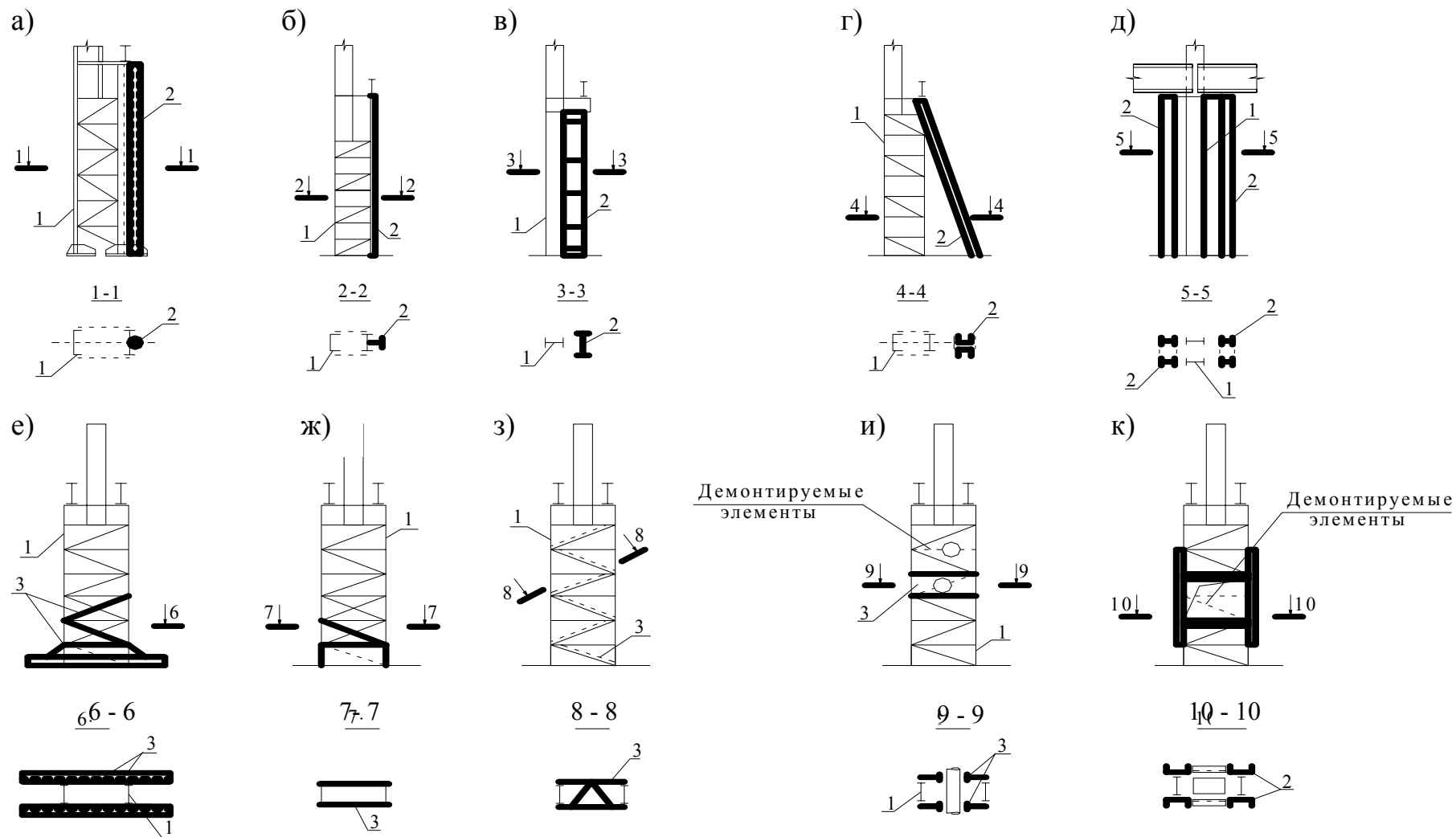
Рекомендуется также установка подкрановых стоек, соединенных с основной колонной гибкими связями (листовыми шарнирами) (схема «в»), а при значительном увеличении крановых нагрузок – выполнение отдельной крановой эстакады, воспринимающей вертикальные нагрузки от крана (рис. 3.16).

Для усиления колонн и стоек используют приемы регулирования усилий с частичной разгрузкой усиливаемого элемента при одновременном увеличении расчетного сечения. Прием осуществляют постановкой предварительно изогнутых или изгибаемых в процессе монтажа элементов (рис. 3.17, а, б, в), которые выпрямляются путем приложения поперечных усилий (стягивания) и соединяют с колонной. Усиление выполняют также по схемам «г» – «к».

Разновидностью метода является подведение телескопических на-прягаемых стоек (рис. 3.17, г), обычно трубчатых.

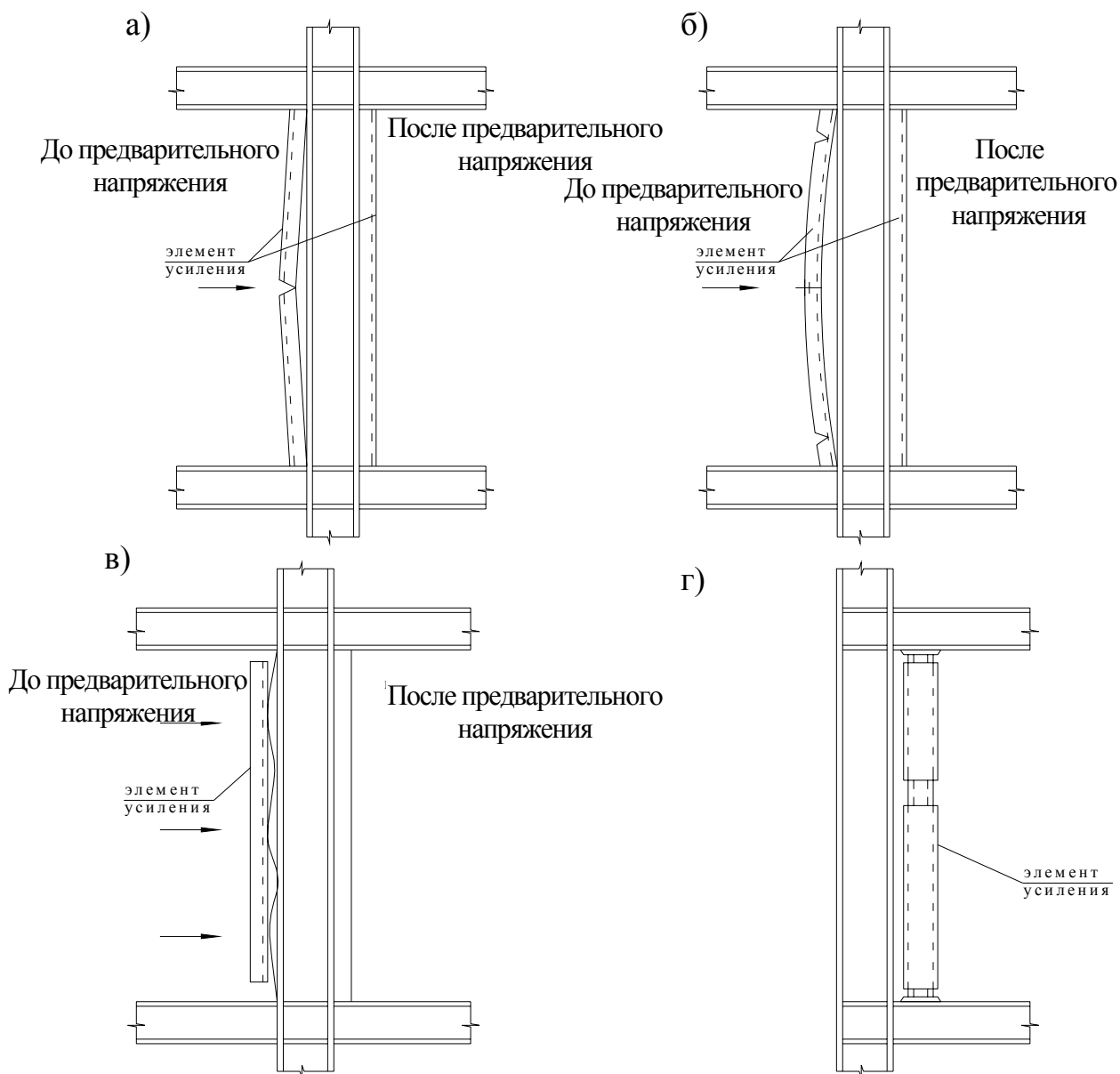






**Рис. 3.16. Усиление колонн: 1 – усиливаемая колонна; 2 – элемент усиления; 3 – дополнительный элемент усиления**





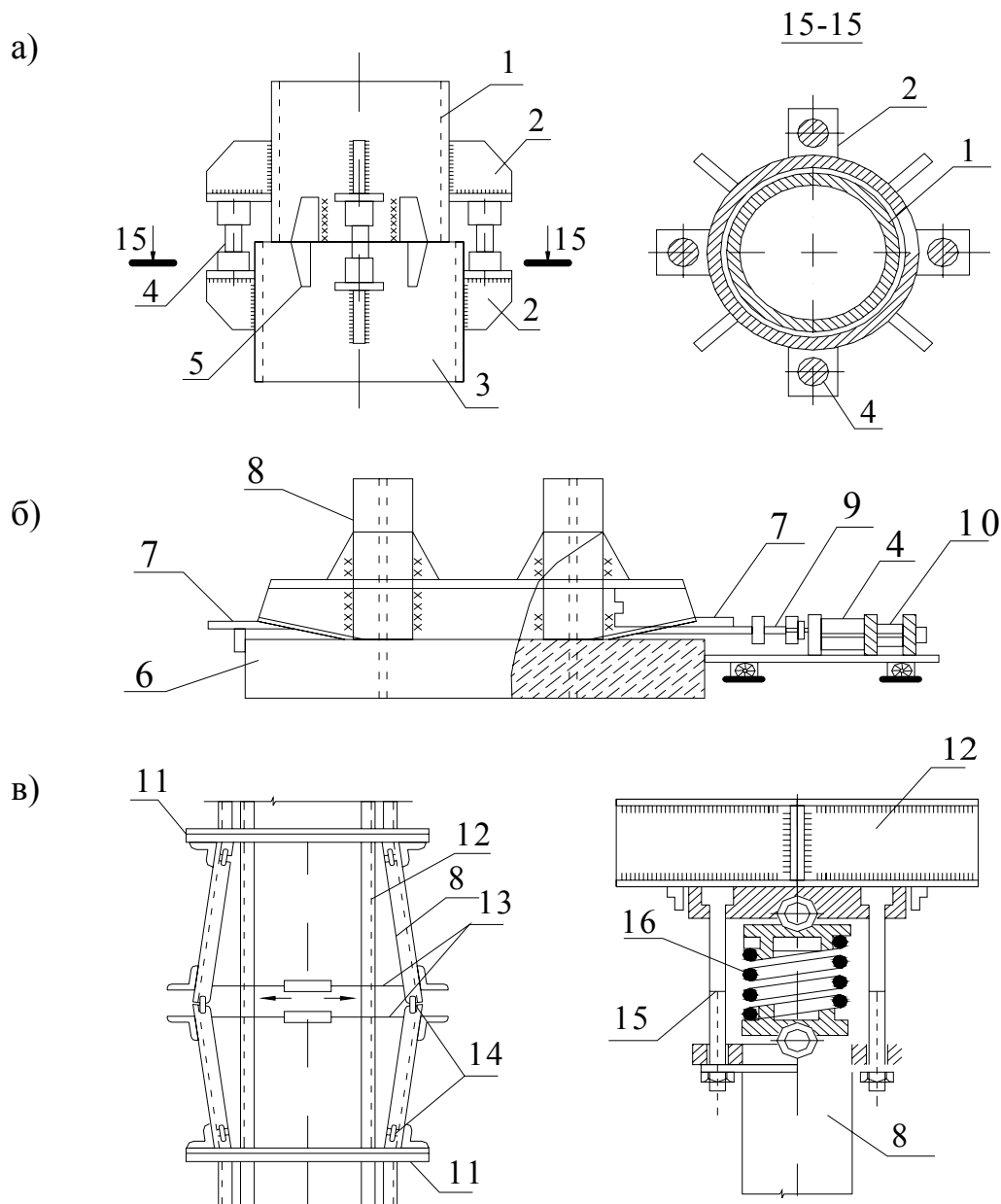
**Рис. 3.17. Усиление сплошных колонн**  
*a – в – предварительно изогнутыми элементами с последующим выпрямлением;*  
*г – предварительно напряженным элементом*

Некоторые способы введения в работу элементов усиления сжатых колонн или стоек даны на рис. 3.18.

В отдельных случаях усиление колонн, стоек и других сжато-изогнутых элементов может осуществляться введением дополнительных шарниров, если это уменьшит напряжения в усиливаемых конструкциях. Однако при этом необходимо учитывать как уменьшение изгибающих моментов, так и увеличение расчетной длины сжатого элемента.

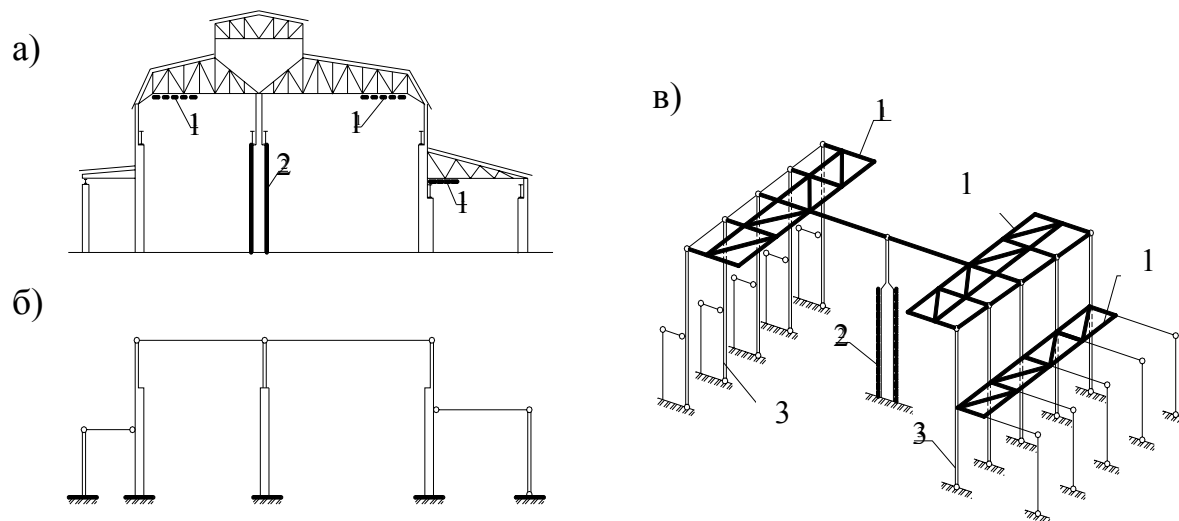
Однако чаще применяют усиление за счет увеличения статической неопределенности – путем замыкания шарниров, что усиливает колонны и поперечник в целом. При увеличении усилий в колоннах требуется проверка несущей способности фундаментов и оснований.

При недостаточной несущей способности опорной плиты ее усиление целесообразнее всего выполнять путем установки дополнительных ребер, уменьшающих размеры участков плиты.



**Рис. 3.18. Способы включения в работу дополнительных опор:**  
**а** – раздвижка телескопической стойки; **б** – устройство для забивки клиньев;  
**в** – стягивание ветвей опоры; **г** – с помощью специальной установки;  
**1** – внутренняя труба; **2** – упоры; **3** – наружная труба; **4** – домкрат;  
**5** – направляющие ребра; **6** – фундамент; **7** – клинья; **8** – опора конструкции  
усиления; **9** – направляющая подвижная траверса; **10** – неподвижная траверса;  
**11** – фиксаторы; **12** – усиливаемая конструкция; **13** – винтовые стяжные муфты;  
**14** – накладки (приваривают после стягивания); **15** – регулирующие  
стяжные болты; **16** – пружина

При перенапряжении анкеров рекомендуется устанавливать дополнительные фундаментные болты, закрепив их в фундаментах или в дополнительной набетонке. Схема усиления каркаса в целом представлена на рис 3.19.



**Рис. 3.19. Усиление путем введения в схему дополнительных элементов жесткости и шарниров: а – поперечный разрез; б, в – расчетные схемы соответственно до и после усиления; 1 – элементы жесткости; 2 – увеличение сечений; 3 – шарниры**

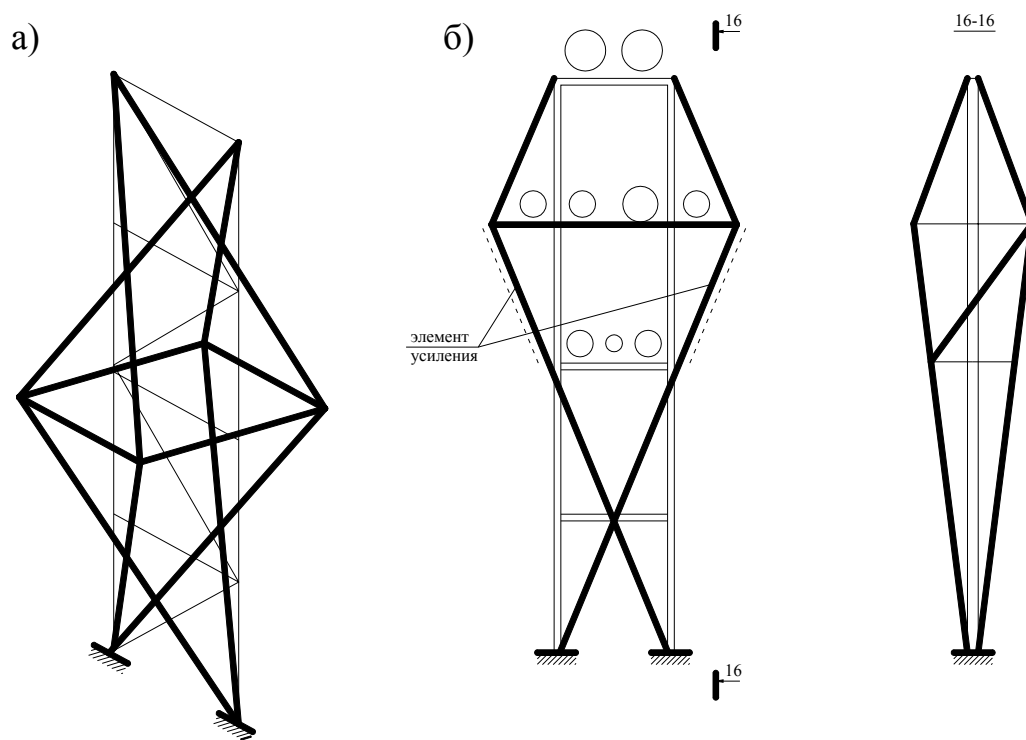
### **3.7. Усиление эстакад, транспортных галерей, опор трубопроводов и электропередач**

Колонны открытых крановых эстакад усиливают такими же способами, как и колонны производственных зданий. Эффективными методами усиления являются установка дополнительных горизонтальных связей в уровне тормозных конструкций с целью получения неразрезной системы, создающей пространственную схему для передачи горизонтальных нагрузок, или замыкание колонн рамной надстройкой. В последнем случае имеется возможность превращения открытой эстакады в крытую.

Способы усиления ферм пролетных строений транспортерных галерей не отличаются от способов усиления ферм покрытий производственных зданий.

Целесообразными методами усиления пролетных строений являются установка шпренгеля или устройство дополнительных опор, если таковые методы допускаются объемно-планировочным решением. При этом, как правило, необходимо усиление решетки в зоне примыкания дополнительной стойки.

Плоские опоры транспортерных галерей и трубопроводов могут быть усилены путем устройства шпренгельных систем, уменьшающих свободную длину поясов из плоскости (рис. 3.20), и изменением схемы решетки для уменьшения гибкости поясов в плоскости опоры.



*Рис. 3.20. Усиление плоских опор транспортерных галерей путем уменьшения свободной длины поясов с помощью шпренгельных систем: а – решетчатой; б – рамной (при невозможности установки решетки)*

### **Усиление опор воздушных линий электропередач, ЛЭП**

Усиление свободно стоящих рядовых опор ЛЭП и открытых распределительных устройств выполняют уменьшением свободной длины панелей путем установки дополнительных элементов решетки или увеличением сечений поясов. При этом болтовые стыки после усиления рассматриваются как жесткие.

При усилении рядовых порталных опор на оттяжках увеличивают количество канатов в оттяжке, а при усилении одностоечных устанавливают дополнительный ярус оттяжек.

### 3.8. Основные требования к технологии работ по усилению

В проекте усиления необходимо отражать главные положения производства работ:

- последовательность выполнения работ по усилению конструкции в целом и ее отдельных элементов, особенно если эта последовательность сказывается на НДС конструкции;
- увязку работ по усилению с технологическим процессом производства;
- меры по обеспечению прочности и устойчивости на всех этапах выполнения работ (в том числе установку опор, раскрепление);
- требования к значениям монтажных воздействий;
- перечень зон и узлов, конструктивных элементов и операций, для которых требуется соблюдение определенной последовательности и параметров технологических процессов (режим сварки, усилие на момент проведения работы);
- перечень работ и операций, которые рекомендуется принимать по актам на скрытые работы или требующие скрытого контроля.

Внедрение новых способов (схем) усиления необходимо производить под авторским надзором. Следует указывать предельный срок реализации проекта, учитывая сложность условий эксплуатации.

При усилении конструкций методом регулирования усилий (напряжений) в проекте указывают допустимые пределы отклонений, а также места и способы контроля параметров регулирования НДС конструкции.

При усилении под нагрузкой необходимо обеспечивать минимально возможное ослабление сечений усиливаемых элементов, которое может быть вызвано нагревом при сварке или рассверловкой дополнительных отверстий.

При усилении элементов конструкций путем увеличения сечений и с помощью сварки рекомендуется соблюдать следующий порядок работы:

- присоединение (прижатие) элементов усиления по всей их длине к усиливаемой конструкции с помощью струбцин, стяжек и т.п.;
- приварка элементов усиления на сварочных прихватах длиной 20 – 30 мм и шагом 300 – 500 мм;
- сварка концевых участков, включающих в работу элементы усиления;
- наложение связывающих швов, обеспечивающих совместную работу усиливаемого стержня и элементов усиления.



При усилении путем увеличения сечений двух или более элементов (пролетов) статически неопределимых конструкций (рам, неразрезных балок и т.п.) вначале присоединяют элементы усиления ко всем усиливаемым стержням системы на сварочных прихватках и затем приступают к сварке концевых участков и соединяющих швов.

При двустороннем увеличении сечения вначале приваривают элементы усиления, расположенные со стороны растянутых волокон, затем – со стороны сжатых.

Если стержень заделан одним концом, то приварку начинают от противоположного конца к заделке, для сжатых элементов – обратное направление.

Для уменьшения прогибов гибких сжатых стержней в процессе сварки связывающие швы каждого элемента усиления следует накладывать участками небольшой протяженности (до 7 см), выдерживая перерывы между сваркой участков 2 – 5 мин. Парные симметричные (относительно плоскости действия сил) швы накладывают параллельно. При наличии более двух швов в одном сечении с целью уменьшения ослаблений сечений используют перекрестное наложение швов.

При двусторонних схемах усиления балок вначале приваривают нижний (растянутый) элемент усиления, затем верхний.

В момент усиления должны быть исключены все подвижные нагрузки, передающие на конструкцию удары и вибрацию.

При невысоком уровне загрузки усиливаемых конструкций ( $\beta \leq 0,3$ ) порядок выполнения сварки мало влияет на напряженное состояние конструкций, поэтому допустимы отклонения от рекомендованного выше порядка, если это упрощает производство работ.

При присоединении элементов усиления на болтах необходимо минимально ослаблять усиливаемые элементы, поэтому после завершения сборки на струбцинах следует вначале одним или двумя болтами прикрепить концы элементов усиления, затем направляясь к середине, установить остальные. Каждое последующее отверстие начинают сверлить только после установки болта в предыдущее. После установки всех промежуточных болтов заканчивают прикреплению концов элемента.

## 4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ УВЕЛИЧЕНИЕМ СЕЧЕНИЙ

### 4.1. Общие положения

Расчетную схему конструкций принимают с учетом фактических условий работы и состояния, установленного обследованием.

Для конструкций, не имеющих дефектов и повреждений, расчет допускается [4] выполнять сопоставлением значений внутренних усилий ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) от расчетных нагрузок со значениями усилий, приведенными в технической (проектной) документации.

При расчете конструкций, усиливаемых под нагрузкой, необходимо учитывать напряжения, существующие в сохраняемых конструкциях в момент усиления, и последовательность включения в работу дополнительных конструкций и деталей. Одновременно в расчете учитываются при расчете на устойчивость и деформативность начальные и дополнительные деформации, возникающие при усилении (присоединении) с помощью сварки. Допускается искривления от сварки при расчете устойчивости учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы  $\gamma = 0,8$ . При необходимости для особо ответственных конструкций выполняют уточненный расчет [10].

При расчете усиления элементов конструкций на прочность и деформативность коэффициенты условий работы принимают согласно разд. 4 СНиП II-23-81\*. В расчетах на общую устойчивость коэффициент условий работы  $\gamma_c$  принимают равным 0,9, если только в табл. 5 СНиП II-23-81\* не определено меньшее значение  $\gamma_c$ .

Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n$  принимается в соответствии с Правилами учета степени ответственности зданий и сооружений, для III класса ответственности на стадиях А и Б принимается  $\gamma_n = 0,8$ , если продолжительность пребывания конструкций в этих стадиях не превышает трех лет.

Для стадии А работы конструкции (на период не более трех лет) также допускается:

- уменьшать значения снеговых, ветровых, гололедных и температурных нагрузок и воздействий в соответствии с п. 1.3 СНиП 2.01.07-85 как для периода возведения при новом строительстве;

- принимать нормативные значения нагрузок, когда СНиП 2.01.07-85 представляет два их значения;
- принимать нормативные значения эквивалентных равномерно распределенных нагрузок от оборудования и складываемых материалов по фактическим величинам, в том числе менее 3 кПа (300 кгс/м<sup>2</sup>) для плит, второстепенных балок и не менее 2 кПа (200 кгс/м<sup>2</sup>) для ригелей, колонн, фундаментов [7].

Нормативные значения нагрузок для стадии В принимаются согласно СНиП 2.01.07-85. В зависимости от условий работы усиливаемые конструкции разделены на четыре класса [1], отличающиеся нормой предельных пластических деформаций:

- I. Сварные, работающие в особо тяжелых условиях эксплуатации (подкрановые балки для кранов режима работы 7К, 8К, элементы бункерных и разгрузочных эстакад), непосредственно воспринимающие нагрузки от подвижных составов. Расчетные прочностные элементы этого класса выполняют условно, полагая работу стали упругой.
- II. Элементы конструкций, непосредственно воспринимающие подвижные, динамические нагрузки и не входящие в класс I. Норма пластических деформаций  $\varepsilon_{p,lim} = 0,001$ .
- III. Элементы конструкций, работающие при статических нагрузках, кроме элементов, относящихся к классу IV,  $\varepsilon_{p,lim} = 0,002$ .
- IV. Элементы, работающие при статических нагрузках и удовлетворяющие требованиям пп. 5.19 – 5.21, 7.1 – 7.24 СНиП II-23-81\* по обеспечению общей и местной устойчивости при развитых пластических деформациях,  $\varepsilon_{p,lim} = 0,004$ .

Для усиливаемых статически нагруженных элементов конструкций, особенно при асимметричных схемах усиления, критерий малых упруго-пластических деформаций ( $\varepsilon_{p,lim} = 0,002$ ) определяет зачастую значительно меньшие значения меньшей пропускной способности, чем критерий развитых пластических деформаций ( $\varepsilon_{p,lim} = 0,004$ ). Поэтому при усилении конструкций III класса целесообразно использовать дополнительные конструктивные меры, обеспечивающие общую и местную устойчивость элементов и возможность соответственно отнесения конструкций к IV классу (путем введения дополнительных связей, постановки дополнительных ребер жесткости и т.п.).

Статический расчет конструкций, усиливаемых увеличением площади поперечного сечения без полной разгрузки, выполняют на нагрузки:

- действующие во время усиления (начальное нагружение);
- которые будут действовать после их усиления, с выбором невыгодных вариантов их сочетания.

Уровень начального нагружения элементов ограничивают с целью обеспечения их несущей способности в процессе усиления в зависимости от нормы предельных пластических деформаций в соответствии с их классом. Этот уровень начального нагружения характеризуется коэффициентом

$\beta_0 = \left| \frac{\sigma_{0,\max}}{R_{y0}} \right|$ . В общем случае сжатия (растяжения) с изгибом значения

$\sigma_0$  определяется формулой (в момент усиления)

$$\sigma_0 = \frac{N_0}{A_{0n}} \pm \frac{M_{0x}}{I_{x0n}} y \pm \frac{M_{0y}}{I_{y0n}} x, \quad (4.1)$$

где  $N_0$ ,  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$  – продольная сила и изгибающие моменты в наиболее нагруженном сечении элементов.

При расчете усиления гибких сжато-изогнутых или внецентренно-сжатых стержней моменты  $M_0$  вычисляют по деформированной схеме с учетом прогиба стержня

$$M_0 = N_0(e + f_0), \quad (4.2)$$

где  $e = \frac{M'_0}{N_0}$  – начальный эксцентриситет продольной силы;  $M'_0$  – расчетное значение момента, вычисляемое по недеформированной схеме

$$f_0 = \frac{N_0 e}{N_{0э} - N_0}, \quad (4.3)$$

где  $f_0$  – начальный прогиб элемента.

В случае  $M'_0 = 0$  необходимо учитывать малые случайные эксцентриситеты произвольного направления, определяемые формулой

$$e = \frac{m_0 W_0}{A_0}, \quad (4.4)$$

где  $m_0$  – случайное значение начального относительного эксцентриситета, принимаемого в функции гибкости  $\lambda_0$ , по графику рис. 4.1,  $W_0$  – момент сопротивления неусиленного сечения.

Расчетное значение  $f_o$  принимают не менее замеренного при натурном обследовании конструкций. При усилении искривленных центрально-сжатых стержней направление  $e_o$  определяют направлением их начального изгиба.

Предельный уровень начального нагружения (момент усиления) элементов для конструкций, усиливаемых с помощью сварки, в зависимости от класса конструкций ограничивается, как правило, условиями:

$$\beta_o \leq 0,2 \text{ для I класса;}$$

$$\beta_o \leq 0,4 \text{ для II класса;}$$

$$\beta_o \leq 0,8 \text{ для III и IV классов.}$$

Если указанные условия не выполняются, то необходимы либо предварительная разгрузка конструкций, либо использование специальных технологических мероприятий при усилении, обеспечивающих ограничение деформаций конструкций (в частности сварочных).

## 4.2. Присоединение элементов усиления

При использовании сварки необходимо предусматривать меры по уменьшению и регулированию сварочных деформаций, катеты швов для этого следует принимать минимально допускаемыми по расчету (с учетом п. 12.8 СНиП II-23-81\*). Рекомендуется также использовать односторонние швы.

При усилении статически нагруженных конструкций III и IV классов, эксплуатируемых при температуре выше минус 30 °С в неагрессивной среде, рекомендуется использовать прерывистые (шпоночные) швы (рис. 4.2, а). Шаг шпонок следует принимать максимально допустимым по расчету, но не свыше 80  $i_{\min}$  в растянутых зонах и 40  $i_{\min}$  в сжатых элементах

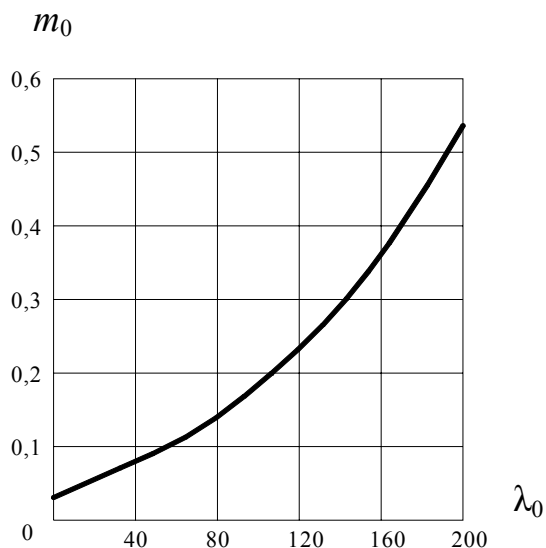
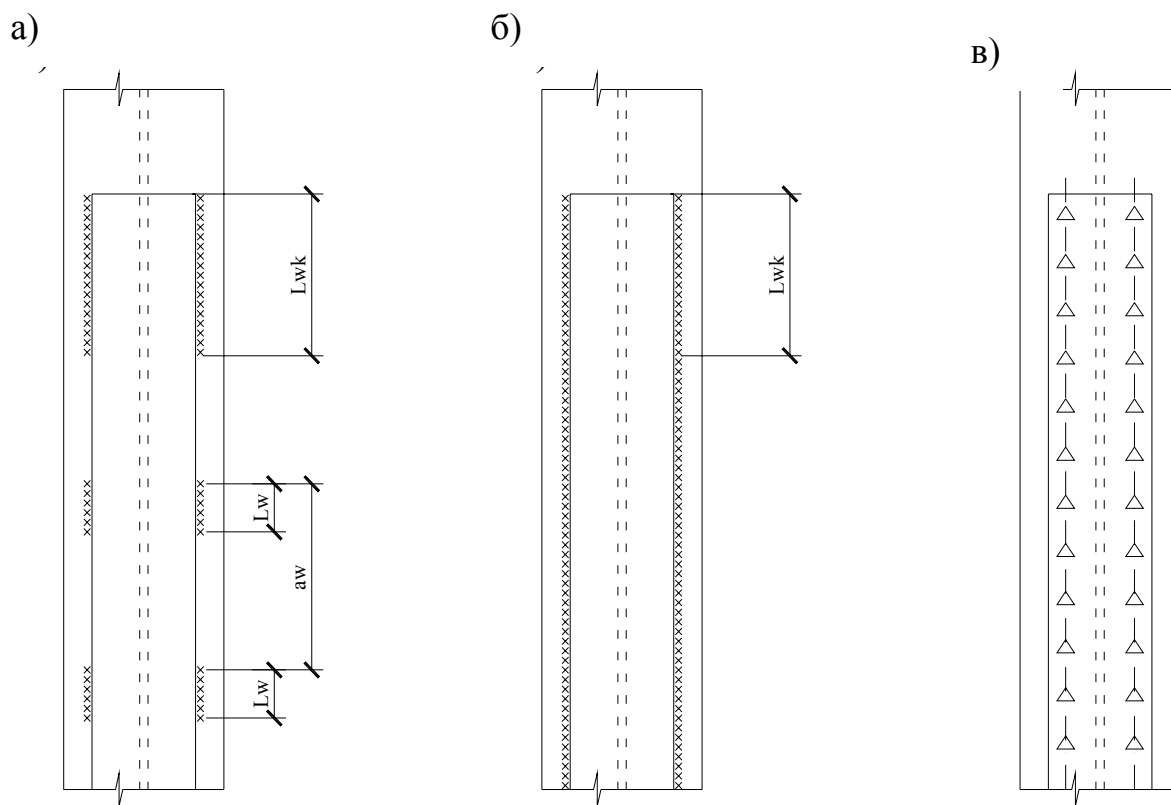


Рис. 4.1. Случайные эксцентриситеты

усиления. Здесь  $i_{\min}$  – минимальный радиус инерции элемента усиления относительно его собственной центральной оси.



**Рис. 4.2. Присоединение элементов усиления:**

***a* – прерывистыми швами; *б* – сплошными швами; *в* – на болтах**

Для конструкций I и II классов использование прерывистых швов не допускается.

Расчет непрерывных участков шпоночных швов осуществляют на сдвигающее усилие

$$T_r = \frac{Q_{\max} S_r}{I} a_w, \quad (4.5)$$

где  $Q_{\max}$  – наибольшая поперечная сила в пределах длины элемента усиления;  $S_r$  – статический момент элемента усиления относительно центральной оси усиленного сечения;  $a_w$  – шаг шпонок шва (см. рис. 4.2, *a*).

Для сжатых стержней  $Q_{\max} \geq Q_{fic}$ , где  $Q_{fic}$  – условная поперечная сила для усиленного стержня, определяемая по п. 5.8 СНиП II-23-81\*.

Минимальные длины участков шпоночных швов  $l_w$  определяют по выражению

$$l_w = \frac{\alpha_w T}{\beta_w k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (4.6)$$

где  $\alpha_w$  – коэффициент, характеризующий распределение усилий между швами, прикрепляющими элемент усиления к основному стержню и равный доле общего усилия  $T$ , относящийся к рассматриваемому шву. Здесь и далее под  $\beta_w$ ,  $\gamma_w$  и  $R_w$  подразумевают значения  $\beta_f$  и  $\beta_z$ ,  $\gamma_{wf}$  и  $\gamma_{wz}$ ,  $R_{wf}$  и  $R_{wz}$ , принимаемые по п. 11.2 СНиП II-23-81\* для двух расчетных сечений. Длину участка шпоночного шва следует принимать не менее 50 мм.

Концевые участки шпоночных швов присоединения элементов усиления к основному стержню или узловым фасонкам должны обеспечивать передачу продольных усилий на элементы усиления и вовлечение их в совместную с основным стержнем работу. Их толщину можно назначить большей, чем толщину связующих швов. Минимальные длины концевых участков подсчитывают по формуле

$$l_{wk} = \frac{\alpha_w (T + N_r)}{\beta_w k_f R_w \gamma_w \gamma_c} + 1 \text{ см}, \quad (4.7)$$

где  $N_r = \frac{(N - N_o) A_r}{A}$ ;  $A_r$  – площадь поперечного сечения элемента усиления.

Прочность концевых участков соединений элемента усиления проверяется по формуле

$$\frac{N_n}{n} + \frac{Q_{\max} S_r}{I} a_b \leq [N_B]_{\min}, \quad (4.8)$$

где  $n$  – количество болтов на концевом участке соединения;  $a_b$  – расчетный шаг болтов;  $S_r$  – статический момент сечения присоединяемого элемента усиления относительно центральной оси;  $I$  – момент инерции всего сечения.

Определение расчетных прогибов элементов, возникающих при усилении и сварке, рекомендуется определять по п. 4.19 – 4.21 [4].

### 4.3. Определение требуемой площади элементов усиления

#### Изгибаемые элементы (балки)

Расчет усиления балок производят по упругой или пластической стадиям.

а. Требуемая площадь усиливающих элементов для балки симметричного сечения равна (см. рис. 3.5):

$$\Delta A_y = \frac{M_c y_c + \Delta M y_{o\bar{b}} - R_y I_{xc} \gamma_c}{2 \left( y_c \pm \frac{\delta_c}{2} \right) (R_y \cdot \gamma_c - \sigma_c)}, \quad (4.9)$$

где  $M_c$  – изгибающий момент на момент усиления;  $\Delta M$  – изгибающий момент от дополнительной нагрузки после усиления;  $y_{o\bar{b}}$  – расстояние от центра тяжести до краевого волокна;  $y_c$  – то же, от исходного центра тяжести (до усиления);  $\delta_c$  – толщина элемента усиления,  $\sigma_c$  – краевое напряжение до усиления,  $\sigma_c = \frac{M_c y_c}{I_{xc}}$ ,  $I_{xc}$  – момент инерции до усиления.

Предварительно  $\delta_c$  принимают равной 12 – 20 мм при усилении листом, 15 – 25 мм – при усилении уголками,  $y_{o\bar{b}} \cong y_c + 0,5 \delta_c$ , знак «+» принимают при расположении усиливаемых элементов с внешней стороны пояса и «-» – при расположении с внутренней стороны.

б. При расчете с учетом пластических деформаций требуемая площадь элемента усиления (балка симметричная)  $\Delta A_D$  равна

$$\Delta A_D = \frac{(M_c + \Delta M_D) y_D - \gamma_c R_y I_{xc}}{2 \gamma_c R_y (y_{o\bar{b}} \pm 0,5 S_D)}. \quad (4.10)$$

В разрезных балках постоянного сечения при статических нагрузках  $W_{n,\min}$  определяется по СНиП [1] при  $\tau \leq 0,9 R_s$

$$\sigma_c = \frac{M_c + \Delta M}{c_1 W_{n,\min}}, \quad (4.11)$$

где  $c_1$  – коэффициент, определяемый по п. 5.16 [1].



Прогиб усиленной балки проверяют по усиленной формуле

$$f_y = f_c + \Delta f_D, \quad (4.12)$$

где  $f_c$  – прогиб неусиленной балки на момент усиления;  $\Delta f_D$  – прогиб усиленной балки от дополнительной нагрузки после усиления.

$$f_y = \frac{M_c l^2}{\gamma_c EI_{xc}} + \frac{\Delta M l^2}{\gamma_{c1} EI_{x00}}, \quad (4.13)$$

где  $I_{x00}$  – момент инерции усиленного сечения.

### Центрально сжатые стержни

При симметричном усилении (центр тяжести не смещается) требуемая площадь элемента усиления (одного) предварительно может определяться по формуле

$$\Delta A_y = \frac{N_c + \Delta N - R_y A_s \varphi_c}{R_y \varphi_y \gamma_c \cdot 2}, \quad (4.14)$$

где  $\varphi_c$ ,  $\varphi_y$  – соответственно коэффициенты продольного изгиба старого и усиленного сечения, предварительно

$$\varphi_y = \varphi_c \cdot (1,05 - 1,15). \quad (4.15)$$

Далее производят проверку усиленного сечения с учетом сварочного прогиба.

## 4.4. Расчет усиленных элементов на прочность

Проверку прочности усиленных элементов выполняют в зависимости от класса:

- для элементов I, II и III классов – по критерию краевой текучести. В случае усиления под нагрузкой указанный критерий является чисто условным, ибо начальные и сварочные деформации неизбежно обуславливают упругопластическую работу усиленных элементов. Фактически рассматриваемый критерий обеспечивает ограничение уровня пластических деформаций нормой, указанной выше;
- для элементов IV класса – по критерию развитых пластических деформаций. Оценку прочности осуществляют исходя из оценки несущей способности усиленных сечений по критерию пластического шарнира, но с введением специальных понижающих коэффициентов

$\gamma_N$  и  $\gamma_M$ , гарантирующих ограничение уровня пластических деформаций нормой  $\varepsilon_{p,\text{lim}} = 0,004$ ;  $\gamma_N$  и  $\gamma_M$  принимают в зависимости от схемы усиления, соотношения прочностных характеристик материалов, уровня и условий нагружения усиливаемого элемента.

Проверку прочности элементов по критерию краевой текучести выполняют по формулам:

- центрально-растянутые или сжатые симметрично усиленные элементы

$$\frac{N}{A_n} \leq R_{yo} \gamma_c \gamma_N, \quad (4.16)$$

где  $\gamma_N$  – коэффициент, учитывающий уровень и знак начальной осевой силы; для растянутых и сжатых элементов, усиленных без использования сварки  $\gamma_N = 0,95$ ; для сжатых элементов, усиленных с помощью сварки,  $\gamma_N = 0,95 - 0,25\beta_o$ ;

- изгибаемые элементы

$$\frac{M}{W_n} \leq R_{yo} \gamma_c \gamma_M; \quad (4.17)$$

- сжато- и растянуто-изогнутые элементы

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{I_{xn}} y \pm \frac{M_y}{I_{yn}} x \leq R_{yo} \gamma_c \gamma_M. \quad (4.18)$$

В формулах (4.17) и (4.18) для элементов I класса принимают  $\gamma_M = 0,95$ ; для элементов II и III классов –  $\gamma_M = 1$ . При  $\frac{N}{A_n R_{yo}} \geq 0,6$  значения  $\gamma_M$  принимают равными  $\gamma_N$ .

Проверку прочности центрально-растянутых или сжатых несимметрично усиленных элементов осуществляют по формуле (4.10), при этом изгибающие моменты подсчитывают относительно осей  $x$  и  $y$  усиленного сечения.

Проверку прочности элементов по критерию развитых пластических деформаций выполняют по формулам:

- центрально-растянутые или сжатые симметрично усиленные элементы

$$N \leq [N] \gamma_c; \quad (4.19)$$

- изгибаемые элементы

$$M \leq [M] c_\tau \gamma_c; \quad (4.20)$$

где  $c_\tau$  – поправочный коэффициент, учитывающий влияние поперечных сил и определяемый для двутавровых сечений по формуле

$$c_\tau = 1 \quad \text{при } \tau \leq 0,4R_{so}$$

$$c_\tau = 1,05 \sqrt{\frac{1 - (\tau/R_{so})^2}{1 - 0,5(\tau/R_{so})^2}} \quad \text{при } \tau > 0,4R_{so};$$

- сжато- и растянуто-изогнутые элементы

$$\left( \frac{N}{[N] \gamma_c} \right)^n + \frac{|M_x|}{[M_x] \gamma_c} + \frac{|M_y|}{[M_y] \gamma_c} \leq 1, \quad (4.21)$$

где  $n$  принимают по табл. 66 СНиП II-23-81\* в зависимости от формы усиленного сечения.

$[N]$  определяют по формуле

$$[N] = (A_{on} + \alpha A_{rn}) R_{yo} \gamma_N, \quad (4.22)$$

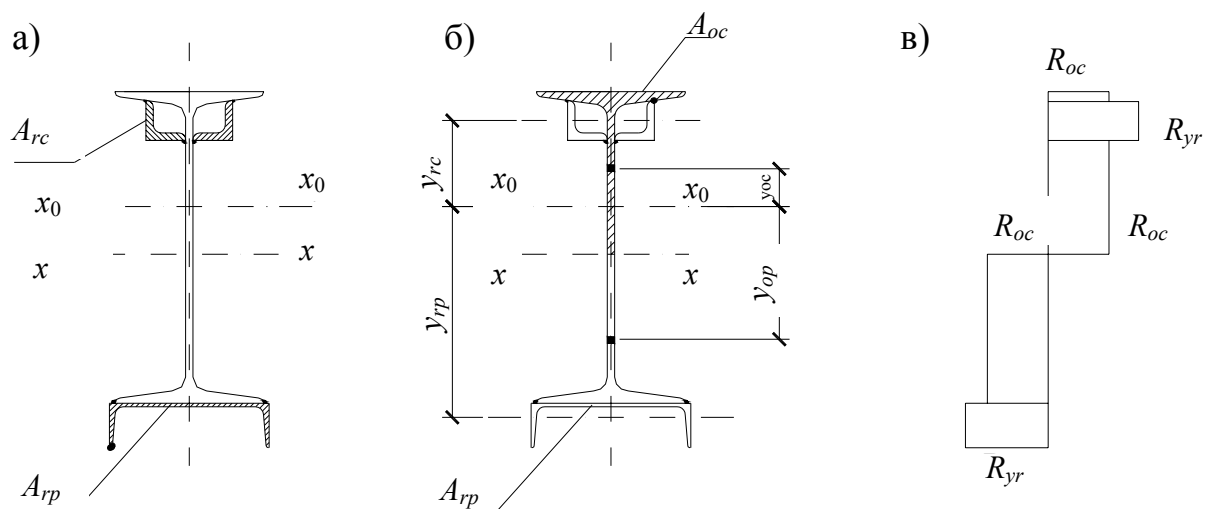
где  $\alpha = \frac{R_{yi}}{R_{yo}}$ ;  $\gamma_N = 0,95$  – для растянутых или сжатых элементов, усиленных без использования сварки;  $\gamma_N = 0,95 - 0,1(\alpha + \beta - 1)$  – для сжатых элементов, усиленных с помощью сварки.

$[M]$  определяется по формуле

$$[M] = \left[ A_{oc} y_{oc} + A_{op} y_{op} + \alpha (A_{rc} y_{rc} + A_{rp} y_{rp}) \right] R_{yo} \gamma_M, \quad (4.23)$$

где  $A_{oc} = \frac{1}{2} [A_{on} - \alpha (A_{rc} - A_{rp})]$  – площадь нетто сжатой зоны сечения усиленного элемента;  $A_{op}$  – то же, растянутой зоны;  $A_{rc}, A_{rp}$  – площади нетто элементов усиления, расположенных со стороны сжатой и растянутой зон сечения соответственно (рис. 4.3, а). Для несимметричных односторонних схем усиления со стороны сжатых или растянутых волокон принимается соответственно  $A_{rp} = 0$  или  $A_{rc} = 0$ ;  $y_{oc}, y_{op}, y_{rc}, y_{rp}$  – абсолютные вели-

чины расстояний от центров тяжести сжатых и растянутых площадей до центральной оси усиленного сечения (рис. 4.3, б).



**Рис. 4.3. К определению момента внутренних сил в усиленном сечении при развитии шарнира пластичности: а – схема усиления; б – расположение сжатых (заштриховано) и растянутых зон в сечении; в – эпюр напряжений**

Коэффициент  $\gamma_M$  в формуле (4.23) следует принимать:

- при симметричном двустороннем усилении элементов симметричного сечения  $\gamma_M = 0,95$ ;
- несимметричном двустороннем или одностороннем усилении элементов со стороны растянутых волокон  $\gamma_M = 0,95 - 0,2\beta_o(\alpha - 1)$ ;
- одностороннем усилении элементов со стороны сжатых волокон  $\gamma_M = 0,95 - 0,1(\alpha + \beta_o - 1)$ .

Использование формулы (4.21) допустимо при  $\tau \leq 0,5R_{so}$ , в противном случае проверку прочности при сжатии-растяжении с изгибом выполняют по формуле (4.18).

Проверку прочности изгибаемых и сжато- или растянуто-изогнутых элементов по касательным, местным и приведенным напряжениям производят обычным способом по указаниям разд. 5 СНиП II-23-81\* с учетом изменившихся геометрических характеристик сечения.

#### 4.5. Расчет усиленных элементов на устойчивость

Расчет на устойчивость сжатых элементов сплошного сечения в плоскости действия моментов выполняют по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y^* \gamma_c, \quad (4.24)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент, определяемый по табл. 74 СНиП II-23-81\* в зависимости от условной гибкости усиленного элемента  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef} = \eta m_f$ ;  $A$  – площадь усиленного сечения;  $\eta$  – коэффициент влияния формы сечения по табл. 73 [1];  $R_y^*$  – осредненное значение расчетного сопротивления;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый не более 0,9 [4].

$$m_f = e_f \frac{A}{W_S}, \quad (4.25)$$

где  $e_f$  – эквивалентный эксцентриситет, учитывающий особенности работы усиленного стержня:

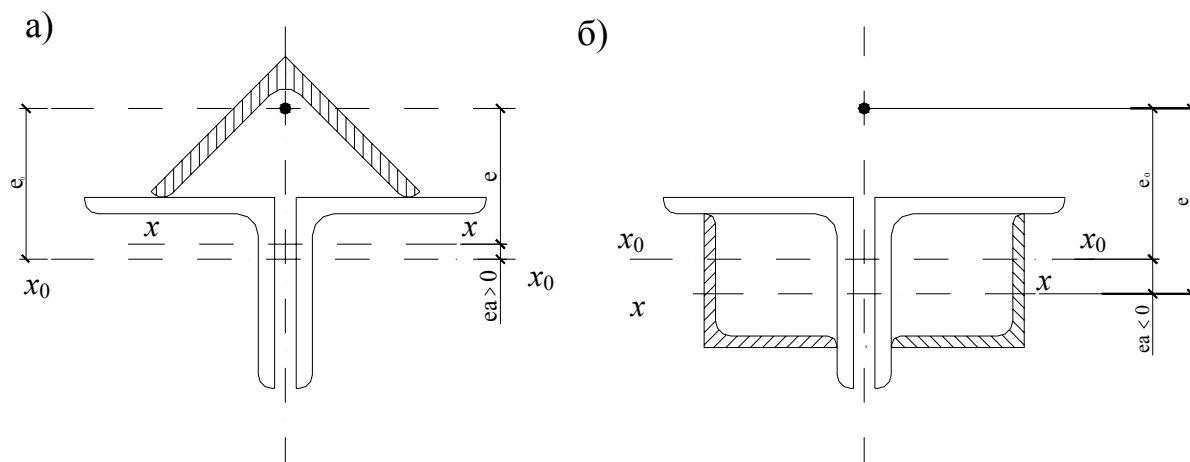
$$e_f = e + f_{01} + k_w f_w, \quad (4.26)$$

где  $f_{01}$  – прогиб после присоединения элемента усиления;  $f_w$  – дополнительный остаточный прогиб, возникающий при приварке элементов усиления (формулы (36), (37) [4]);  $W_S$  – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна.

Если сварочный прогиб  $f_w$  является разгружающим – знак  $f_w$  не совпадает со знаком суммы  $e + f_{01}$  – и приводит к уменьшению абсолютной величины эквивалентного эксцентриситета, то  $k_w$  принимают равным 0,5; в противном случае  $k_w = 1$ . В формуле (4.26)  $e$  – эксцентриситет продольной силы относительно центральной оси усиленного сечения.

Если эксцентриситет продольной силы остается постоянным, его значение определяют выражением  $e = e_o - e_A$ , где  $e_A$  – смещение центра тяжести сечения при усилении со своим знаком. На рис. 4.4 даны схемы

усиливаемых сечений с положительным и отрицательным смещением  $e_A$  центра тяжести сечения при усилении.



**Рис. 4.4. К определению эксцентриситета продольной силы при положительном (а) и отрицательном (б) значениях**

Устойчивость центрально сжатых симметрично усиленных элементов проверяют в плоскости их наибольшей гибкости ( $\lambda_x > \lambda_y$ ). Если отношение гибкостей после усиления изменилось ( $\lambda_x < \lambda_y$ ), но  $\lambda_{ox} > \lambda_{oy}$ , то проверку устойчивости по формуле (4.24) выполняют относительно обеих главных осей сечения.

В общем случае сжатия с изгибом, а также в случае приложения дополнительных продольных или поперечных сил после усиления величину  $e$  определяют выражением  $e = M / N$ , где  $M$  – расчетный момент относительно центральной оси.

При несимметричном усилении центрально сжатого (первоначального) элемента в качестве  $e_o$  учитывается случайный эксцентриситет  $e = m_o \frac{W_o}{A_o}$ , при этом знак случайного эксцентриситета принимается таким, чтобы учесть наиболее неблагоприятный случай.

В случае использования элементов усиления из стали, расчетное сопротивление которой  $R_{yr}$  близко к расчетному сопротивлению стали усиливаемого элемента  $R_{yo}$  ( $1 \leq a \leq 1,15$ ), значение допускается принимать равным  $R_{yo}$ .

При  $a > 1,15$  усредненное расчетное сопротивление бистального элемента равно

$$R_y^* = R_{yo} \sqrt{k_A k_l}, \quad (4.27)$$

где  $k_A = a - \frac{A_o}{A}(a-1)$ ;  $k_l = a - \frac{I_o}{I}(a-1)$ ;  $I_o, I$  – моменты инерции для той оси, относительно которой выполняется проверка устойчивости.

Проверку устойчивости сжатых сплошностенчатых элементов из плоскости действия моментов выполняют по п. 5.30 [1], если элемент изгибается в плоскости его наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ), то  $m$  определяют по формуле (4.25). При подсчете  $e_f$  прогибы  $f_{01}$  и  $f_w$  учитывают, если они увеличивают расчетные значения относительного эксцентриситета.

Проверку устойчивости сплошностенчатых стержней с двухосным эксцентриситетом выполняют по п. 5.34 [1], а значения  $m_x$  и  $m_y$  определяют по формуле (4.25), прогибы  $f_{01}$  и  $f_w$  учитывают, если они увеличивают расчетные значения относительных эксцентриситетов  $m_x, m_y$

$$\left( m_i = e_i \frac{A}{W_e} \right).$$

При высоком уровне начального нагружения  $\beta_o \geq 0,6$ , устойчивость сжатых стержней в процессе усиления с использованием сварки должна проверять по формуле (4.24),  $N$  принимают равным  $N_o$ ; эквивалентный эксцентриситет определяют по формуле (4.26) при  $k_w = 2$ . Временный сварочный прогиб  $f_w$  вычисляют по формуле (37) [7] и принимают со знаком, который увеличит значение  $e_f$ .

### **Расчет на устойчивость сквозных стержней**

Расчет усиленных сквозных внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней с решетками в плоскости изгиба, совпадающей с плоскостью симметрии, выполняют по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e \varphi_{вет} A} \leq R_y^* \gamma_c, \quad (4.28)$$

где  $\varphi_e, \varphi_{вет}$  – коэффициенты снижения несущей способности всего сечения и отдельной ветви;  $A$  – площадь поперечного сечения усиленных ветвей.

Коэффициент  $\varphi_e$  принимают по табл. 75 норм [1] в зависимости от условий приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$  и относительного эксцентриситета  $m$ , определяемых по формулам

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\left(\lambda_y^2 + a_c \frac{A}{A_d}\right) \frac{\varphi_{вет} R_y^*}{E}}, \quad (4.29)$$

$$m = e_f \frac{A}{I_y},$$

где  $\lambda_y$  – гибкость усиленного стержня относительно оси, перпендикулярной плоскости изгиба,  $\alpha_1$  – коэффициент, определяемый по табл. 7 [1];  $A_d$  – площадь усиленного сечения раскосов (при крестовой схеме решетки – двух раскосов), лежащих в плоскости изгиба;  $a_c$  – расстояние от оси усиленного сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви;  $e_f = \frac{M}{N} + k_w f_w$  – расчетный эксцентриситет продольной силы;  $f_w$  – остаточный сварочный прогиб сквозного стержня;  $k_w$  принимается по указанию на с. 72;  $M$  – изгибающий момент с учетом смещения центра тяжести усиленного сечения. Коэффициент  $\varphi_{вет}$  определяют по табл. 74 [1] в зависимости от условий гибкости усиленного сечения ветви  $\bar{\lambda}_{вет}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}^{вет}$ , вычисляемых по формулам

$$\bar{\lambda}_{вет} = \frac{l_{вет}}{i_{вет}} \sqrt{R_y^* / E}, \quad (4.30)$$

$$m_{ef}^{вет} = \eta m_{вет} = \eta \frac{A_{вет}}{W_o} \left( \frac{M_{вет}}{N_{вет}} + f_{w,вет} \right), \quad (4.31)$$

где  $l_{вет}$  – расстояние между узлами решетки;  $i_{вет}$  – радиус инерции сечения усиленной ветви относительно оси, перпендикулярной плоскости изгиба.

Ветви сквозных стержней дополнительно проверяют на устойчивость как внецентренно сжатые стержни сплошного сечения с учетом начальных и сварочных деформаций.

Продольные силы в ветвях внецентренно сжатого стержня определяются по п. 5.33 [1].



Расчет на устойчивость усиленных балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, выполняют по п. 5.15 [1].

### **Оценка деформативности усиленных элементов**

Перемещения (прогибы, отклонения) от вертикали, усиленных элементов определяются [7] в общем случае по формуле

$$f = f_o + f_w + \Delta f, \quad (4.32)$$

где  $f_o$  – начальное перемещение, полученное по данным обследования, либо расчетом от нагрузок, действовавших в момент усиления, по характеристикам брутто усиливаемого элемента;  $f_w$  – дополнительное перемещение (прогиб) при усилении с использованием сварки;  $\Delta f$  – приращение перемещения от нормативных нагрузок.

### **4.6. Усиление балок ламелями**

Увеличение местной прочности и устойчивости стенки, а также усталостной прочности балок может выполняться с помощью ламелей (см. рис. 3.8).

Высота ламелей  $h_{\text{л}}$  по рис. 3.8,  $z$  назначается в пределах  $(1/4 - 1/5) h_w$ , толщина  $t_{\text{л}}$  – из условия прочности верхней зоны стенки от местной нагрузки. Для типа ламелей, показанного на рис. 3.8,  $e$  высота  $h_{\text{л}}$  принимается в пределах  $(1/8 - 1/10)a$ , где  $a$  – шаг ребер жесткости балки, минимальную толщину назначают согласно п. 7.24 [1].

$$t_{\text{л}} = h_{\text{л}} / (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y}; \quad \bar{\lambda} = a \sqrt{E/R_y} / i_{\text{л}}. \quad (4.33)$$

Местные напряжения в стенке с ламелями (по рис. 3.7,  $z$ ) от давления колеса крана определяют по формуле

$$\sigma'_{loc.y} = \gamma_{i1} F / l_{ef}(t_w + 2t_{\text{л}}), \quad (4.34)$$

где  $\gamma_{i1}$  – коэффициент неравномерности давлений колес крана, принимают по [1],  $l_{ef} = 3,253 \sqrt{I_p / (t_w + 2t_{\text{л}})}$  – условная длина распределения давления колеса;  $t_w$ ,  $t_{\text{л}}$  – толщина стенки и ламели;  $I_p$  – момент инерции рельса и верхнего пояса балки.

Напряжения от местного крутящего момента  $M_i$  по верхней кромке ламели определяют по формуле

$$\sigma'_{iy} = 2 M_i (t_w + 2t_{\text{л}}) / I_p \psi_{\text{л}} \xi_{\text{л}}, \quad (4.35)$$

где  $\xi_{\text{л}} = (1 + 2t_{\text{л}} / t_w)$  – коэффициент усиления;

$$\psi_{\text{л}} = 1 - \left( -\frac{1}{\xi_{\text{л}}} \right) \frac{h_{\text{л}}}{h_w} \left[ 1 - 3 \left( 1 - \frac{h_{\text{л}}}{h_w} \right)^2 \right]. \quad (4.36)$$

$I_p = I_1 + \frac{b_f t_f^3}{3} + \frac{h_{\text{л}} (t_w + 2t_{\text{л}})^3}{3}$  – сумма собственных моментов инерции кручения рельса, верхнего пояса и усиленной части стенки.

Напряжения в стенке под нижней кромкой ламелей определяются по формуле

$$\sigma''_{loc.y} = \frac{\gamma_F F}{l_{efw} t_w} \sqrt[3]{1 - \omega}, \quad (4.37)$$

где  $\omega = 2 h_{\text{л}} t_{\text{л}} / A_t$  – относительная площадь усиления;  $A_t$  – суммарная площадь тавра, включающего верхний пояс, ламели и часть стенки высотой  $h_{\text{л}}$ ;  $l_{efw} = 3,25 \sqrt{i_{2f} / t_w}$  – условная длина;  $i_{2f}$  – сумма моментов инерции рельса и тавра.

Зная действующие  $\sigma'_{loc.y}$  и  $\sigma''_{loc.y}$ , проверяют прочность стенки, усиленной ламелями, по схеме рис. 3.7, з на совместное действие крутящего момента и давления колеса крана

$$\sigma'_{loc.y} + \sigma''_{loc.y} \leq \gamma_c R_{yo} / \gamma_n. \quad (4.38)$$

Стенку усиленной балки проверяют на местную устойчивость по пп. 7.2, 7.3 [1] с учетом эквивалентной высоты

$$h_{w\text{ЭК}} = 1,1 (h_w - l_{\text{л}}). \quad (4.39)$$

При усилении подкрановых балок по схеме рис. 3.8, з, е, ресурс  $N_{\text{л}}$  оценивается по выносливости одностороннего сварного шва, крепящего ламель к ребру жесткости.

Согласно [4] расчетный ресурс  $N_{\text{л}}$  определяют по табл. 4.1 в зависимости от коэффициента  $\alpha_{\text{л}}$

$$\alpha_{\text{л}} = \tau_{\text{л max}} / \gamma_{\text{вл}} R_{\text{вл}}, \quad (4.40)$$

где  $R_{\text{вл}} = 33$  МПа (338 кг/см<sup>2</sup>) – расчетное сопротивление усталости данного соединения;  $\gamma_{\text{вл}} = 1$ ,  $\tau_{\text{л max}} = \sqrt{\tau_w^2 + \tau_t^2}$ , а компоненты напряжений равны

$$\tau_w = \frac{2,6M_t d c \beta_{\text{л}} \beta_a}{I_f r}, \quad (4.41)$$

$$\tau_t = \frac{2,1M_t d (h - c)^2 \beta_t}{I_f r}, \quad (4.42)$$

где  $M_t$  – местный крутящий момент;  $\beta_o = \beta_t = 1$  для кранов, имеющих на концевой балке два колеса, при минимальном расстоянии между колесами на концевой балке меньше шага поперечных ребер, величину  $\beta_o$ ,  $\beta_t$  принимают в зависимости от шага ребер  $a$ , табл. 4.2, коэффициент  $\beta_{\text{л}}$  – по табл. 4.3 в зависимости от  $a/2r$ .

$$M_t = Fe + 0,75Q_t (h_r - c),$$

$(h_r - c)$  принимается по абсолютной величине,

где  $e$  – фактический эксцентриситет по материалам обследования, но не менее 15 мм;  $c$  – расстояние до центра кручения усиленного верхнего пояса,

$$c = \frac{h_{\text{л}}^2 b_f t_{\text{л}}}{4I_y}, \quad I_y = \frac{t_f b_f^3}{12} + 2h_{\text{л}} t_{\text{л}} d^2, \quad I_f = I_t + \frac{t_f^3 b_f}{3} + \frac{2h_{\text{л}} t_{\text{л}}^3}{3} - \text{сумма собственных моментов инерции кручения рельса и верхнего пояса с ламелями.}$$

Таблица 4.1

### Значения $N_{\text{л}}$

$\alpha_{\text{л}}$	2,55	2,15	1,84	1,71	1,61	1,53
$N_{\text{л}} \cdot 10^{-8}$	0,3	0,5	0,8	1	1,2	1,4

$\alpha_{\text{л}}$	1,46	1,36	1,26	1,19	1,08	1
$N_{\text{л}} \cdot 10^{-8}$	1,6	2	2,5	3	4	5

Значение  $r$ :

$$r = d \sqrt{0,432 \frac{t_{\text{л}} h^3}{I_f} \left( 1 + \frac{t_f b_f^3}{4I_y} \right)}. \quad (4.43)$$

Таблица 4.2

**Значения  $\beta_o, \beta_t$**

$a, \text{ м}$	1,2	1,5	2
$\beta_o$	1,05	1,28	1,56
$\beta_t$	1,1	1,43	1,65

По значению  $\alpha_{\text{л}}$  определяют ресурс сварного шва  $N_{\text{л}}$  (табл. 4.1).

Таблица 4.3

**Значения  $\beta_{\text{л}}$**

$a / 2r$	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\beta_{\text{л}}$	0,059	0,116	0,145	0,173	0,2	0,226	0,256
$\gamma_{\text{л}}$	0,2	0,38	0,462	0,537	0,604	0,664	0,716

$a / 2r$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3
$\beta_{\text{л}}$	0,277	0,325	0,369	0,409	0,446	0,479	0,598
$\gamma_{\text{л}}$	0,762	0,834	0,885	0,921	0,947	0,964	1

Проверку прочности и выносливости стенки балки выполняют [1] с учетом изменившихся характеристик сечения,  $\sigma_{fy}$  определяют по формуле

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{tt}}{I_f} \left( 1 - \frac{2r}{a} \gamma_{\text{л}} \right), \quad (4.44)$$

где  $\gamma_{\text{л}}$  – коэффициент по табл. 4.3.

### Усиление стенок балок наклонными ребрами

Усиление стенки балки наклонными ребрами (см. рис. 3.7) рекомендуется выполнять в приопорных зонах.

Размеры наклонного ребра (ширина, толщина), момент инерции должны удовлетворять условиям:

$$b_s \geq \frac{h_{ef}}{30} + 4 \text{ см}, \quad t_s \geq 2b_s \sqrt{\frac{R_{yr}}{E}}, \quad I_s \geq 4h_w t_w^3.$$

Момент инерции определяется для расчетного сечения, включающего сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0,65t_w \sqrt{E/R_{yo}}$  с каждой стороны ребра. Расчетную длину наклонного ребра принимают равной длине диагонали отсека балки.

Усилия, возникающие в наклонных ребрах, определяют по формулам:

$$N_s = \frac{\Delta p}{\sigma_p}, \quad (4.45)$$

где

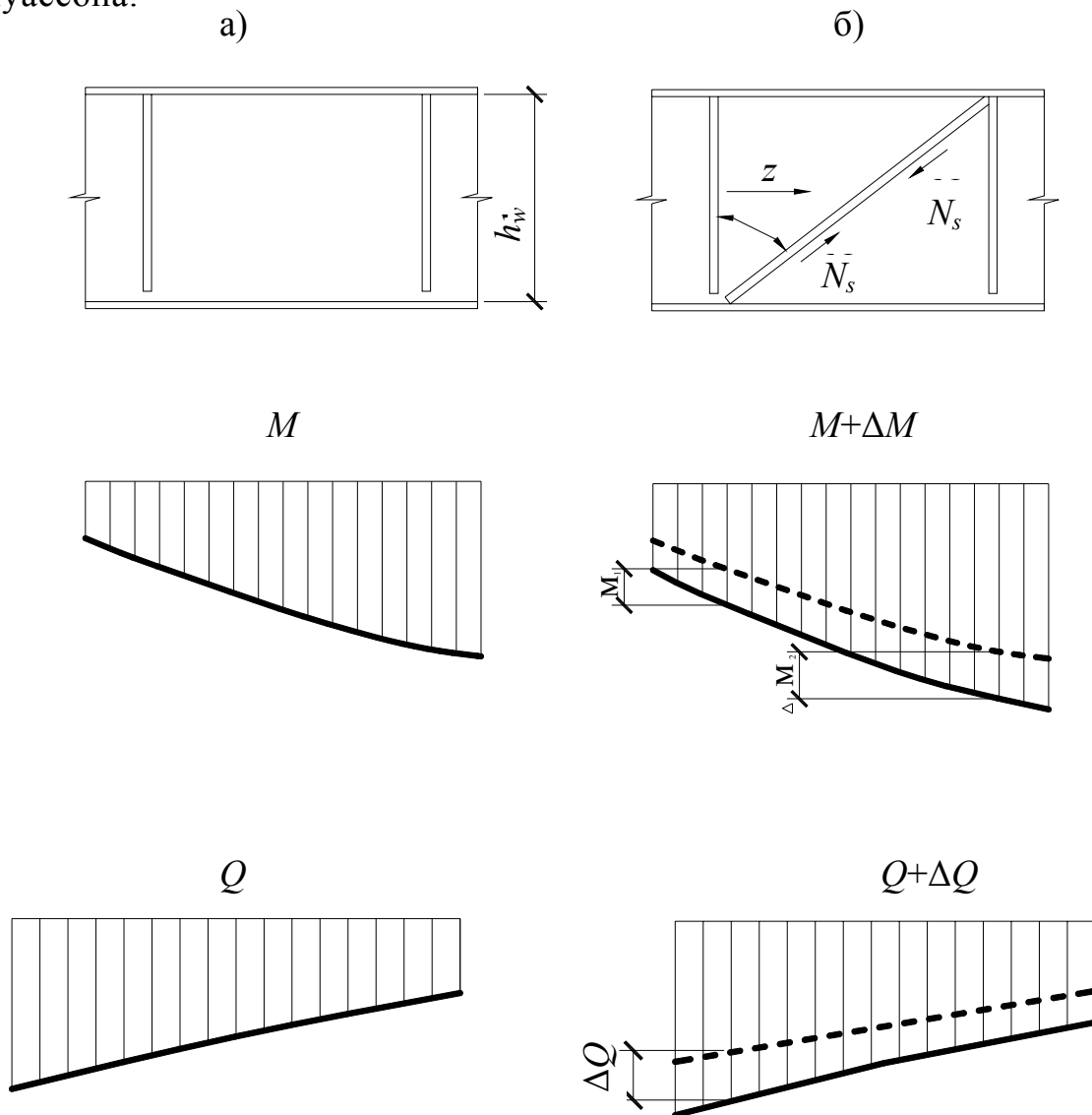
$$\Delta p = \frac{h}{EA} \cdot \frac{\Delta Q_1 + \Delta Q_2}{2} \sin \varphi \left[ \frac{\text{tg}^2 \varphi}{12\bar{m}} + 2\bar{\eta}(1 + \mu) \right]; \quad (4.46)$$

$$\sigma_p = \frac{h}{EA} \text{tg} \varphi \left[ \sin^2 \varphi \left( 1 + \frac{1}{12\bar{m}} \right) + 2\bar{\eta}(1 + \mu) \cos^2 \varphi + \frac{\bar{k}}{\sin \varphi} \right]. \quad (4.47)$$

Здесь  $\bar{k} = \frac{A}{A_s}$ ,  $\bar{m} = \frac{I_x}{Ah_w^2}$ ,  $\bar{\eta} = \frac{A}{A_w}$ ,  $\Delta Q_1$ ,  $\Delta Q_2$  – приращения поперечных

сил на границах отсека при возрастании нагрузки после усиления (рис. 4.5, *a* и *б*);  $A$ ,  $I_x$  – площадь и момент инерции поперечного сечения балки в отсеке;  $h$  – расстояние между центрами тяжести полок;  $A_w$  – площадь стенки;  $A_s$  – площадь сечения наклонных ребер

( $A_s = 2b_s t_s$  при двусторонних ребрах из листа);  $\mu = 0,3$  – коэффициент Пуассона.



**Рис. 4.5. К расчету наклонных ребер: а, б – схемы до усиления и после усиления и увеличения нагрузок соответственно**

Приращения усилий в сечениях в пределах отсека, усиленного наклонными ребрами, определяют выражениями:

$$\Delta M'(z) = \Delta M(z) - N_s \left( z \cos \varphi - \frac{h}{2} \sin \varphi \right); \quad (4.48)$$

$$\Delta Q'(z) = \Delta Q(z) - N_s \cos \varphi; \quad (4.49)$$

$$\Delta N = N_s \sin \varphi, \quad (4.50)$$

где  $\Delta M(z)$ ,  $\Delta Q(z)$  – приращения момента и поперечной силы в сечении  $z$  от нагрузки, приложенной после усиления без учета наклонных ребер;  $\Delta M'(z)$ ,  $\Delta Q'(z)$  – то же, при учете наклонных ребер.

Напряжения в сечениях балки в пределах усиленного отсека определяют выражениями

$$\sigma = \sigma_H + \frac{\Delta M'}{I} y + \frac{N}{A}; \quad (4.51)$$

$$\tau = \tau_H + \frac{\Delta Q'S}{It_w}, \quad (4.52)$$

где  $I$ ,  $S$ ,  $A$  – геометрические характеристики усиленной балки;  $\sigma_H$  и  $\tau_H$  – начальные нормальные и касательные напряжения от нагрузок, приложенных до усиления. Проверку прочности сечений балки, усиленной наклонными ребрами, выполняют по формулам

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &\leq \gamma_c R_{yo}, \quad \tau_{\max} \leq \gamma_c R_{so}; \\ \sigma_{\text{пр}} &= \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15\gamma_c R_{yo}, \end{aligned} \quad (4.53)$$

при этом приведенные напряжения  $\sigma_{\text{пр}}$  вычисляют для точек, расположенных на уровне поясных швов.

Местную устойчивость стенки, усиленной наклонным ребром вдоль сжатой диагонали отсека, проверяют по указаниям СНиП II-23-81\*, при этом критическое напряжение сдвига равно

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^4 E t_w^2}{3,07 a^2 (1 - \mu^2)}. \quad (4.54)$$

Рекомендуется установка наклонных ребер вдоль сжатой диагонали отсека стенки. Ребра проверяют на устойчивость по формуле

$$1,2 \frac{N_s}{\varphi A_{\text{реб}}} \leq \gamma_c R_y, \quad (4.55)$$

где  $A_{\text{реб}} = h_{\text{реб}} t_{\text{реб}} + t_w 0,65 t_w \sqrt{E / R_{yo}}$ ,  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости ребер в плоскости стенки.

Существующие вертикальные ребра проверяют на прочность и устойчивость по усилию  $N_{в.р} = 1,2 N_s \cos \varphi$ .

## 4.7. Усиление соединений и присоединение элементов усиления

### Сварные соединения

Усиление сварных соединений осуществляют путем увеличения длины или толщины сварных швов. Усиление швов путем увеличения их длины предпочтительнее, так как короткие швы способствуют концентрации напряжений.

Длину и толщину усиливаемых швов, а также толщину наплавленного слоя на усиливаемые швы определяют разностью расчетного усилия в сварном соединении от расчетной нагрузки, действующей после усиления, и расчетной несущей способностью существующего соединения. При определении расчетного усилия, приходящегося на шов, следует учитывать смещение его относительно центра тяжести сечения элемента.

Усиление соединений элементов путем увеличения длины сварных швов может выполняться как с введением дополнительных деталей, так и без них, последний способ следует применять во всех случаях, когда есть место для наложения новых швов.

Для комбинированных сварных соединений, растянутых элементов, в состав которых входят лобовые и фланговые швы (рис. 4.6), отношение общей расчетной площади фланговых швов в усиленном соединении к расчетной площади лобовых швов не должно быть больше 4,5.

Усиление сварных соединений путем увеличения толщины швов наплавкой новых слоев рекомендуется применять при отсутствии места для наложения новых швов. В случае необходимости одновременного усиления путем увеличения длины и толщины сварных швов начинать следует с первого. При невозможности усиления швов путем увеличения их длины или толщины допускается применять дополнительные детали. Дополнительные фасонки приваривают стыковыми сварными швами к основным присоединяемым элементам, эти швы должны обеспечить передачу той доли усилия, которая воспринимается расположенными на них дополнительными швами.

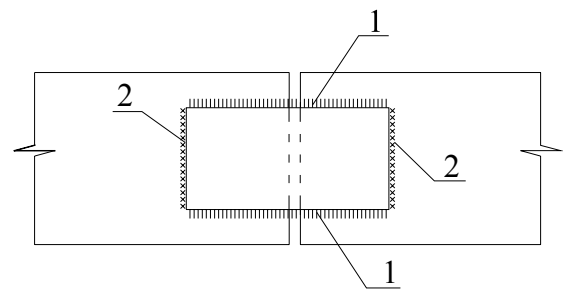
В усиливаемых под нагрузкой конструкциях следует избегать наложения швов, расположенных поперек действующих усилий. В случае невозможности выполнения этого требования необходимо разработать спе-



циальные технологические меры, обеспечивающие безопасную сварку таких швов.

Усиление сварных соединений путем увеличения длины сварных швов (кроме поперечных) может выполняться под нагрузками, при которых напряжения в существующих швах не превышают их расчетного сопротивления и в металле соединяемых конструкций – значений  $\beta_0$ , приведенных в гл. 3. Прочность сварных соединений повышается при этом пропорционально увеличению площади сечения швов.

Увеличивать длину рабочих швов в сварных соединениях следует электродами диаметром не более 4 мм на сварочном токе, не превышающем 220 А, со скоростью, обеспечивающей за один проход шов толщиной (катетом) не более 4 мм. В случае необходимости выполнения швов толщиной (катетом) более 4 мм их наплавляют дополнительными слоями по 2 мм до требуемой толщины.



**Рис. 4.6. Усиление сварного соединения доваркой лобовых швов: 1 - фланговые швы; 2 – лобовые швы**

Тип электрода для сварки рекомендуется применять по табл. 55 СНиП II-23-81\*. Сварку каждого последующего шва разрешается производить только после полного охлаждения ранее выполненного шва до температуры, не превышающей 100 °С. Сварку спокойной и полуспокойной стали производят при температуре окружающего воздуха не ниже минус 15 °С для толщин до 30 мм и не более 0 °С – для толщин свыше 30 мм. Сварка кипящей стали производится при температуре более 5 °С.

Усиление швов наплавкой дополнительных слоев с целью увеличения их толщин допускается выполнять под нагрузкой, при которой действующее усилие на шов не превышает неравенства

$$N \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \beta_f k_f (l_w - D), \quad (4.56)$$

где  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление усиливаемого шва срезу по металлу шва;  $\gamma_{wf}$  – коэффициент условия работы шва, равный единице во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>1</sub> и II<sub>2</sub>, для которых  $\gamma_{wf} = 0,85$  для металла шва с нормативным сопротивлением  $R_{wun} = 410$  МПа (4200 кгс/см<sup>2</sup>);  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы;  $\beta_f$  – коэффициент, принимаемый при сварке элементов из стали: с пределом

текучности до 580 МПа (5900 кгс/см<sup>2</sup>) – по табл. 34 СНиП II-23-81\*, свыше 580 МПа – независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки  $\beta_f = 0,7$ ;  $k_f$  – катет углового шва до усиления;  $l_w$  – длина усиливаемого шва;  $D$  – длина участка шва, не участвующего в момент усиления в результате перехода металла шва в пластическое состояние:

$$D = 0,15m^2 A_s I_{св} / t_{\phi}^2, \quad (4.57)$$

где  $m$  – коэффициент, учитывающий связь между толщиной свариваемой детали и увеличением катета усиливающего шва, принимаемый по табл. 4.4;  $A_s$  – площадь поперечного сечения наплавляемого слоя шва, см<sup>2</sup>;  $I_{св}$  – сварочный ток, А (табл. 4.5);  $t_{\phi}$  – толщина свариваемого металла (для решетчатых конструкций – толщина фасонки), см.

Таблица 4.4

#### Значения $m$

Наплавляемый слой, мм	Коэффициент $m$ при толщине элемента, мм			
	8	12	16	20
6 – 8	1	1,08	1,24	1,5
7 – 8	1	1,06	1,19	1,4
8 – 10	1	1,04	1,14	1,33

Таблица 4.5

#### Характеристика сварочного тока

Диаметр электрода, мм	Рекомендуемый сварочный ток, А, при положении сварки		
	нижнем	вертикальном	потолочном
4	160 – 200	120 – 160	110 – 150
5	200 – 250	–	–

Длина участка шва  $D$  для наиболее часто встречающихся случаев может быть определена по графику [4] в зависимости от суммарной тол-

щины свариваемого металла  $\delta$  и толщины усиливаемого шва  $k_1$ . Для решетчатых конструкций за толщину свариваемого металла принимают суммарную толщину фасонки и толщину полки элемента (уголка, швеллера и т.д.).

При разработке технологии усиления сварных соединений рекомендуется соблюдать следующие условия:

- при наплавке дополнительных слоев необходимо вносить возможно меньшее количество тепла в детали конструкций;
- наплавку усиливаемого слоя следует начинать в местах дефектов усиливаемого шва (подрезы, наплавы, кратеры и др.), если они имеются, в противном случае с любого удобного сварщику места;
- работы по усилению сварных швов должны выполнять высококвалифицированные сварщики (не менее 5-го разряда).

После наложения усиливаемого шва с одного конца по перу одного из парных уголков следует перейти к усилению шва второго парного уголка с обратной стороны той же фасонки или с противоположного конца элемента. После наложения всех швов по перу уголков следует переходить к наложению швов по обушке уголков в той же последовательности. Для снижения опасности хрупкого разрушения сварных соединений при пониженных температурах новые сварные швы на конструкциях следует располагать по возможности в наименее напряженных сечениях, как можно дальше от мест изменения сечения, вырезов, ребер. Следует избегать скученности сварных швов, пересечений их под острым углом, а также близкого расположения параллельных стыковых и угловых швов; для этого следует руководствоваться некоторыми требованиями (рис. 4.7, 4.8):

- расстояние между двумя параллельными стыковыми швами должно быть не менее 200 мм, а между параллельными стыковыми и угловыми швами – не менее 75 мм;
- угол между двумя стыковыми швами должен быть не менее  $60^\circ$ ;

- расстояние между новыми стыковыми швами и существующими креплениями элементов (ребра, фасонки, стыковые накладки и швы) должно быть не менее 100 мм;
- в остальных случаях расстояние между швами должно быть не менее  $4,5t$ , где  $t$  – толщина элемента, к которому приваривают новую деталь;
- при сварке стыков нижнего пояса балок в местах пересечения этих швов со стенкой необходимо предусматривать вырез в стенке, обеспечивающий качественное выполнение шва;
- в местах пересечения сварных швов следует выполнять отверстия диаметром 20 мм.

Толщина сварных швов должна быть минимальной, предпочтение

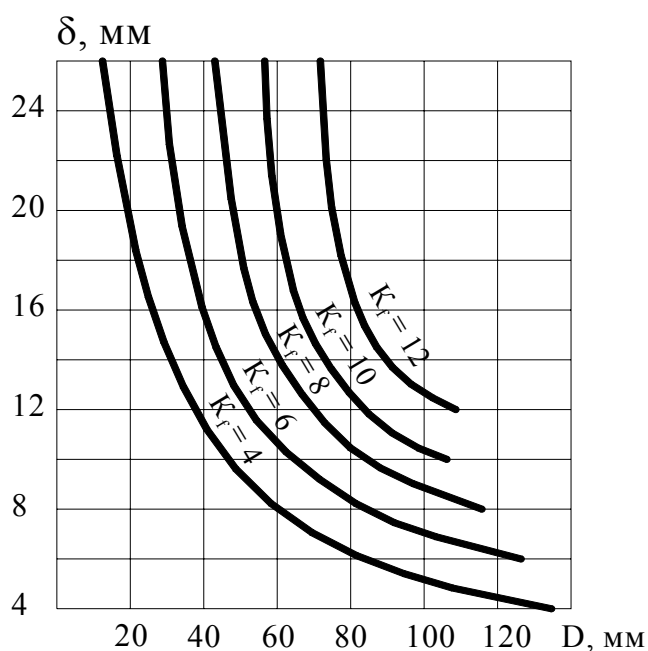


Рис. 4.7. Зависимость  $D$  от  $\sigma$  и  $k_f$

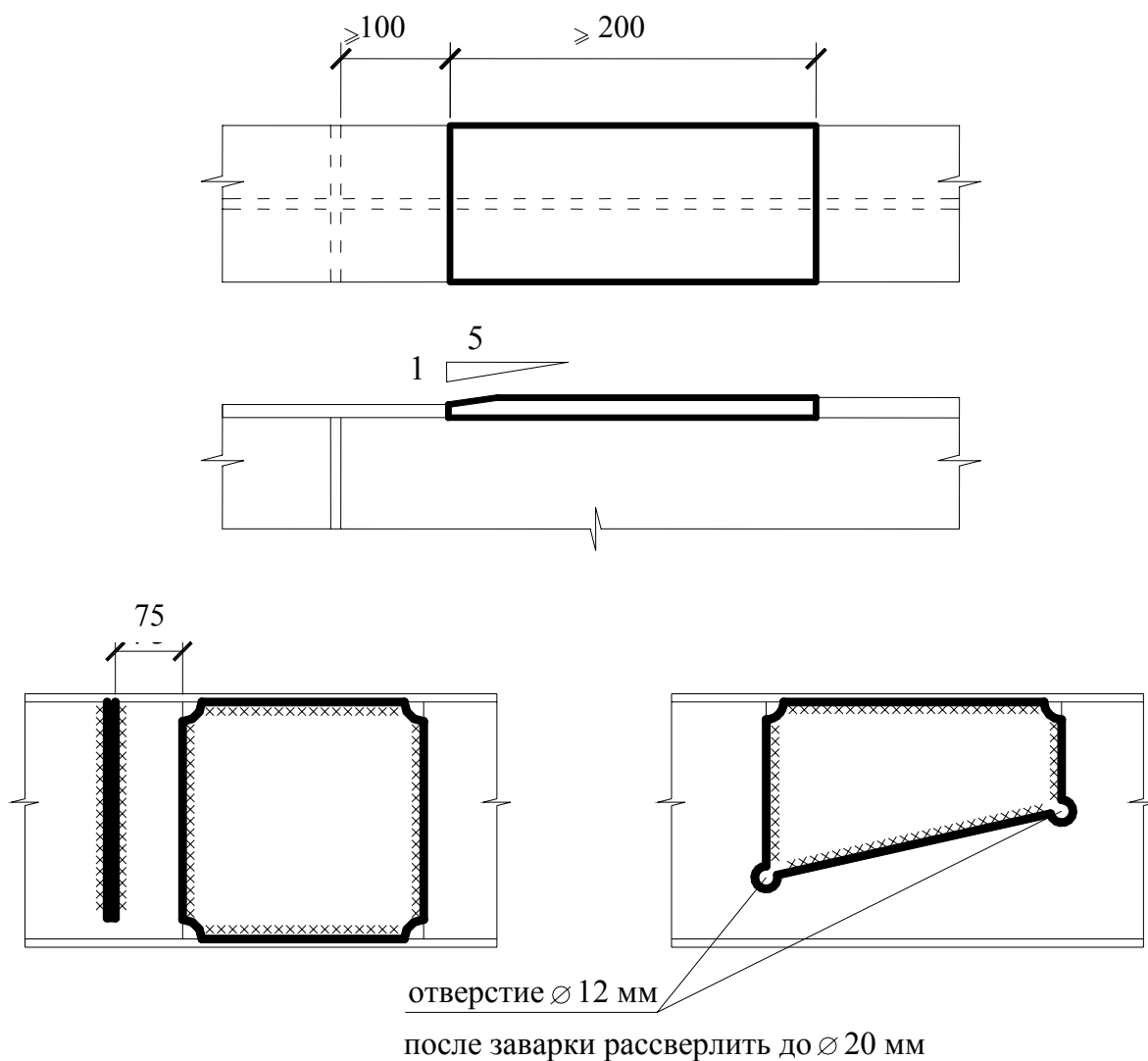
следует отдавать тонким и длинным швам.

Швы следует располагать симметрично относительно главных осей с минимальным удалением от центра тяжести конструкции.

При выполнении усиления по рекомендациям табл. 11 прил. 4 [4], по модификациям Б1а, Е1б, Б1в, Б2а, Б3а, Б3б, Б3в, Д1а, Д2а, Д3а и Д4а выкружки следует выполнять

таким образом, чтобы на рабочий элемент они выходили по касательной, для чего рекомендуется зачищать начало выкружки заподлицо с плоскостью рабочего элемента. В модификациях усиления Б1в и Б3в привариваемые листовые детали с выкружками должны быть одинаковой толщины с

фасонкой и иметь разделку кромок с целью избежания непровара в вершинах деталей.



*Рис. 4.8. Конструктивные требования к взаимному расположению швов*

### **Заклепочные и болтовые соединения**

Усиление заклепочных соединений постановкой дополнительных новых или заменой существующих ослабленных заклепок связано с трудоемкими малопроизводительными работами, поэтому заклепочные соединения рекомендуется усиливать высокопрочными болтами по ГОСТ 22356-77\* и болтами класса точности А по ГОСТ 7805-70\*. Усиление за-

клепочных и болтовых соединений с помощью сварки не рекомендуется из-за разных жесткостных характеристик этих соединений: оно может применяться, как исключение, в тех случаях, когда сварные швы усиления будут рассчитаны на восприятие всей нагрузки в узле (без учета работы заклепок, болтов).

Высокопрочные болты следует применять в соответствии со СНиП II-23-81\*. При работе болтовых и заклепочных соединений на знакопеременную нагрузку усталостные разрушения соединений обычно происходят по крайним отверстиям, в которых концентрация напряжений усугубляется тем, что крайние болты (заклепки) нагружены больше, чем средние. Наиболее рациональным способом повышения усталостной прочности клепаных (болтовых) соединений является замена крайних заклепок (болтов) высокопрочными болтами, при этом значительная часть усилия в соединении воспринимается высокопрочными болтами, а оставшиеся заклепки, особенно ближайшие к высокопрочным болтам, значительно разрушаются. При этом происходит снижение концентрации напряжений около отверстий, заполненных высокопрочными болтами. Применение высокопрочных болтов в узлах с передачей на болт одновременно со сдвигающими отрывающими усилиями, как правило, не допускается. Применять высокопрочные болты в агрессивных средах (сильной и средней агрессивности) не рекомендуется.

### **Присоединение деталей усиления**

Присоединение деталей усиления к усиливаемой конструкции рекомендуется выполнять с помощью механизированной сварки в углекислом газе или ручной – штучными электродами.

Расположение новых сварных швов, а также взаимное расположение швов, присоединяющих детали усиления, и существующих швов должно удовлетворять требованиям, изложенным в [4].

В стыковых соединениях листов разной толщины, если разница между толщинами стыкуемых элементов более 4 мм, а уступ более 1/8 толщины листа, следует предусматривать на самом толстом листе устройство переходного скоса с уклоном не менее чем 1:5.

При необходимости усиления конструкций группы 1 по табл. 50 СНиП II-23-81\* с помощью накладных листов рекомендуется обеспечивать плавное изменение жесткости накладок при переходе к основному сечению (рис. 4.9, а – з), а при толщине накладного листа 12 мм и более необходима обработка скоса листа (рис. 4.9, з).

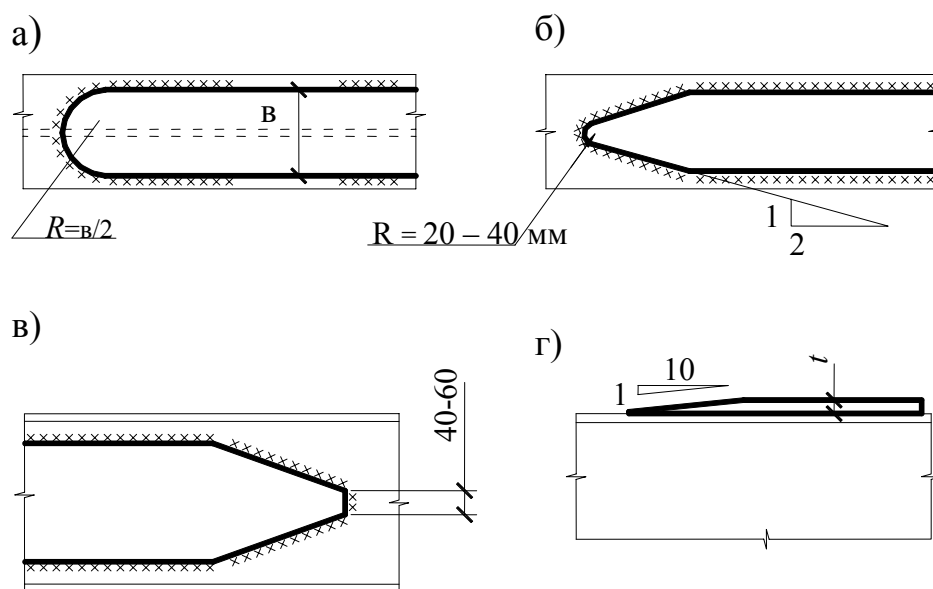


Рис. 4.9. Формы концов накладного листа

#### 4.8. Устранение дефектов и повреждений

Дефекты и повреждения в виде трещин в основном металле или сварных швах могут быть устранены такими способами, как:

- заварка трещин (при соответствующем обосновании трещина может быть остановлена при условии деконцентрации напряжений в ее устье);
- замена дефектных мест;
- усиление конструктивного элемента;
- замена конструктивного элемента.

В качестве мер, препятствующих дальнейшему распространению обнаруженных трещин, следует применять:

- элементы усиления, изменяющие силовые потоки в зонах охрупчивания металла (места появления хрупких трещин), например в форме накладок (рис. 4.10), представляющих собой «энергетический мостик»;
- мероприятия, снижающие напряжения в верхней зоне стенки подкрановых балок при наличии в них усталостных трещин (установка тангенциальных или упругих низкоимпедансных прокладок, усиление ламелями, не связанными со стенкой).

При выборе способа устранения дефекта или повреждения необходимо иметь в виду, что заварка трещин не препятствует образованию новых хрупких или усталостных трещин, если не устранена основная причина их появления.

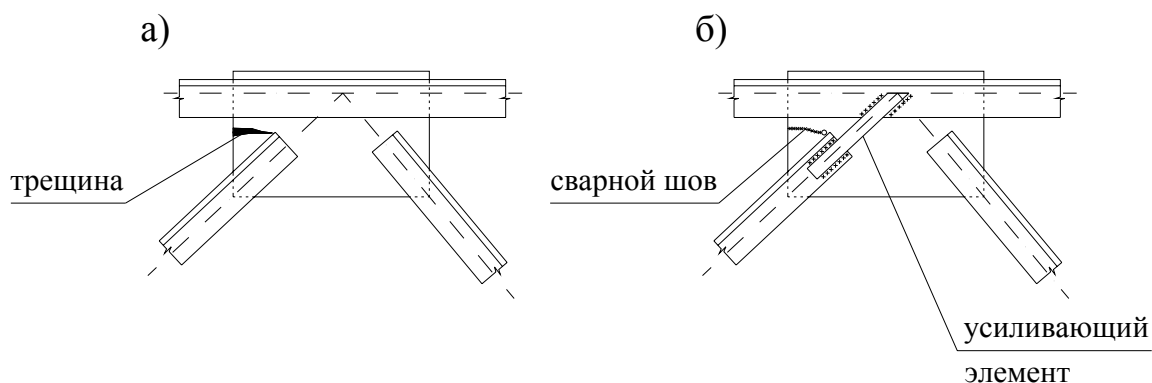
Заварку трещин рекомендуется производить в такой последовательности:

- зачистка зоны до чистого металла по ширине не менее 80 мм и выявление концов трещины с помощью пенетрантов, а в необходимых случаях с использованием ультразвука, цветной или магнитной дефектоскопии или другими способами;
- сверловка в концах трещины на расстоянии 15 – 20 мм по ходу ее распространения отверстий-ловителей диаметром 8 – 12 мм (рис. 4.11);
- разделка кромок трещины под сварку;
- подогрев концевых участков трещины пламенем газовой горелки до температуры 100 – 150 °С и поддержание ее в течение всего времени заварки трещины;
- заварка шва обратноступенчатым методом напроход (рис. 4.12, а – з) с одновременной проковкой каждого прохода, кроме первого и последнего, пневмозубилом с радиусом закругления ударной части 2 – 4 мм;
- обработка заваренной поверхности шлифовальной машинкой для снятия усиления шва до высоты 2 мм над поверхностью ос-



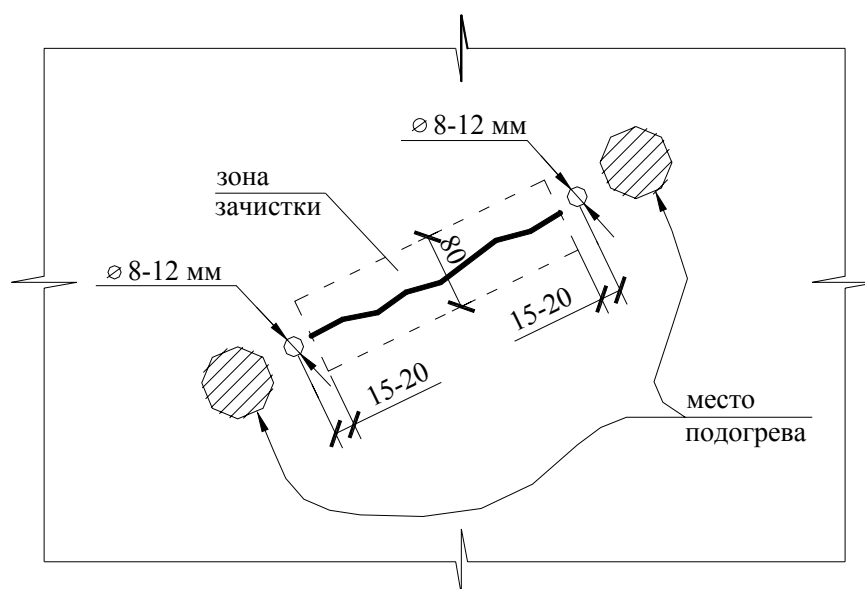
нового металла и рассверловка отверстий-ловителей диаметром 20 – 25 мм;

- сплошной контроль швов заваренной трещины физическими методами.

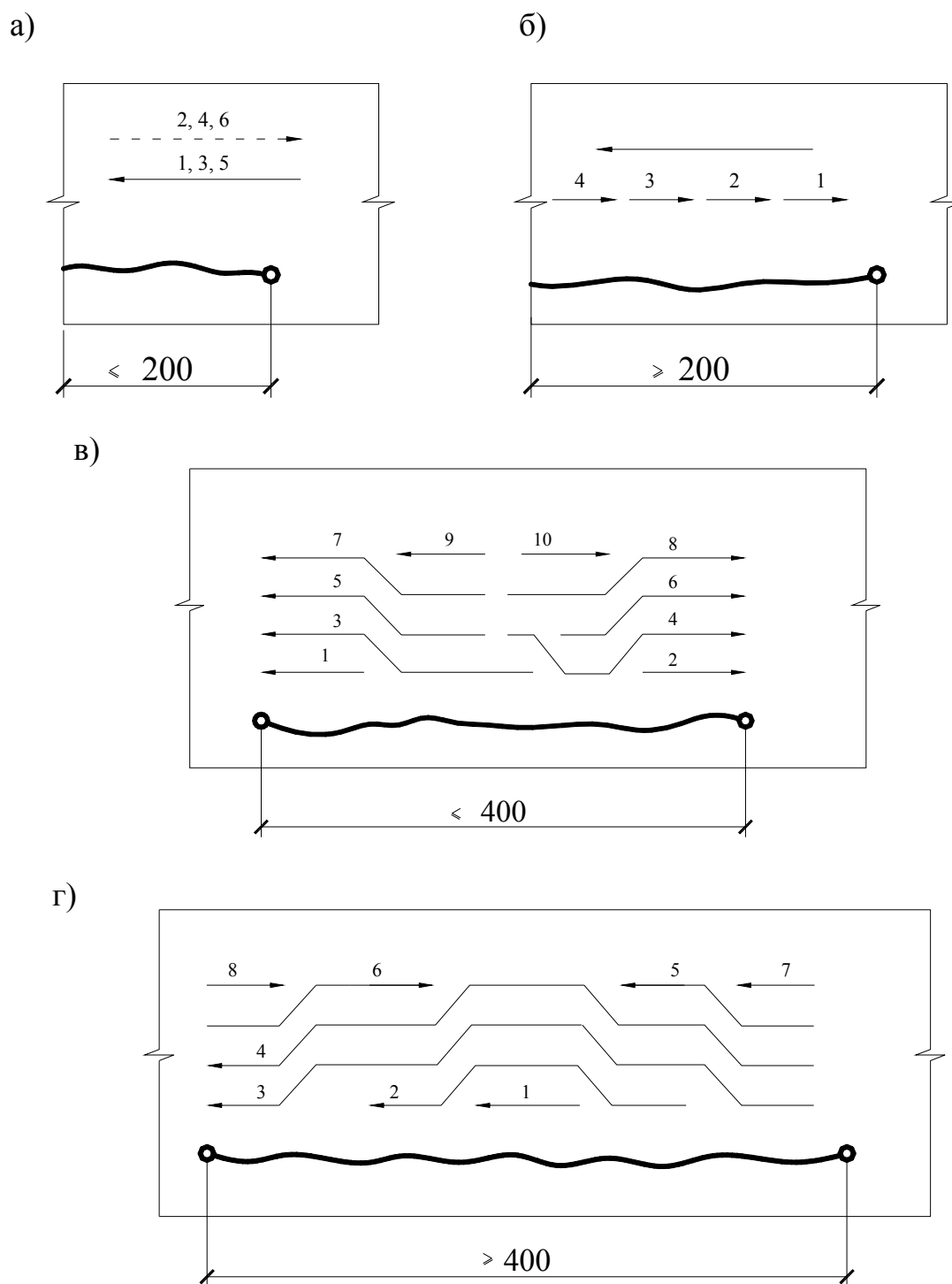


**Рис. 4.10. Установка «энергетического мостика» для предотвращения распространения трещины: а – до усиления; б – после заварки шва и усиления**

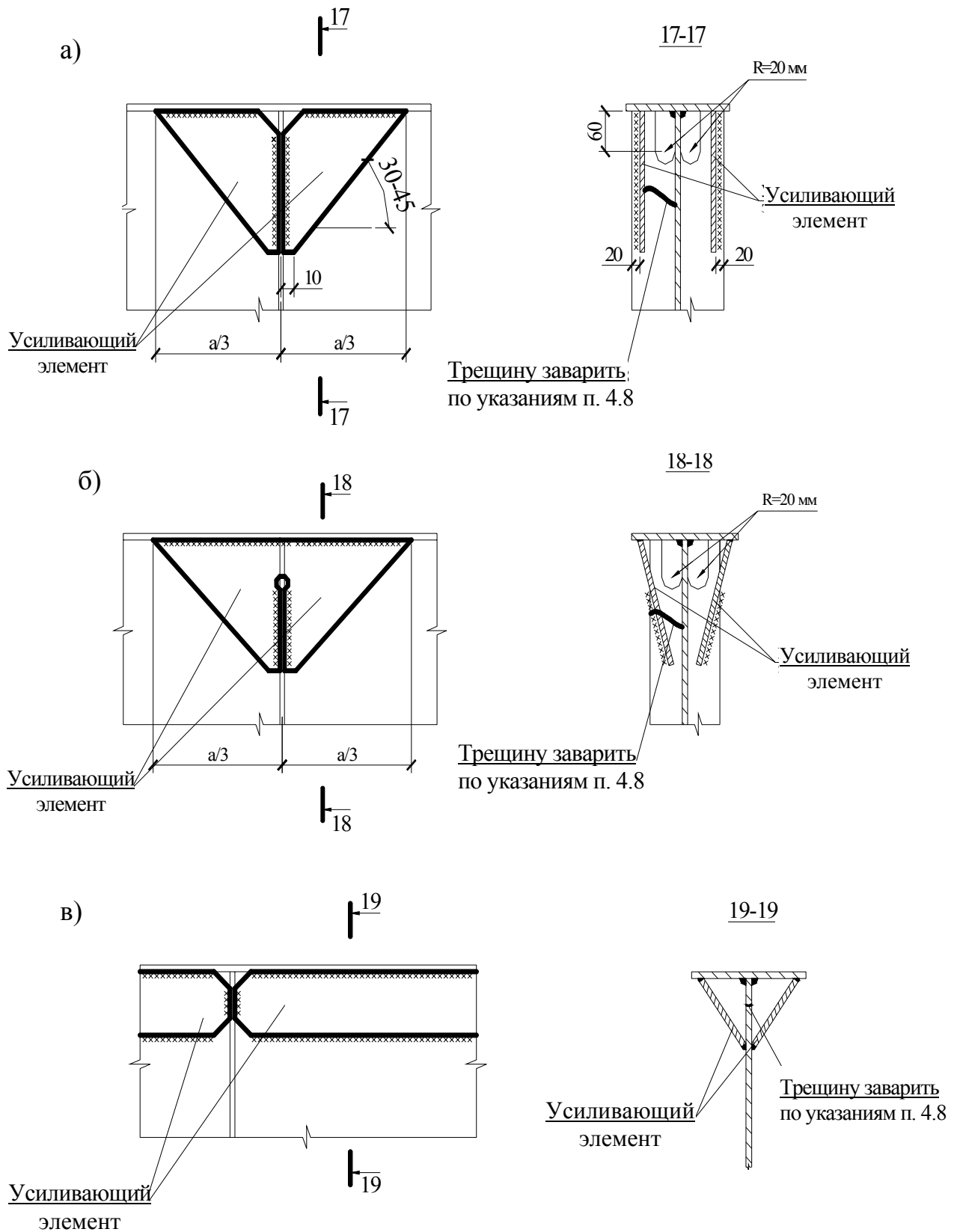
При заварке трещин, расположенных в верхней части стенки и ребер жесткости подкрановых балок, целесообразно выполнять жесткое усиление (рис. 4.13, а – в), при этом для уменьшения концентрации напряжений рекомендуется сделать вырезы в ребрах жесткости по схеме рис. 4.13, а, б.



**Рис. 4.11. Подготовка трещины к заварке**

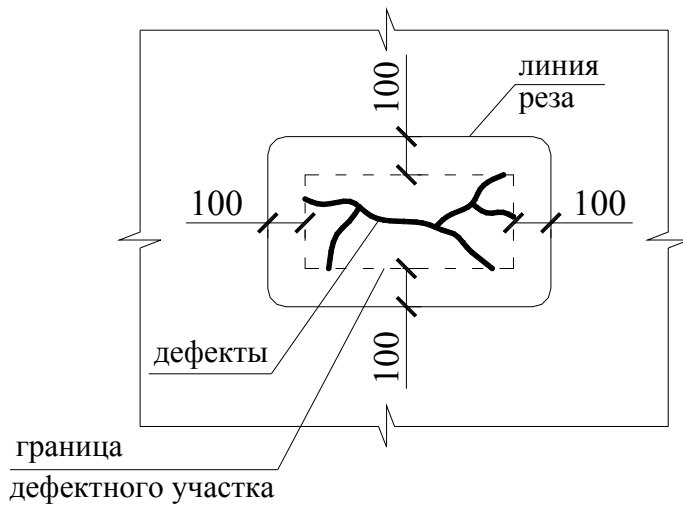


**Рис. 4.12. Последовательность заварки трещин:**  
*а, б – выходящих на свободную кромку; в, г – в средней части листа;*  
*1 – 10 – последовательность наложения швов*

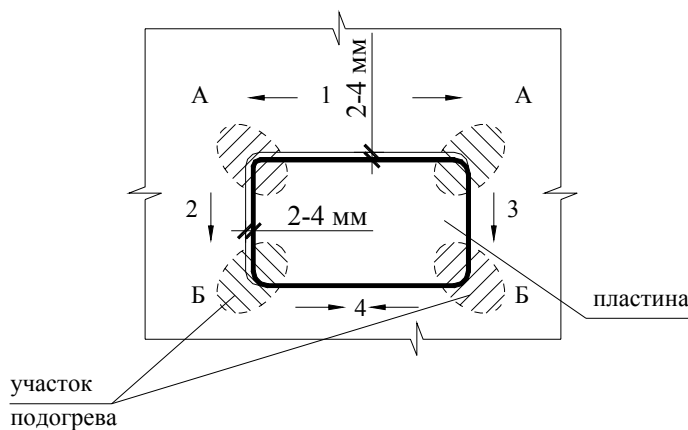


**Рис. 4.13. Усиление верхней зоны подкрановых балок  
а – в – варианты усиления**

Дефектные места в стенках балок и колонн (разветвления трещин, вырывы, прожоги и т.п.) удаляют в виде вырезов, предпочтительно прямоугольной формы с закругленными углами (рис. 4.14) по высоте и ширине на 100 мм больше дефектного участка (с каждой стороны).



**Рис. 4.14. Вырез дефектного участка**



**Рис. 4.15. Участки подогрева и последовательность сварки вставки**

Вырез усиливают с помощью вставки или накладки. Вварку вставок необходимо выполнять с компенсацией сварочных деформаций. На участке замыкания швов необходимо устранить причины, вызывающие охрупчивание металла (дефекты в стыке, науглероживание, попадание влаги и т.п.). Рекомендуется вваривать вставки с использованием подогрева (рис. 4.15), при этом по двум кромкам устанавливают зазор 2 – 4 мм. Шов заваривают обратноступенчатым методом в направлении от середины к углам вставки. После его остывания нагревают участки основного металла А и тем же методом выполняют швы 2 и 3. В последнюю очередь нагревают участки Б и обратноступенчатым методом наносится шов 4 в направлении от Б к середине. При усилении элементов конструкций в местах местных

повреждений (вырывов, локальной гибели, смаловки и размолвки и т.п.) рекомендуется использовать конструктивные решения, не требующие выполнения работ по подгонке деталей усиления путем их выгиба для фигурного реза.

При замене дефектных заклепок высокопрочными болтами допускается не рассверливать отверстия, подбирая наружный диаметр болта на 1 – 3 мм меньше диаметра отверстия под заклепку.

При частичной замене заклепок высокопрочными болтами с целью повышения выносливости соединения подлежат замене заклепки в двух-трех поперечных рядах об края фасонки.

Примеры расчета усиливаемых конструкций и элементов будут даны в отдельном пособии.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии изложены основные приемы усиления стальных конструкций на основе обобщения теории и практики. Материал учебного пособия шире регламентированного учебной программой, он позволяет студентам углублять знания по отдельным вопросам усиления конструкций.

Последние годы значительно увеличилось количество научных публикаций, а следовательно, и исследований в области усиления конструкций.

Перспективными являются исследования вероятностных методов расчета существующих конструкций и их практическое применение в инженерной практике, поскольку отсутствуют приборы для определения прочностных свойств стали, достаточно мобильные, позволяющие получать необходимый объем данных для статистической обработки и получения расчетных сопротивлений.

Необходимо дальнейшее приближение расчетных схем (моделей) к реальным конструкциям, а также совершенствование инженерных способов усиления стальных конструкций, работающих в различных условиях.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции нормы проектирования. М., 1990. – 92 с.
2. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 3. – М. : АСВ, 1999. – 520 с.
3. *Бирюлев, В. В.* Проектирование металлических конструкций, Спецкурс / В. В. Бирюлев [и др.]. – Л. : Стройиздат, 1990. – 431 с.
4. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81\*) / Госстрой СССР. – М., 1989. – 174 с.
5. *Конаков, А. И.* Отказы и усиление строительных металлических конструкций / А. И. Конаков, А. П. Махов // Обзор инф. ВНИИНС. – Сер. 8. – 1981. – Вып. 4. – С. 7 – 10.
6. *Валь, В. Н.* Усиление стальных конструкций одноэтажных производственных зданий при их реконструкции / В. Н. Валь [и др.]. – М. : Стройиздат, 1987. – 270 с.
7. *Горохов, Е. В.* Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции / Е. В. Горохов [и др.]. ; под ред. Е. В. Горохова. – М. : Стройиздат, 1994. – 469 с.
8. *Крылов, И. И.* Эффективные способы повышения ресурса выносливости сварных подкрановых балок / И. И. Крылов, В. С. Демин // Изв. вузов. Строительство. – 2002. – № 11. – С. 4 – 8.
9. *Крылов И. И.* Обследование сооружений / И. И. Крылов, В. С. Демин ; под ред. О. В. Лужина. – М. : СИ, 1987. – 282 с.
10. Реконструкция промышленных предприятий. В 2 т. Т. 1 . Справ. строителя. – М. : СИ, 1990. – 563 с.
11. *Нежданов, К. К.* Предложения по повышению долговечности подкрановых конструкций, совершенствованию конструктивной формы и методов расчета на выносливость / К. К. Нежданов, В. А. Туманов // Изв. вузов. Строительство. – 2002. – № 12. – С. 113 – 116.

## Оглавление

Введение .....	3
1. СОСТОЯНИЕ И АВАРИЙНОСТЬ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ .....	4
2. ОТКЛОНЕНИЯ, ДЕФЕКТЫ И ПОВРЕЖДЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ .....	5
2.1. Общая характеристика, понятия.....	5
2.2. Выбор адекватной расчетной схемы.....	7
2.3. Назначение расчетного сопротивления стали.....	8
2.4. Проверочный расчет конструкций .....	8
2.5. Проверка на хрупкую прочность.....	16
2.6. Оценка долговечности сварных подкрановых балок по ресурсу усталости .....	19
3. УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	20
3.1. Общие положения .....	20
3.2. Резервы несущей способности .....	24
3.3. Усиление балок .....	33
3.4. Особенности усиления подкрановых балок .....	38
3.5. Усиление стропильных ферм.....	41
3.6. Усиление колонн и поперечника промздания в целом .....	46
3.7. Усиление эстакад, транспортных галерей, опор трубопроводов и электропередач.....	52
3.8. Основные требования к технологии работ по усилению.....	54
4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ УСИЛЕНИИ УВЕЛИЧЕНИЕМ СЕЧЕНИЙ.....	56
4.1. Общие положения .....	56
4.2. Присоединение элементов усиления .....	59
4.3. Определение требуемой площади элементов усиления .....	61
4.4. Расчет усиленных элементов на прочность .....	63
4.5. Расчет усиленных элементов на устойчивость .....	67
4.6. Усиление балок ламелями.....	71
4.7. Усиление соединений и присоединение элементов усиления .....	78
4.8. Устранение дефектов и повреждений.....	78
Заключение .....	93
Библиографический список.....	94

Учебное издание

МИХАЙЛОВ Василий Васильевич  
МАКАРЬЕВ Юрий Александрович

УСИЛЕНИЕ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Редактор Р.С. Кузина  
Технический редактор Н. В. Тупицына  
Корректор В.В. Гурова  
Компьютерная верстка С.В. Павлухиной

Подписано в печать 05.05.06.

Формат 60x84/16. Бумага для множит. техники. Гарнитура Таймс.  
Печать на ризографе. Усл. печ. л. 5,58. Уч.-изд. л. 5,83. Тираж 150 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета.  
600000, Владимир, ул. Горького, 87.