

## **4. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ПРАКТИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ПО РАЗДЕЛАМ УЧЕБНОЙ ПРОГРАММЫ**

### **Раздел I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

#### **Тема 1.1. Номенклатура, область применения**

*История использования металлических конструкций* насчитывает около двух тысячелетий. Первые металлические конструкции изготавливались из так называемого кричного железа, которое из-за несовершенного метода получения имело пористую и неоднородную структуру, а, в связи с этим, низкую прочность и высокую деформативность.

В период (от XII до начала XVII в.) металлические конструкции применялись в уникальных к тому времени сооружениях (церквей, дворцов и др.), выковывались из кричного железа в виде затяжек, распоров, скреп для каменной кладки. Соединение элементов осуществлялись на проушинах и штырях. Одним из первых таких конструкций являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.).

С начала XVIII до середины XIX веков металлические конструкции изготавливались преимущественно из чугуна. Используя хорошие литейные свойства чугуна, а также высокую коррозийную стойкость, строители Западной Европы и Российской Империи изготавливали из него, прежде всего, пролетные строения мостов. Первый чугунный мост был изготовлен в Англии в 1779 году, а в России в Петербурге в 1784 году. Тогда же с использованием металлоконструкций были воздвигнуты известнейшие общественные объекты: театр французской комедии (1786 г.), Александрийский театр (1830 г.), Зимний дворец (1837 г.), купол Исаакиевского собора (1840-х гг.) и др. Существенно усложнились конструктивные формы: появились арочные конструкции и шпренгельные балки. Для металлических деталей использовались уже уголки и швеллеры, изготавливаемые гнутьем разогретых полос. С 1830 года для соединений металлических конструкций стали применяться заклепки.

С середины XIX и начала XX веков, характеризуется бурным развитием металлических конструкций. В это время появились эффективные способы выплавки стали, которая и становится доминирующим металлом в строительстве. В 1840 г. Был освоен процесс получения профильного металла и прокатного листа. Другим фактором, обусловившим резкое увеличение объемов изготовления металлоконструкций, явилось изобретение в 1881 году в России электросварки. На этот период приходится появление новых конструктивных форм: плоских стержневых конструкций (ферм),

рамно-арочных систем, стержневых башен, листовых висячих покрытий, стальных резервуаров. Тогда же был освоен прокат стали - появились уголки, швеллеры, двутавры.

Множество замечательных сооружений было построено в этот период: павильоны парижских выставок (1867, 1878, 1889 гг.), где пролеты достигли 115 м, Эйфелева башня (1889 г.), павильоны ярмарки в Нижнем Новгороде (1896 г.), дебаркадер Киевского вокзала (1913 г.), ажурные стержневые башни Шухова в Москве и т.д. В это же время было возведено первое производственное здание со стальным каркасом (США) и множество стальных железнодорожных мостов.

Во второй половине XX века, кроме применения обычных сталей, широкое применение получили легированные стали и сплавы алюминия. Были разработаны предварительно напряженные металлоконструкции, вантовые покрытия, пространственные стержневые конструкции (структуры), тонколистовые металлические оболочки покрытий зданий и сооружений, трансформируемые конструкции. Были усовершенствованы сечения профилей, появились профили с параллельными гранями полок и профили (в основном из сплава алюминия), изготавливаемые методом прессования. Основным видом соединения осталась сварка. Кроме того, получили распространение соединения на обычных и на высокопрочных болтах, стали применяться kleевые соединения и соединения на дюбелях. Значительным событием явилась разработка и внедрение нового метода расчета конструкции по предельным состояниям.

Среди уникальных сооружений XX века с использованием металлических конструкций можно назвать, прежде всего, олимпийские объекты в Торонто, Мюнхене и Москве, среди которых следует выделить крытый стадион размером в плане 224x183 м и велотрек размером 168x138 м в Москве, мост пролетом 1420 м в Англии, стальные каркасы небоскребов в США и Малайзии, башня высотой 370 м в Киеве, мачта высотой 646 м в Польше.

В РБ к уникальным объектам XX и XXI веков с применением металлических конструкций можно отнести: Дворец спорта, Легкоатлетический манеж, Футбольный манеж, Минск-арена, Конькобежный стадион, Велотрек, Крытый каток.

**Номенклатура металлических конструкций.** Металлические конструкции применяются сегодня во всех видах зданий и инженерных сооружений, особенно если необходимы значительные пролеты, высота и нагрузки. Потребность в металлических конструкциях очень велика и

непрерывно увеличивается. В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на семь видов:

1. Промышленные здания, в том числе здания тепловых и атомных электростанций. Каркасы промышленных зданий бывают полностью металлическими и смешанными (металлическое покрытие по железобетонным колоннам). Промышленные здания при необходимости оборудуются мостовыми и подвесными кранами.

2. Большепролетные здания. Это, как правило, здания общественного назначения: спортивные, рынки, павильоны, ангары. Они имеют пролеты до 100 – 150 м. Для большепролетных зданий применяются балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные конструктивные схемы каркасов.

3. Мосты, эстакады. В конструктивном отношении мосты и эстакады имеют разнообразные системы: балочные, арочные, висячие, комбинированные.

4. Листовые конструкции. Листовые конструкции применяются в резервуарах, газгольдерах, бункерах, баках, метантенках, трубопроводах большого диаметра.

5. Башни, мачты. Применяются для радио, телевидения и сотовой связи, в геодезической службе, в опорах линий электропередач, в нефтяных вышках, дымовых и вентиляционных трубах.

6. Каркасы многоэтажных зданий. Применяются в промышленных и гражданских зданиях.

7. Прочие конструкции. К ним относятся каркасы радиотелескопов, трамплинов, платформ по разводке нефти, газа в море, каркасы надшахтных копров, конструкции атомной энергетики и др.

## **Тема 1.2. Основные особенности металлических конструкций и предъявляемые к ним требования**

Металлические конструкции характеризуются большим разнообразием систем и конструктивных форм. Однако они объединены двумя основными факторами:

1) Исходным материалом для всех конструкций является прокатный металл, выпускаемый по единому сортаменту;

2) Все конструкции имеют единый технологический процесс изготовления, в основе которого лежит холодная обработка металла, и имеют единый вид соединения деталей в конструктивные элементы (на сварке и на болтах).

*Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:*

1. Надежность. Надежность обеспечивается совпадением действительной работы конструкций в упругой стадии с расчетными

предпосылками. Материал металлических конструкций однороден и изотропен.

2. Легкость. Металлические конструкции легче каменных, деревянных и железобетонных. Легкость конструкций с определяется отношением плотности материала  $p$  к его расчетному значению предела текучести  $f_{yd}$  ( $f_{yd} = R_y$ , где  $R_y$  – обозначение расчетного значения предела текучести по СНиП II-23-81)

$$c = p / f_{yd} .$$

Чем меньше  $c$ , тем относительно легче конструкция.

Например, для малоуглеродистой стали  $c = 3,7 \cdot 10^{-4}$  (1/м), для бетона класса С 25/30  $c = 1,85 \cdot 10^{-3}$  (1/м), для дерева  $5,4 \cdot 10^{-4}$  (1/м). Таким образом, из рассмотренных конструкций металлические являются самыми легкими.

3. Индустриальность. Металлические конструкции изготавливаются на заводах ЗМК с высокой степенью заводской готовности. Монтаж конструкций производится индустриальными методами с применением высокопроизводительной техники.

4. Непроницаемость. Непроницаемость обеспечивается высокой плотностью металлов. Непроницаемость является необходимым условием для применения металлических конструкций в резервуарах, газгольдерах, трубопроводах и т.п.

5. Разнообразие конструктивных форм, эстетичность. Металлические конструкции позволяют использовать различные оригинальные очертания зданий и сооружений, отличающиеся изяществом форм и конструктивных решений.

6. РемонтноПригодность и сохраняемость металлического фонда (эксплуатация, разборка и переплавка).

*Металлические конструкции имеют недостатки:*

1. Коррозия. Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов, покрытием конструкций защитными пленками (лаками, красками, эмалями и т.п.), выбором рациональной конструктивной формы элементов (без щелей, пазух). Коррозионная стойкость алюминиевых сплавов и чугуна значительно выше коррозионной стойкости стали.

2. Небольшая огнестойкость. У сталей при повышении температуры  $t \geq 200^{\circ}\text{C}$  уменьшается модуль упругости  $E$  уменьшается и при  $t \geq 500^{\circ}\text{C} - 550^{\circ}\text{C}$  модуль упругости равен  $E=0$  (закон Гука  $\sigma = E\varepsilon$ ), наступает температурная пластичность. Повышение огнестойкости конструкции достигается легированием стали, их защитой огнестойкими облицовками (вспучивающимися покрытиями, матами из минеральной ваты,

гипсокартонными плитами, строительным раствором, бетоном, керамикой и т.п.).

При проектировании металлических конструкций необходимо учитывать следующие требования технического прогресса:

1. Условия эксплуатации.
2. Экономию металла.
3. Транспортабельность.
4. Технологичность в изготовлении.
5. Скоростной монтаж.

6. Долговечность (физический и моральный износ; физический износ связан с процессами коррозии, а также с повреждениями и дефектами, а моральный – с изменением условий эксплуатации).

7. Эстетичность (гармоничные формы).

Основные направления развития металлостроительства:

1. Снижение массы конструкций.
2. Технологичность в изготовлении.
3. Технологичность в монтаже.
4. Снижение стоимости эксплуатации конструкций.

Развитие этих направлений может осуществляться через принцип типизации и унификации конструкций (типовые серии, типовые здания). В конечном итоге это приводит к повышению качества проектирования, изготовления и монтажа конструкций, а также к снижению стоимости их возведения и эксплуатации.

## **Раздел II. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ. РАБОТА МАТЕРИАЛА.**

### **Тема 2.1. Строительные стали и алюминиевые сплавы**

Сталь – это сплав железа с углеродом (углерода до 2%) и легирующими компонентами (которые вводятся для улучшения свойства стали) и вредными примесями (которые попадают из руды или образуются в процессе выплавки).

Качество стали определяется ее механическими характеристиками (прочность, упругость, пластичность, хрупкость) и свариваемостью, которая зависит от химического состава и технологии производства стали.

Прочность стали характеризуется сопротивлением материала внешним воздействиям без разрушения, к которым относятся:

– характеристические значения предела текучести  $f_{yk}$  ( $\sigma_y$ ) и предела прочности  $f_{uk}$  ( $\sigma_u$ ), (в скобках обозначения предела текучести и предела

прочности соответствуют СНиП); в европейских нормах (EN) соответственно обозначения приняты  $f_y$  и  $f_u$ ; ;

- упругость – пределом пропорциональности  $\sigma_p$ ;
- пластичность – относительной деформацией  $\varepsilon$  ;
- хрупкость – показателем ударной вязкости КС при различных температурах.

По химическому составу стали подразделяются на углеродистые и легированные.

Для углеродистых сталей, прочность определяется содержанием углерода (легирующие элементы специально не вводятся). Стали по содержанию углерода подразделяются на:

- малоуглеродистые , содержание углерода до 0,25% ;
- среднеуглеродистые, содержание углерода 0,25 – 0,6%
- высокоуглеродистые, содержание углерода 0,6-2%.

Для строительных металлических конструкций применяют малоуглеродистые стали, поскольку они обладают высокой прочностью, пластичностью, хорошо сваривается.

В легированных сталях содержание углерода до 0,18%, прочность стали повышают добавлением легирующих элементов, таких как марганец (Г), кремний (С), медь (Д), алюминий (Ю), никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), молибден (М), титан (Т) и др., ( в скобках принято обозначение элементов в соответствии с ГОСТ).

В зависимости от содержания легирующих компонентов, которые вводятся для улучшения свойств стали, стали делятся на:

- низколегированные, суммарное содержание легирующих элементов до 2,5%;
- среднелегированные, легирующих элементов 2,5 – 10%;
- высоколегированные, легирующих элементов более 10%;

За счет введения легирующих компонентов прочность стали значительно повышается (в 1,5-2 и более раза), но сталь становится менее пластичной, хуже сваривается. Влияние химических элементов на свойства стали указано в таблице 2.1.

Таблица 2.1 Влияние химических элементов на свойства стали

Наименование хим. элемента	Символ в марках стали	$f_{ук}$	$f_{ик}$	$\varepsilon$	КС	Свариваемость	Коррозионная стойкость
Углерод		+	++	=	-	-	0
Кремний	С	+	+	-	=	-	-
Марганец	Г	+	+	-	+	0	+
Медь	Д	+	+	0	0	-	++
Хром	Х	+	+	0	+	0	+
Никель	Н						
Фосфор	П	+	+	=	=	-	+
Сера		-	-	0	-	0	0
Алюминий	Ю	0	0	0	+	0	0
Примечания: Знак «+» обозначает увеличение (улучшение); «++» означает значительное увеличение; «-» уменьшение (ухудшение); «=» означает значительное уменьшение; «0» не влияет.							

При выплавке стали из руды остаются **вредные примеси** такие как сера S и фосфор P, из воздуха в расплавленный металл попадают водород, кислород и азот, все эти примеси ухудшают качество стали. Сера уменьшает прочностные характеристики и главное делает ее красноломкой (хрупкой и склонной к образованию трещин при температуре 800 – 1000°C), что влечет за собой появление сварочных трещин. Фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хладноломкой (хрупкой при отрицательных температурах). Водород, кислород и азот ухудшают структуру стали и способствуют увеличению ее хрупкости.

Для строительных металлических конструкций применяют в основном низколегированные стали (и среднелегированные с содержанием легирующих компонентов до 5%), которые относительно хорошо свариваются. Среднелегированные и высоколегированные стали (конструкционные и инструментальные), как правило, используются в других отраслях промышленности.

### **2.1.1. Малоуглеродистые стали.**

Поставляют по ГОСТ 380-2005, ГОСТ 535-2005 и ГОСТ 27772-2021.

Стали с одинаковым химическим составом и механическими свойствами составляют одну марку. По этому ГОСТ 380 и ГОСТ 535 стали маркируют Ст0, Ст1, СТ2, СТ3, СТ4, СТ5 и Ст6. Для строительных конструкций применяют Ст3, а именно Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп и Ст3Гпс. Цифры 1,2...6 обозначают условный порядковый номер стали, чем больше цифра, тем большее содержание в ней углерода. Для стали Ст3 содержание углерода 0,14  $\div$  0,22%, предел текучести  $f_{ук} = 235 \div 255$  МПа и предел прочности  $f_{ук} = 360 \div 380$  МПа, чем толще прокат, тем прочностные свойства стали ниже, эта сталь хорошо сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «сп» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). При разливе стали в изложницы она кипит, бурно выделяются, имеющиеся в ней газы способствуют образованию газовых пузырей (дефектов кристаллической решетки) и расслоению металла при прокатке. Для того чтобы сталь застывала спокойно в расплавленный металл в ковше добавляют раскислители, обычно это кремний (С), для Ст3сп, содержание кремния 0,15  $\div$  0,3%, для Ст3пс, содержание кремния 0,05  $\div$  0,15%, для Ст3кп, содержание кремния не более 0,05 %. Спокойная сталь имеет лучшую, упорядоченную, мелкозернистую структуру и однородное строение, более высокие прочностные свойства. Эти показатели в полуспокойной и кипящей стальях соответственно ниже, поэтому для ответственных конструкций с большими усилиями, а также при знакопеременных и вибрационных воздействиях и низких отрицательных температурах эксплуатации применяют спокойные стали, в менее ответственных – полуспокойные и кипящие стали. Кроме кремния хорошими раскислителями являются марганец, алюминий и титан. Сталь Ст3Гпс имеет содержание кремния не более 0,15 %, дополнительно раскислена марганцем (0,8  $\div$  1,1%), относится к спокойной стали.

При проектировании стальных конструкций применяют строительные конструкционные стали по ГОСТ 27772-2021г. Этому документу был присвоен статус Межгосударственного стандарта. В соответствии с этим стандартом строительные стали обозначаются: С235, С245, С255, С345, С355, С375 и др., где С - строительная сталь, а цифра – предел текучести в МПа наиболее тонкого листа проката. По способу раскисления сталь С235 относится к кипящей (кп), С245 – к полуспокойной (пс) и С255 – к спокойной (сп) стальям. Стали С345, С355, С375 и др (относятся к низколегированным) – по способу раскисления являются спокойными.

Механические характеристики сталей определяются: предел текучести и предел прочности на образцах по результатам испытаний на растяжение, ударная вязкость – испытаниями на удар образцов типа КСУ и КСВ. Чтобы исключить хрупкое разрушение при самой низкой температуре эксплуатации минимальное значение ударной вязкости для таких образцов при положительной «+20°C, 0°C» и отрицательной «-20°C, -40°C» температуре должны быть не менее 29 Дж/см<sup>2</sup> для образцов типа КСУ и не менее 34 Дж/см<sup>2</sup> для образцов типа КСВ. Выбор стали для конструкции принимается в зависимости от условий эксплуатации здания или сооружения.

### **2.1.2. Низколегированные стали.**

Низколегированные стали относятся к сталям повышенной прочности. Содержание углерода не более 0,18%, а повышение прочности достигается введением легирующих элементов. Обозначение марок построено по следующему принципу: первые цифры обозначают среднее количество углерода в сотых долях процента, буквы показывают наличие легирующих компонентов, цифры за буквами указывают количество легирующих компонентов в целых процентах (цифра 1 обычно не проставляется); если легирующего компонента меньше 0,3%, то он в обозначение марки не вводится. Например, 15ХСНД (ГОСТ 19282) обозначает сталь со средним содержанием углерода 0,15%, легированную хромом, кремнием, никелем и медью в количествах более 0,3% и менее 1% каждого; 09Г2С (ГОСТ 19282) – сталь со средним содержанием углерода 0,09%, легированную марганцем до 2% и кремнием в количестве более 0,3% и менее 1% (содержание количества всех компонентов и вредных примесей приводится в ГОСТах и в таблице 2.1).

В соответствии с ГОСТ 27772 к низколегированным сталям относятся стали С345, С355, С375, С390 и др. Например, С345, сталь с пределом текучести 345 МПа.

### **2.1.3 Европейский Стандарт сталей по Еврокоду.**

Европейский стандарт к конструкционным сталям EN 10025 подготовлен Техническим комитетом ECISS/TC 10 (Европейский комитет по стандартизации железа и чугуна) “Конструкционные стали – Марки и качество”, одобрен CEN (Европейским комитетом по стандартизации) 1 апреля 2004 г. Европейскому стандарту присвоен статус Национального стандарта без каких-либо изменений для стран ЕС. Вступающие с ним в противоречие национальные стандарты стран CEN должны были быть убраны из обращения.

В данном документе определены восемь марок стали S185, S235, S275, S355, S450, E295, E335, E360. Они различаются по своим механическим свойствам. Символ S принят для конструкционной стали, символ Е - для инженерной стали. Цифра обозначает – номинальное значение предела текучести  $f_y$  в МПа. Для проверки соответствия конструкции EN 1993 1-1 и достаточности пластичности к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u / f_y \geq 1,10$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_o}$ , где  $A_o$  – площадь поперечного сечения);  $\varepsilon_u \geq 15 \varepsilon_y$  ( $\varepsilon_u$  – деформация предела прочности, а  $\varepsilon_y$  - деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u / f_y \geq 1,15$ ; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца  $5,65\sqrt{A_o}$ );  $\varepsilon_u \geq 20 \varepsilon_y$ .

Модуль упругости при расчете принят равным  $E = 2,1 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>, что на 2% отличается от наших норм ( $E = 2,06 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>).

По качеству стали различаются в зависимости от заданных требований к работе удара (ударной вязкости). Марки стали S235 и S275 могут поставляться с качеством JR, J0 и J2. Марка S355 может поставляться с качеством JR, J0, J2 и K2. Марка S450 поставляется с качеством J0. Для всех сталей гарантируется значение ударной вязкости на образцах типа KCV, значение которого должно быть не менее 27 дж/см<sup>2</sup>, для JR - при  $t = +20^\circ$  C; J0 - при  $t = 0^\circ$  C; J2 - при  $t = -20^\circ$  C и K2 - при  $t = -40^\circ$  C.

Способы раскисления стали обозначаются следующим образом: FN - неуспокоенная (кипящая) сталь, которая не допускается; FF - полностью раскисленная сталь, содержащая азотосвязывающие элементы в количестве, достаточном для связывания присутствующего азота (например, 0,020 % общего алюминия минимум). Обычно в качестве руководства принимается минимальное соотношение алюминия к азоту 2:1, если не присутствуют другие азотосвязывающие элементы. Раскисление стали осуществляется добавками Al, Si, Mn, Ti.

Стали могут поставляться в катаном состоянии (+AR), это состояние поставки без проведения какой-либо специальной прокатки и/или термообработки. Нормализующая прокатка (+N), это такой процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном диапазоне и в результате которого состояние материала эквивалентно состоянию, достигаемому после нормализации, с тем, чтобы заданные значения механических свойств сохранялись даже после нормализации. Термомеханическая прокатка (M), процесс прокатки, при котором конечная деформация производится в определенном температурном

диапазоне и в результате которого материал приобретает такие свойства, которые не могут быть достигнуты или повторены только с помощью термообработки. Можно относить процессы, в которых используется охлаждение с повышенной скоростью, в том числе самоотпуск, но исключая прямую закалку и закалку и отпуск. Температурный режим очень важен, поскольку последующий нагрев свыше 580°C может снизить значение прочности. (В некоторых публикациях также используется аббревиатура TMCP (термомеханический контролируемый процесс)).

Ниже приведен пример маркировки стали по стандарту EN:

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR)

Обозначение включает:

- номер данного документа (EN 10025-2);
- название стали, символ S (для конструкционной стали);
- минимальное значение заданного предела текучести в МПа (1 МПа = 1 Н/мм<sup>2</sup>) для толщин ≤ 16 мм;
  - обозначение качества стали относительно заданных значений работы удара (JR, J0, J2 и K2);
  - символ С пригодность к отбортовке в холодном состоянии;
  - указание «+N или +AR», если продукция заказывается и поставляется в состоянии нормализующей прокатки или в катаном состоянии.

Для данного примера указанная марка стали будет читаться: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести 355 МПа при температуре окружающей среды равной 0°C, минимальная величина работы удара 27 Дж при t= 0°C (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

В таблице 2.2 приведена выборка химического состава и значение ударной вязкости стали из стандарта EN 10025-2 и ГОСТ 27772.

Таблица 2. 2. Химический состав стали и значение ударной вязкости.

Обоз- наче- ние	Спо- соб рас- кисле- ния	С в % max для номинальной толщины продукции в мм			Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Cu %	Работа удара (ударная вязкость)
		≤ 16	> 16	≤ 40	max	% max	% max	% max	% max	% max	% max	
По EN 10025-2 (FN – неуспокоенная (кипящая) сталь не допускается); (FF—полностью раскисленная сталь)												
S235JR	FN	0,17	0,17	0,20	-	1.4	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27
S235J0	FN	0,17	0,17	0,17	-	1.4	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27
S235J2	FF	0,17	0,17	0,17	-	1.4	0,025	0,025	-	-	0,55	27
												t° C дж/см <sup>2</sup>
												+20
												0
												-20

S355JR	FN	0,24	0,24	0,24	0,55	1,6	0,035	0,035	0,12	-	0,55	27	+20
S355J0	FN	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,030	0,030	0,12	-	0,55	27	0
S355J2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	27	-20
S355K2	FF	0,20j	0,20k	0,22	0,55	1,6	0,025	0,025	-	-	0,55	40	-40
По ГОСТ 27772-2021 ( кп - кипящая сталь, допускается для 3 и 4 групп конструкций);												KCV KCU дж/см <sup>2</sup>	t° C
C235	кп	0,22	0,22	0,22	0,05	0,6	0,04	0,04	0,3	0,3	0,3	-	-
C245	пс	0,22	0,22	0,22	0,06-0,15	1,0	0,04	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 0
C255	сп	0,17	0,17	0,17	0,15-0,3	1,0	0,035	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 -40
C345	сп	0,15	0,15	0,15	0,8	1,3-1,7	0,03	0,025	0,3	0,3	0,3	34 29	-20 -40
C355	сп	0,14	0,14	0,14	0,15-0,8	1-1,8	0,025	0,025	0,3	0,3	0,3	34	-20 -40

Анализ химического состава стали показывает, что по ГОСТ содержание углерода должно быть не более 0,22%, вредных примесей: сера - S ≤ 0,04% для стали С235 и других марок - S ≤ 0,025%, фосфор - P ≤ 0,04% для сталей С235 и С245 и других марок- P ≤ 0,035%0,025%, более повышенное содержание Ni и Xr. Повышенное содержание S способствует явлению красноломкости в стали, P повышает хрупкость при понижении температуры, ухудшается свариваемость стали. Несвязанный азот способствует старению стали. Улучшение свойств сталей достигается термической обработкой - нормализацией.

По EN для стали S235 содержание С должно быть не более 0,17%, сталь более чистая по содержанию примесей - S ≤ (0,035-0025%), P ≤ (0,035-0025%) и N, качество стали выше и достигается повышением чистоты сталей по химическому составу, по содержанию ликваций и неметаллических включений, проведению нормализующей и термомеханической прокатки.

#### 2.1.4. Структура стали

Структура малоуглеродистой стали, определяющая её механические свойства, зависит от температуры охлаждения. Температура плавления чистого железа 1535°C. При охлаждении (ниже 1535°C) в процессе кристаллизации образуется так называемое δ-железо, имеющее кристаллическую решётку объёмно центрированного куба (ОЦК-решётку) (рис. 2.1, а).

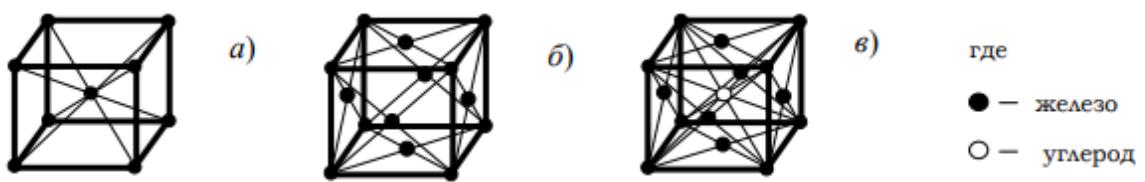


Рис 2.1 Структурное превращение железа

При температуре 1400°С железо находится в твердом состоянии и в процессе охлаждения происходит изменение структуры и образование из б-железа – структуры γ-железо, обладающей гранецентрированной решеткой (ГЦК- решеткой) рис. 2.1, б. При остывании вплоть до температуры, примерно, 910°С образуется твердый раствор углерода в γ-железе, называемый аустенитом, в котором атомы углерода располагаются в центре ГЦК- решетки (рис. 2.1, в).

При температуре ниже 910°С начинается распад аустенита. Образующееся α-железо с ОЦК-решеткой, называется ферритом; α-железо в отличие от γ-железа плохо растворяет углерод, и поэтому его в феррите содержится незначительное количество. Свободный углерод входит в химическое соединение с железом, образуя карбид железа  $\text{Fe}_3\text{C}$ , называемого цементитом. По мере выделения феррита из аустенита, последний все более обогащается углеродом и при температуре 723°С превращается в перлит - смесь, состоящую из пластинок феррита и цементита (карбида железа  $\text{Fe}_3\text{C}$ ). Таким образом, при нормальной температуре сталь состоит из двух основных фаз – феррита и цементита, которые образуют самостоятельные зерна, а также входят в виде пластинок в состав перлита (светлые зерна – феррит, темные – перлит и цементита) (рис.2.2).



Рис 2.2 Микроструктура малоуглеродистой стали, полученная на шлифе (зерна феррита – светлая окраска, перлита и цементита – темная).

Феррит весьма пластичен и малопрочен, цементит тверд, обладает высокой прочностью и хрупок, перлит обладает промежуточными свойствами между ними. В зависимости от содержания углерода преобладает та или иная структурная составляющая. Величина зерна оказывает значительное влияние на механические свойства стали. Чем меньше зерна, тем выше качество стали.

Структура низколегированной стали аналогична малоуглеродистой стали. Углерода в низколегированных сталях обычно не более 0,18%. Введение легирующих добавок упрочняет ферритовую основу и прослойки между зернами, сталь становится более прочная, но менее пластичная.

### **2.1.5. Термическая обработка стали**

Значительное повышение прочности, деформативности и других свойств стали помимо легирования достигают термической обработкой благодаря тому, что под влиянием температуры, а также режима нагрева и скорости охлаждения изменяется структура, величина зерна и растворимость легирующих элементов стали. Для улучшения свойств стали используются следующие виды термической обработки:

Нормализация – нагрев стали до температуры образования аустенита ( $> 910^0 \text{ С}$ ) и охлаждение на воздухе (при температуре  $\approx 20^0$ ). Нормализация способствует упорядочению структуры стали, снимает внутренние дефекты, уменьшает количество дефектов кристаллической решетки. В результате нормализации повышается прочность, пластичность и ударная вязкость.

Закалка – нагрев до температуры образования аустенита (весь перлит и феррит превращаются в аустенит) и последующее быстрое охлаждение. В результате быстрого охлаждения ГЦК-решетка превращается в тетрагональную решетку, при этом перемещения углерода для образования феррита и перлита произойти не успевают. В итоге закалки образуется структурная модификация, называемая мартенситом. Закалка увеличивает прочность стали, но снижает пластичность, что повышает склонность стали к хрупкому разрушению.

Отпуск. Эта термическая операция осуществляется после закалки. Металл нагревается до температуры  $600^0 - 680^0$  и затем медленно охлаждается в печи. В результате отпуска уменьшается внутреннее напряжение, образуется мелкозернистая ферритная структура. Сталь после отпуска обладает оптимальным сочетанием прочностных и пластических свойств.

Малоуглеродистые и низколегированные стали подвергаются термическому упрочнению. Для увеличения прочности и свойств стали часто применяют закалку с последующим отпуском.

### **2.1.6. Старение.**

При благоприятных обстоятельствах углерод, азот и карбиды других элементов выделяются и располагаются между зернами феррита и различных дефектов кристаллической решетки. Это приводит к повышению предела текучести, предела прочности, уменьшению пластичности и сопротивления хрупкому разрушению. Эта перестройка структуры и изменение свойств стали происходит в течении длительного времени, поэтому такое явление называется старением (естественным старением).

Старению способствуют: а) механические воздействия и особенно развитие пластических деформаций (механическое старение); б) температурные колебания, приводящие к изменению растворимости, диффузии компонентов и их выделению (термическое старение), нагрев до 150-200°C может резко увеличить процесс старения. При пластическом деформировании и последующем нагреве интенсивность старения резко повышается (искусственное старение).

Поскольку старение понижает сопротивление динамическим воздействиям и хрупкому разрушению, оно рассматривается как явление отрицательное. Наиболее подвержены старению загрязненные и насыщенные газами стали, например кипящие стали.

### **2.1.7. Алюминиевые сплавы.**

Алюминий по своим свойствам существенно отличается от стали. Его удельный вес  $2,64 - 2,8 \text{т}/\text{м}^3$ , т. е. он почти в 3 раза легче стали. Он менее жесток, модуль упругости  $E = 0,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ , что также в 3 раза меньше. Алюминий очень пластичен, малопрочен, предел прочности составляет 75-90 МПа

( $7,5 - 9 \text{ кН}/\text{см}^2$ ), предел текучести 30-40 МПа ( $3 - 4 \text{ кН}/\text{см}^2$ ), поэтому в чистом виде для строительных конструкций он не применяется.

Упрочняют алюминий легированием, нагартовкой (вытяжкой), термической обработкой (Т) и естественным или искусственным старением. Поэтому алюминиевые сплавы имеют большое количество марок (таблица 2.3).

1. Сплавы алюминия с магнием (например, марки АМг5В, АМг5), хорошо свариваются и весьма коррозиестойчивы. Предел прочности около 300-320 МПа, предел текучести около 160 МПа .

2. Сплавы алюминия с медью, магнием и небольшим количеством марганца (марки Д16-Т, Д1-Т и др.), называются дуралюмины. Они достаточно прочные, плохо свариваются и склонны к образованию трещин при высоких температурах, поэтому применяют для клепаных конструкций. Предел прочности около 400-520 МПа, предел текучести около 280-380 МПа.

3. Сплавы алюминия с кремнием и магнием, называют авиаалем (марки АВ-1Т и др.) Хорошо сваривается, очень стоек против коррозии. Предел прочности около 280-330 МПа, предел текучести около 230-280 МПа.

4. Высокопрочные сплавы (марки В95Т1 и др.) Основные компоненты: цинк, медь, марганец. Предел прочности около 500-550 МПа, предел текучести около 400-450 МПа.

5. Для сварных конструкций применяют магниевые сплавы, для клепанных – дуралюмин и авиааль, высокопрочные сплавы – в исключительных случаях.

Таблица 2.3. Некоторые сплавы алюминия, применяемые в строительстве.

Основные хим. элементы сплава	Обозначение сплава и вид обработки	Предел прочности $f_{uk}$ при растяжении, МПа
Al - Mg - Si (авиаль)	АД1М	250
Al - Mn	АМцМ	400
Al - Mg (магналий)	АМг2М	700
	АМг2Н2	1250
Al - Mg - Si	АД31Т	550
	АД31Т1	1200
	АД31Т4	550
	АД31Т5	1000
Al - Zn - Mg - Cu	1915	1750
	1915Т	1950
	1925	1750
	1935Т	1400

Алюминиевые сплавы поставляются большой частью механически или термически обработанными. Механическая обработка заключается в предварительной вытяжке металла до появления пластических деформаций. Такая обработка называется нагартовкой или полунагартовкой - в зависимости от степени пластического удлинения - и обозначается соответственно буквой "Н" и "Н2". Нагартовка увеличивает прочность сплава и уменьшает его пластичность. Полунагартовка оказывает аналогичное влияние, но в меньшей степени. Нагартовка и полунагартовка применяются преимущественно для термически неупрочняемых сплавов.

Термическая обработка алюминия применяется в виде отжига и закалки с последующим старением для улучшения механических свойств сплавов. Отжиг заключается в нагреве сплава до температуры 250...300° С с последующим медленным охлаждением. В результате отжига происходит снижение внутренних напряжений, измельчение зерен, улучшается механическая обрабатываемость. Сплавы, подвергшиеся отжигу, называются отожженными или мягкими, и после их обозначения ставится буква "М".

Сплавы, закаленные и состаренные в естественных условиях (при комнатной температуре), обозначаются буквой "Т". Те же сплавы, но при искусственном ускорении процесса старения (выдержке закаленного сплава при температуре 150...200° С в течение нескольких часов) имеют в конце обозначения "Т1". Сплавы алюминия, полузаакаленные естественно и искусственно состаренные обозначаются соответственно: "Т4" и "Т5". Сплавы алюминия с искусственным старением имеют более высокие механические характеристики по сравнению с естественно состаренными, но при этом их разупрочнение при сварке происходит в значительно большей степени. Тоже самое можно сказать и в отношении нагартованных сплавов.

Все сплавы алюминия, используемые для строительных конструкций, поставляются с гарантиями как по химическому составу, так и по механическим свойствам. Физические характеристики сплавов алюминия приведены в таблице 2.3.

Сплавы алюминия имеют ряд существенных преимуществ по сравнению со сталью, среди которых следует назвать следующие: меньшая масса, стойкость против коррозии, изготовление профилей более рациональной формы в связи с возможностью использования для этого метода прессования сохранение механических свойств при отрицательных температурах, лучший внешний вид и отсутствие искрообразований. К недостаткам сплавов алюминия следует отнести меньший модуль упругости, большой коэффициент линейного расширения, более сложную технологию сварки, разупрочнение некоторых сплавов при сварке, высокую стоимость.

В таблице 2.4 приведены физические характеристики стали и сплавов алюминия.

Таблица 2.4 Физические характеристики стали и сплавов алюминия

Наименование и обозначение физической характеристики	Значения	
	для стали	для сплавов алюминия
Модуль упругости ( $E$ ), МПа	$2.06 \cdot 10^5$	$0.7 \cdot 10^5$
Модуль сдвига ( $G$ ), МПа	$0.78 \cdot 10^5$	$0.265 \cdot 10^5$
Коэффициент поперечной деформации Пуассона	0.3	0.3
Коэффициент линейного расширения, 1/град	$0.12 \cdot 10^{-4}$	$0.23 \cdot 10^{-4}$
Плотность, кг/м <sup>3</sup>	7850	2700
Температура плавления	1525	400...500

## Тема 2.2. Работа стали под нагрузкой, выбор сталей

### 2.2.1. Работа сталей при однократном статическом растяжении и сжатии.

Основу стали составляет феррит с включениями перлита. Зерна перлита значительно прочнее ферритовой основы. Эти две разные по прочности, упругим и пластическим показателям составляющие и определяют работу углеродистой стали под нагрузкой.

Сдвинуть одну часть монокристалла железа по другой значительно легче, чем разорвать их, поэтому пластические деформации в зернах железа протекают путем сдвига.

Образованию сдвигов в зернах феррита препятствуют более прочные зерна перлита.

Одноосное напряженное состояние иллюстрируется диаграммой " $\sigma$ - $\varepsilon$ ", см. рис. 2.3.

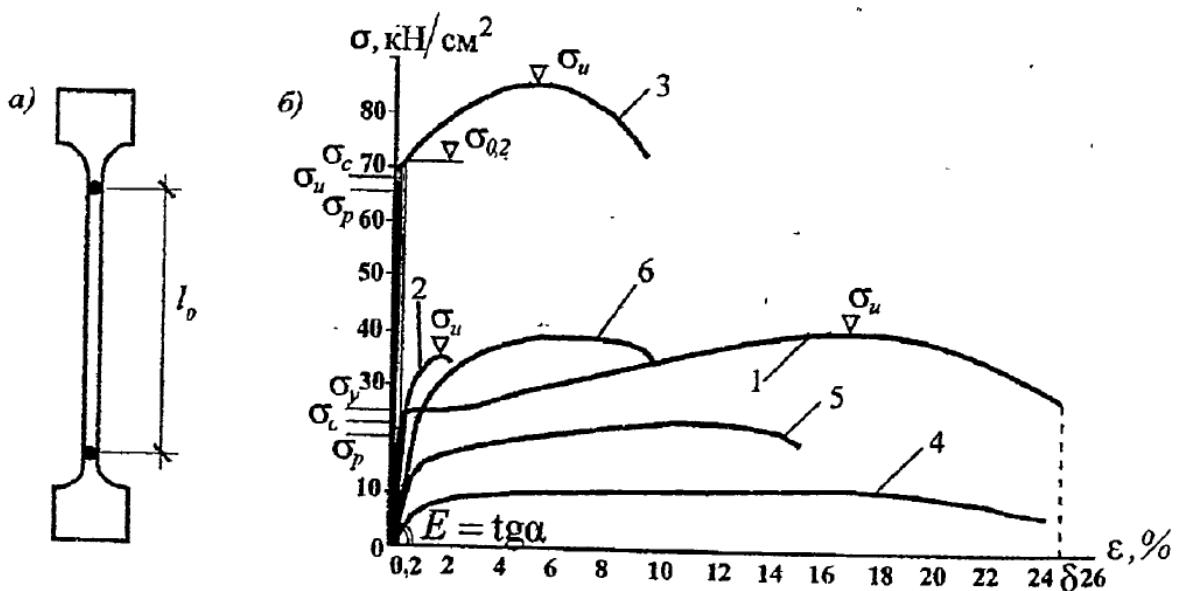


Рис. 2.3. Работа стандартного образца стали при растяжении: *а* – образец для испытаний; *б* – диаграммы растяжения: 1 – малоуглеродистой стали; 2 - чугуна; 3 – высокопрочной легированной стали 12ГН2МФАЮ; 4 – алюминия; 5 – алюминиевого сплава АМгг2; 6 - алюминиевого сплава 1915Т.

Обозначения на рисунке:  $\sigma_y = f_{yk}$  - для малоуглеродистой стали;  $\sigma_{0.2} = f_{y0.2}$  - для низколегированной стали;  $\sigma_u = f_{uk}$ , где  $f_{yk}$ , и  $f_{uk}$  - характеристическое значение предела текучести или предела прочности, соответственно.

Для углеродистой стали (диаграмма 1) при растяжении образца на первой стадии до предела пропорциональности  $\sigma_p$  происходят упругие деформации (деформации пропорциональны напряжениям – упругая работа материала). При упругой работе металла  $v=0.3$ . На этой стадии работы металла зависимость " $\sigma$ - $\varepsilon$ " является линейной и соблюдается закон Гука:

$$\sigma = E\varepsilon$$

где  $E$  - модуль упругости.

Упругая работа металла заканчивается (условно) при напряжениях равных пределу пропорциональности, чему соответствует  $\varepsilon=0.1\%$ . При напряжениях, превышающих предел пропорциональности, кроме упругих деформаций появляются пластические (необратимые) деформации.

На второй стадии напряжения возрастают от  $\sigma_p$  до предела текучести  $\sigma_y$  ( $f_{yk}$ ). Появляются сдвиги в зернах феррита. Пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается. Деформации начинают расти быстрее напряжений. При напряжениях, равных пределу текучести, начинается интенсивное развитие пластических деформаций: деформации

увеличиваются без увеличения нагрузки (металл, как бы течет). На диаграмме "σ-ε" этому этапу работы металла соответствует горизонтальный участок диаграммы "σ-ε" (для сталей с содержанием углерода в пределах 0.1-0.3%). Этот участок, называемый площадкой текучести ( $f_{yk}$ ), имеет протяженность от 1.5 до 3%. Развитие деформации происходит в результате упругих и необратимых сдвигов зерен феррита, что приводит к развитию значительных деформаций, которая у малоуглеродистой стали составляет примерно 1,5–2%. При снятии нагрузки упругая часть деформации стали возвращается, а неупругая остается, приводя к остаточным деформациям.

На третьей стадии напряжения возрастают от предела текучести  $\sigma_y$  до предела прочности  $\sigma_u$  ( $f_{uk}$ ). Развитие деформаций затрудняется более прочными и жесткими зернами перлита. Для образования совместного сдвига зерен феррита и перлита зерна феррита должны обтекать зерна перлита, что и приводит к повышению напряжений. Эту стадию называют стадией самоупрочнения. Материал в ней работает, как упругопластический.

Далее происходит снижение напряжений  $\sigma_u$  за счет образования шейки (местного уменьшения поперечного сечения образца в слабом месте). Сечение в шейке интенсивно уменьшается, что приводит в итоге к разрыву образца.

Как отмечалось, протяженная площадка текучести существует при содержании углерода 0,1–0,3%. При меньшем содержании углерода зерен перлита недостаточно для сдерживания сдвигов по зернам феррита (см. рис. 2.3). При большем содержании углерода зерен перлита много или легирующих элементов, они полностью блокируют зерна феррита и не дают возможности развиваться по ним сдвигам, отсутствует площадка текучести (диаграмма 3, для высокоуглеродистых и легированных сталей). С целью ограничения деформаций у сталей при отсутствии площадки текучести введен условный предел текучести  $\sigma_{02}$ , который устанавливается по относительному удлинению  $\epsilon=0,2\%$ , т.е. за характеристическое значение предела текучести низколегированной стали  $f_{yk}$  принимают напряжения равные  $\sigma_{02}$ .

Поскольку, наибольшее развитие пластических деформаций происходит при напряжениях, равных пределу текучести, то принято считать, что при одноосном напряженном состоянии переход металла в пластическую стадию осуществляется при  $\sigma = f_{yk}$ .

На рис. 2.3. приведены также диаграммы растяжения для чугуна и алюминиевых сплавов.

## 2.2.2. Сложное напряженное состояние. Приведенные напряжения

Известно, что у стали при  $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,75$  после упругой работы и небольшого переходного участка наступает пластическое течение, что на площадке отмечается протяженной площадкой текучести (рис.2.5, диаграмма 3).

Сложное напряженное состояние характеризуется наличием двух или трех главных нормальных напряжений  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$ , действующих одновременно (рис. 2.4).

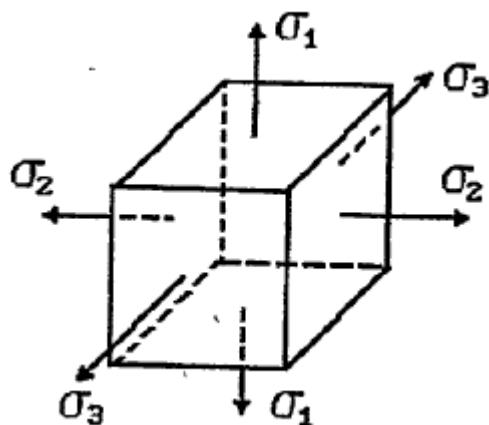


Рис. 2.4 Сложное напряженное состояние

Если при одноосном напряженном состоянии пластические деформации развиваются при напряжениях, равных пределу текучести, то при сложном напряженном состоянии переход в пластическое состояние зависит от знака и соотношения действующих напряжений. При однозначном поле напряжений, когда все напряжения либо растягивающие, либо сжимающие, напряжения  $\sigma_2$  и  $\sigma_3$  сдерживают развитие деформаций в направлении напряжений  $\sigma_1$ . В этом случае развитие пластических деформаций запаздывает, предел текучести повышается, а протяженность площадки текучести уменьшается, возникает опасность хрупкого разрушения.

При разнозначных напряжениях (сжатие в одном и растяжение в другом направлении) наблюдается обратная картина. Пластические деформации начинаются раньше, чем главные напряжения достигли предела текучести одноосного нагружения, сталь становится как бы более пластичной.

На рис. 2.5 проиллюстрирована работа стали при двухосном напряженном состоянии для образцов, загруженных одновременно в двух направлениях диаграммами "σ-ε", с развитием деформаций в направлении напряжений  $\sigma_1$  (диаграммы 1 и 2).

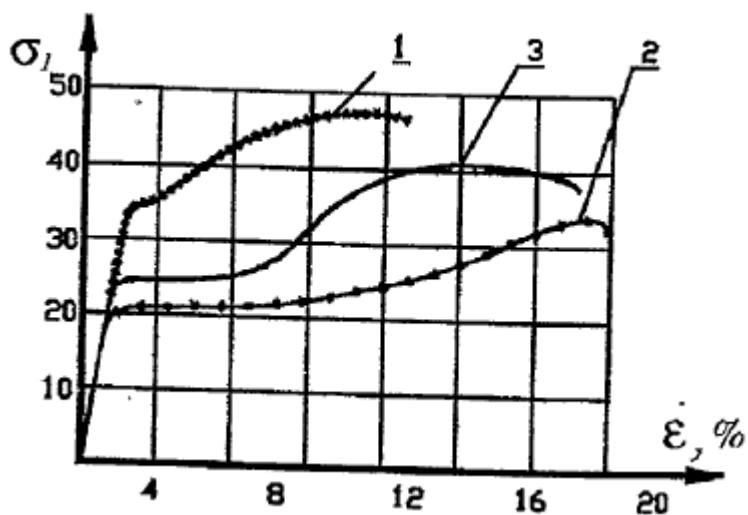


Рис. 2.5 Работа стали при плоском двухосном напряженном состоянии:

1 – при растяжении образца в двух направлениях ( $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – одинакового знака); 2 – при растяжении в одном и сжатии в другом направлении ( $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – разного знака); 3 – одноосное напряженное состояние ( $\sigma_1 \neq 0$  и  $\sigma_2 = 0$ ).

При однозначных напряжениях (диаграмма 1) зона упругой работы металла увеличивается, а зона упруго-пластической работы уменьшается. При разнозначных напряжениях (диаграмма 2) наоборот: упругая зона уменьшается, а упруго-пластическая зона увеличивается.

В соответствии с четвертой (энергетической) теорией прочности переход материала в пластическую стадию работы при сложном напряженном состоянии оценивается приведенными напряжениями, которые определяются по формуле 2.1.

Под **приведенными напряжениями** понимают такие напряжения сложного напряженного состояния, которые по переходу материала в пластическую стадию соответствуют одноосному напряженному состоянию.

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)} = f_{yk} \quad (2.1))$$

где  $\sigma_{ef}$  – приведенное напряжение;  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  – главные напряжения;  $f_{yk}$  – характеристическое значение предела текучести при одноосном напряженном состоянии.

Заменяя главные напряжения нормальными и касательными,  $f_{yk}$  на  $f_{yd}$ , запишем условие перехода стали в пластическую стадию при сложном напряженном состоянии (формула 2.2):

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = f_{yd} \quad (2.2)$$

Если  $\sigma_{ef} \leq f_{yd}$  – упругая работа стали, а если  $\sigma_{ef} > f_{yd}$  – пластическая работа стали.

При плоском напряженном состоянии  $\sigma_z = 0, \tau_{xz} = 0, \tau_{zx} = 0$ , приведенные напряжения будут равны:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}.$$

При простом изгибе :

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}.$$

При простом сдвиге условие пластичности:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{3\tau_{xy}^2} = f_{yd}, \text{ или } \tau_{xy} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} = 0,58f_{yd}.$$

### 2.2.3 Работа металлов при концентрации напряжений

В местах искажения сечения (у отверстий, выточек, надрезов, трещин и т.д.) происходит искажение линий главных напряжений, в них возникает концентрация напряжений - неравномерное распределение напряжений по сечению (см.рис. 2.6, сечение Б, А). Факторы, вызывающие искривление силового потока (отверстия, выточки, надрезы, трещины и др.), называются концентраторами напряжений.

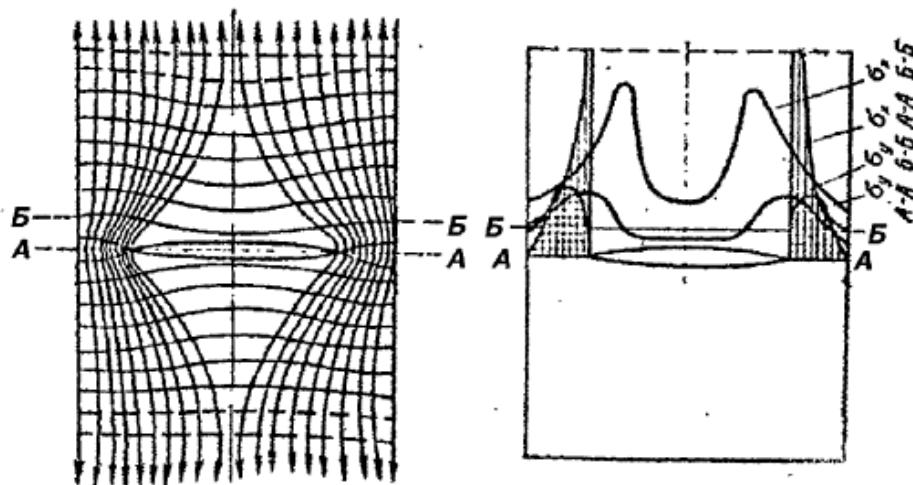


Рис. 2.6 Концентрация напряжений

Отношение наибольшего напряжения в месте концентрации напряжений к номинальному равномерно распределенному напряжению в месте ослабления называется коэффициентом концентрации.

$K = \sigma_{max}/\sigma_n$ , где  $\sigma_{max}$  – максимальные напряжения в месте концентрации;  $\sigma_{max} = N/A_0$  – номинальное напряжение в ослабленном сечении.

Коэффициент концентрации зависит от радиуса кривизны  $r$  (остроты) надреза. Чем меньше радиус надреза, тем выше коэффициент концентрации. Так, у круглых отверстий и полукруглых выточек  $K = 1,5...3$ , у острых

(рваных) - может достигать 6...9. Для трещины  $r \rightarrow \infty$ , коэффициент концентрации стремится к бесконечности.

Чем резче меняется сечение, тем больше будет коэффициент концентрации. При концентрации напряжений можно выделить два участка в эпюре напряжений: участок, где происходит резкое изменение напряжений (участок А на рис. 2.6) и участок, где напряжения меняются плавно (участок Б на рис. 2.6). В местах резкого изменения напряжений развитие пластических деформаций становится затруднительным (из-за задержки соседними менее напряженными участками). Поэтому разрыв образца на участке А происходит за счет нормальных напряжений, а на участке Б за счет касательных напряжений. Подтверждением этого является форма разрыва. На участках А происходит хрупкий разрыв, характерными признаками которого является отсутствие шейки и перпендикулярность поверхности разрыва (зернистая рыхлая структура) к направлению усилия. Из-за задержки развития пластических деформаций разрушающие напряжения (средние) оказываются выше, чем для гладких образцов.

В связи с тем, что концентрация напряжения как бы увеличивает прочность материала, в расчетах конструкций при статической нагрузке и нормальных температурах она существенного влияния на несущую способность не оказывает и не учитывается.

При пониженных температурах прочность гладких образцов повышается во всем диапазоне отрицательных температур, а образцов с надрезом (концентраторами напряжений) повышается до некоторой отрицательной температуры, а затем понижается. В образцах с "наклепом" и с острым концентратором напряжений разрушающие напряжения получаются ниже  $f_{yk}$  уже при температуре равной  $-30^{\circ}\text{C}$ . Особо неблагоприятное влияние концентраторы напряжений оказывают при сочетании низких температур и динамических воздействий, а также при резком снижении температуры, носящим характер температурного удара, вызывающие хрупкое разрушение конструкций.

Старение, вызванное развитием пластических деформаций (при правке, в местах концентрации напряжений и др.), значительно снижает сопротивляемость хрупкому разрушению, доведя его до значений предела текучести и даже ниже.

#### **2.2.4 Работа металлов при повторяющихся нагрузках .**

##### **Явление наклена.**

Повторное нагружение может осуществляться с перерывом и без перерыва (Рис. 2.7). Если напряжения не превышают предел текучести,

повторное нагружение не сказывается на механических свойствах металла, поскольку упругие деформации обратимы. При работе материала в упругопластической стадии повторная нагрузка ведет к увеличению пластических деформаций (рис. 2.7, а)).

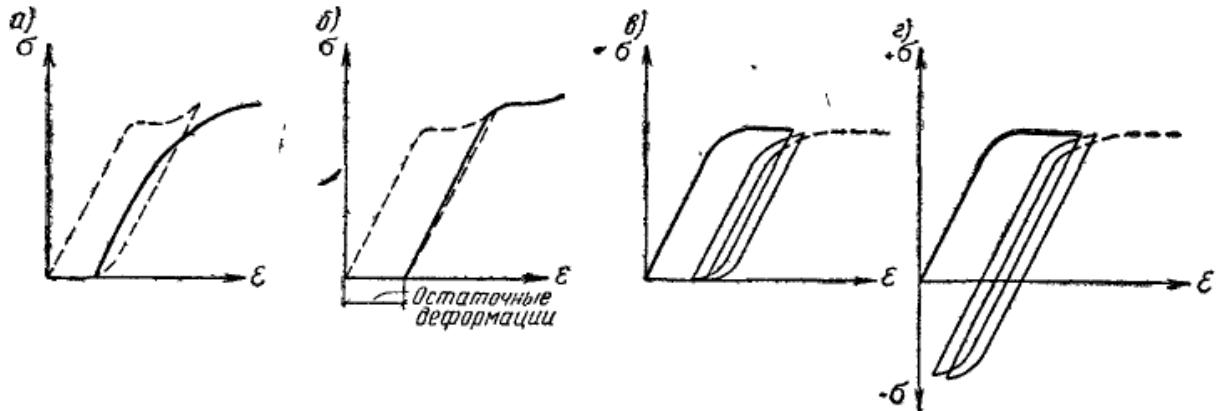


Рис. 2.7 Диаграммы деформирования стали при повторном нагружении:  
а) –при загружении без перерыва ; б) – с перерывом (после отдыха); в) – многократное однозначное загружение без перерыва; г) – многократное разнозначное загружение.

Если образец загрузить до пластической стадии (предела текучести) и затем снять нагрузку, то он не вернется в исходное состояние с сохранением прежних размеров, появятся остаточные деформации  $\varepsilon_{ост}$  (рис. 2.7, б)). При повторном нагружении без перерыва диаграммы разгрузки и нагрузки имеют петлеобразный характер (рис. 2.7, в), г)).

При некотором перерыве – отдыхе упругие свойства стали восстанавливаются и достигают пределов предыдущего цикла, повторяя прямую разгрузки (рис. 2.7, б)), но только до уровня предыдущего нагружения. Тоже самое будет повторяться и в том случае если будет пройдена вся площадка текучести. В этом случае при повторных нагрузлениях сталь не будет иметь площадки текучести, повышаются ее упругие свойства. Это *повышение упругих свойств стали за счет предшествующих пластических деформаций называется наклепом*. Наклеп связан со старением и искажением атомной решетки кристаллов и закреплением ее в новом деформированном состоянии.

Наклеп вызывает повышение прочности, но снижается пластичность. В стальных конструкциях наклеп делает сталь более жесткой и склонной к хрупкому разрушению, что неблагоприятно сказывается на работе конструкций. Наклеп возникает при холодной гибке элементов, пробивке отверстий, резке листов ножницами и др.

Повышение прочности благодаря наклепу используется в алюминиевых сплавах и в арматуре железобетонных конструкций для увеличения ее жесткости и уменьшения трещинообразования бетона.

### 2.2.5. Явление усталости металла.

При многократном (миллионы раз) повторном нагружении наблюдается явление, именуемое усталостью металла, выражющееся в понижении его прочности. Усталость - это процесс постепенного накопления повреждений материала под действием непрерывно повторяющихся нагрузок, приводящих к разрушению при напряжениях даже меньше предела текучести. Время появления усталости металла зависит количества циклов нагружений и значений напряжений: чем больше напряжение, тем меньше требуется циклов нагрузки для разрушения образца. Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется *выносливостью*.

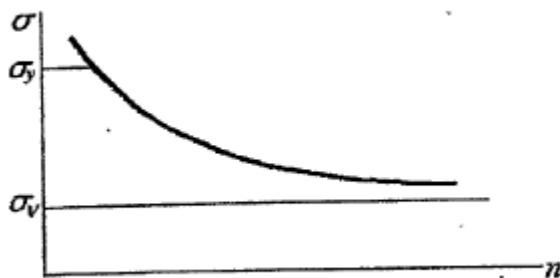


Рис.2.7 График зависимости разрушающих напряжений от количества циклов нагружения  $n$ .

У стали с увеличением числа нагружений прочность снижается, приближаясь к некоторой величине  $\sigma_v$  (рис.2.7), при которой (даже при любом большем увеличении числа нагрузок) разрушения не происходит. Эта величина напряжений  $\sigma_v$ , называется пределом *усталостной (вибрационной) прочности (выносливости)*  $f_v$ . Пределу усталостной прочности стали  $f_v$  отвечает примерно 10 млн. циклов нагрузки. Однако уже при 2 млн. усталостная прочность мало отличается от ее предела, поэтому испытания на выносливость применительно к стальным конструкциям производят на базе  $2 \times 10^6$  циклов нагрузки.

Предел выносливости зависит, также, от характеристики цикла ( $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ ). На рис. 2.8 приведены некоторые характеристики циклов нагружения. Наиболее неблагоприятным является цикл с  $\rho = -1$ : так для стали С245 при  $\rho = 0$   $f_v = 240$  МПа, а при  $\rho = -1$   $f_v = 140$  МПа.

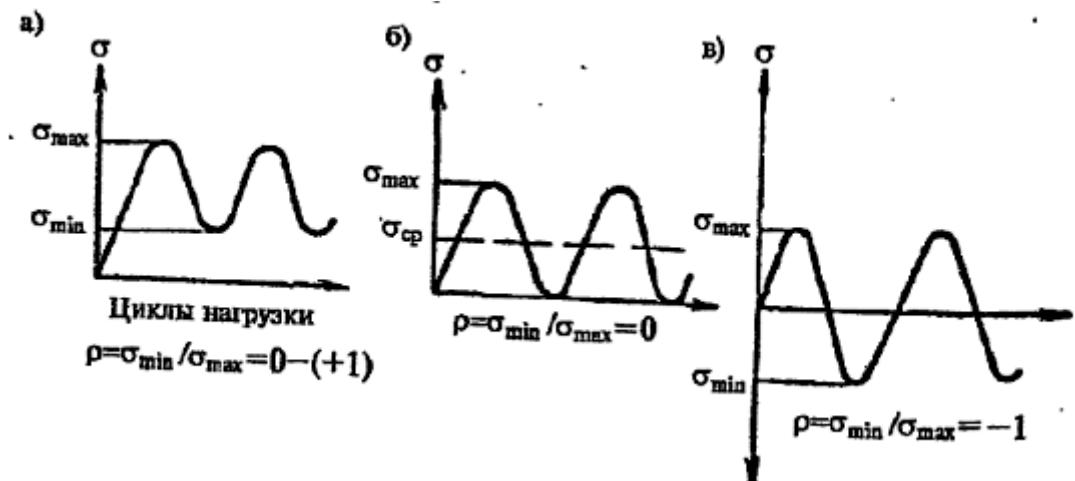


Рис. 2.8. Характеристики циклов нагружения:  
а) – однозначный (несимметричный); б) – полный однозначный; в) – полный разнозначный (симметричный).

Другим фактором, оказывающим влияние на предел выносливости, является прочность металла - с увеличением прочности предел выносливости также увеличивается. Наиболее существенное влияние на предел выносливости оказывают концентраторы напряжений. Так, для стали С245 - при концентраторе в начале сварного углового шва (непровар в корне шва) - предел выносливости равен лишь 40 МПа. При концентраторах напряжений - предел выносливости высокопрочных сталей мало отличается от предела выносливости малоуглеродистых сталей. Поэтому в конструкциях, воспринимающие переменные нагрузки, не всегда выгодно применять стали повышенной прочности без принятия специальных мер. На предел выносливости оказывает влияние также вид напряжения - при преобладании сжатия он больше, чем при растяжении. Отрицательная температура несколько повышает предел выносливости малоуглеродистых и низколегированных сталей.

При многократных непрерывных нагрузлениях разрыв металлических элементов является хрупким. Поверхность разрушения имеет два ярко выраженных участка: гладкий (здесь образовались первые микротрешины и при повторных нагрузлениях поверхности отшлифовались) и зернистый (здесь произошел окончательный разрыв).

Повысить сопротивление усталостному разрушению конструкции можно рядом мероприятий:

- в конструкциях без концентраторов напряжений переходом от малоуглеродистых сталей к сталям легированным;

- в конструкциях со значительными концентриаторами напряжений: сглаживанием силового потока, переходя к конструкциям с более мягкими концентриаторами напряжений;
- снижением концентрации напряжений обработкой, например, зачисткой поверхности стыковых швов абразивным кругом или фрезой;
- созданием благоприятных внутренних напряжений, например нагревом у мест концентрации напряжений с целью создания напряжений сжатия в местах концентрации и другие мероприятия.

### 2.2.6. Ударная вязкость

Склонность стали к хрупкому разрушению и чувствительности к концентрации напряжений проверяется испытанием на ударную вязкость. Испытания производятся на образцах типа КСУ либо на образцах типа КСВ – с острым подрезом. Размеры стандартного образца типа КСУ приведены на рис. 2.9. (образцы типа КСВ имеют такие же размеры, только острый подрез 2 мм) .

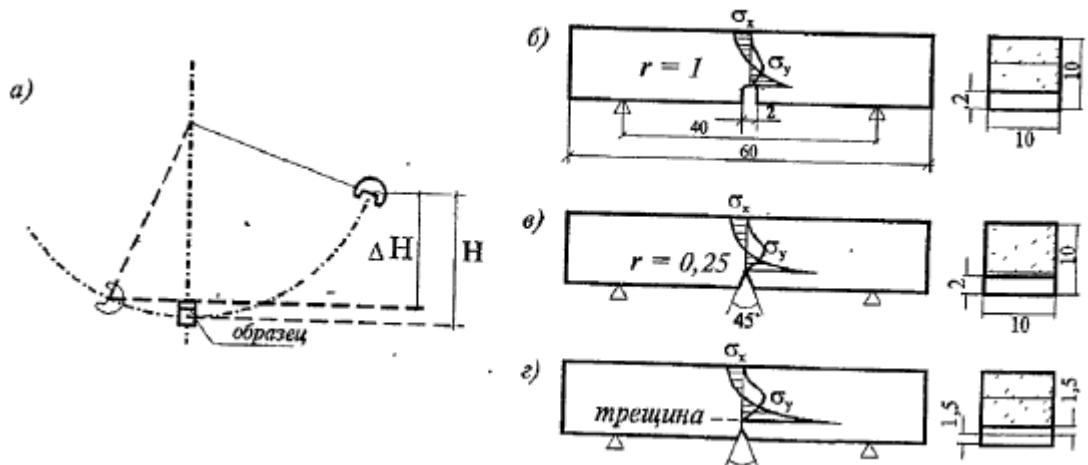


Рис. 2.9. Схема испытаний и типы образцов для испытаний на ударную вязкость: а) – схема испытаний на маятниковом копре; б) - образец КСУ с полукруглым надрезом (Менаже); в) - образец КСВ с V-образным надрезом (Шарпи); г) – образец с трещиной (Дроздовского).

Ударная вязкость (КС в Дж/см<sup>2</sup>) определяется удельной работой (Дж), затрачиваемой на разрушение стандартного образца с надрезом ( КСУ или КСВ) при различных температурах на маятниковом копре. Надрез в образце является концентратором напряжений и вызывает их всплеск у корня надреза. Ударное действие на образец увеличивает возможность перехода металла образца в хрупкое состояние.

Значение ударной вязкости зависит от температуры и величины зерна. Чем ниже температура и крупнее величина зерна стали, тем значение КС ниже, и наоборот, для мелкозернистой структуры и положительной температуре – выше. Переход от вязкого разрушения стали к хрупкому происходит, как правило, скачкообразно в узком температурном диапазоне, называемом *порогом хладоломкости* (критическая температура перехода стали из пластического в хрупкое состояние). *Порог хладоломкости* – это температура, при которой происходит спад ударной вязкости или ударная вязкость у стандартного образца с надрезом типа U снижается ниже  $KC < 29 \text{ Дж / см}^2$  и надрезом типа V снижается ниже  $KC < 34 \text{ Дж / см}^2$ , сталь переходит в хрупкое состояние. Ударная вязкость резко снижается у состаренного металла, например у кипящей стали. Для низколегированных сталей в диапазоне работы отрицательных температур значение ударной вязкости приближается к значениям малоуглеродистой стали.

В действующих правилах проектирования надежность стальных конструкций по отношению к хрупкому разрушению достигается, в основном, выбором марки стали с гарантированной ударной вязкостью при пониженной расчетной температуре, а также специальными конструктивными и технологическими мероприятиями. Браковочные значения ударной вязкости приведены в ГОСТ на сталь. В таблице 2.2 приведены браковочные значения ударной вязкости для различных марок сталей отечественных и европейских стандартов.

### 2.2.7. Влияние температуры и радиации

Значения предела текучести и предела прочности (см. табл.2.2) относятся к нормальной температуре  $20^\circ\text{C}$ . При изменении температуры эти показатели меняются (рис. 2.10).

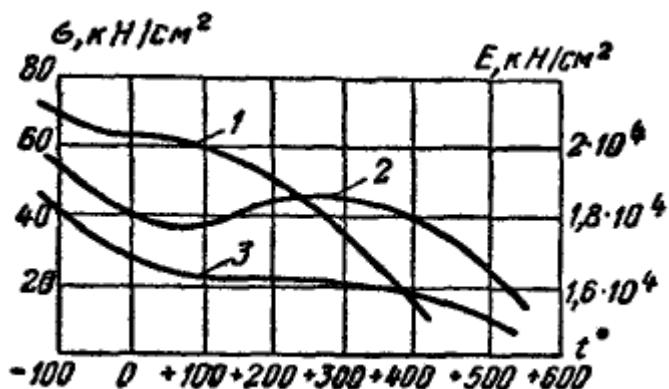


Рис. 2.10. Механические характеристики малоуглеродистой стали при изменении температуры: 1 – модуль упругости; 2 – предел прочности  $f_{uk}$  (временное сопротивление); 3 – предел текучести  $f_{yk}$ .

Механические характеристики стали при нагревании до температуры 100...200°C практически не меняется. При отрицательной температуре предел прочности и предел текучести существенно повышаются и приближаются между собой, пластическая сталья работы уменьшается. При температуре 200...300°C предел прочности стали несколько повышается.

При температурах выше 400...500°C замечается резкое снижение  $f_{uk}$  и  $f_{yk}$ ; при 600°C они близки к нулю и несущая способность стали практически исчерпывается.

Под действием радиационного облучения (бомбардировка  $\alpha$  и  $\beta$ -частицами, протонами, нейронами, ускоренными ионами) происходит не только ионизация металла но и выбивание атомов из кристаллической решетки, вызывая каскады атомных столкновений и смещений с образованием крупных скоплений вакансий, областей разупрочнения, дислокационных петель и др., называемых радиационными дефектами. В результате чего увеличивается несколько прочность (как при закалке), снижается пластичность, падает плотность, сталь становится хрупкой. Кроме этого при повышенных температурах(350...600°C) происходит газовое разбухание при радиационно-химических превращениях элементов. Что приводит к увеличению объема до 10% Таким образом при радиационном облучении меняются не только механические характеристики сталей, но и химические и физические свойства.

### 2.2.8. Коррозия металлов

Коррозией металла называют разрушение его поверхности вследствие химического, электрохимического и биологического воздействий окружающей среды. Показателями среды, определяющими степень ее агрессивности по отношению к конструкциям, является относительная влажность (критическая влажность для стали 70...75%, когда выпадает конденсат), температура, состав и концентрация газов и пыли, туманы агрессивных жидкостей др. Строительные стальные конструкции главным образом подвержены электрохимической, атмосферной коррозии, которая определяется электрохимическими процессами на поверхности стали в присутствии влаги. Виды коррозионного разрушения показаны на рис. 2.11.

Кроме агрессивности среды эксплуатационная скорость коррозии зависит от химического состава стали. Для агрессивной среды следует принимать легированные стали марок С345К, 10ХСНД, 15ХСНД, 10ХНДП, которые имеют повышенную коррозионную стойкость и коррозируют почти в 1,5 раза медленнее малоуглеродистой стали. Атмосферостойкая сталь 10ХНДП может применяться без анткоррозионной защиты.

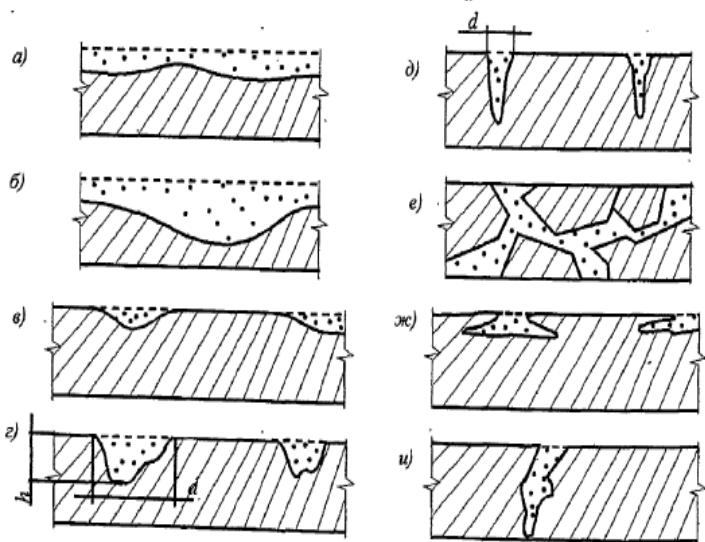


Рис. 2.11. Виды коррозии:

а) – равномерная; б) – неравномерная; в) – пятнами ( $d > h$ ); г) – язвенная ( $d >> h$ ); д) – точечная, питтинговая ( $d < h$ ); е) – межкристаллитная; ж) – подповерхностная; и) – коррозионное растрескивание.

Для защиты стальных конструкций от коррозии применяют стали легированные специальными добавками, нанесение защитных покрытий (анодирование, цинкование), защита лакокрасочными покрытиями.

### **2.2.9. Выбор стали.**

Выбор стали для металлических конструкций осуществляется в зависимости от вида нагрузки, температурных условий эксплуатации и вида соединений, а также в зависимости от степеней ответственности конструктивного решения здания и сооружения.

В соответствии с приложением А [5] различают следующие группы стальных конструкций, для которых применяются следующие стали:

Группа 1. Сварные конструкции или их элементы, работающие в особо тяжелых условиях, или подвергающиеся воздействию динамических, вибрационных или подвижных нагрузок (балки крановых путей, рабочих площадок, конструкции бункерных и разгрузочных эстакад, фасонки ферм и др.). Применяют стали С255, С345, С355 ...

Группа 2. Сварные конструкции или их элементы, работающие при статической нагрузке и при наличии растягивающих напряжений (фермы, балки, ригели др.). Применяют стали С245 С255, С345, С355...

Группа 3. Сварные конструкции или их элементы, работающие при статической нагрузке преимущественно на сжатие (колонны, стойки,

опорные плиты и др.). Применяют стали С235 (в ряде случаев), С245 С255, С345, С355...

Группа 4. Вспомогательные конструкции (связи, кроме указанных в гр. 3, элементы фахверка, ограждения и др.) Применяют стали С235, С245...

При выборе марки стали предпочтение надо отдавать первой рекомендованной стали или других – при технико-экономическом обосновании.

## Содержание практических занятий по II разделу

### Практическое занятие № 1. Определение геометрических характеристик сечений элементов

**Пример 2.1.** Определение геометрических характеристик сечения приведенного на рис. II. 1 (размеры в мм): центр тяжести сечения,  $A$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $W_x$ ,  $W_y$ ,  $S$ ,  $i$ .

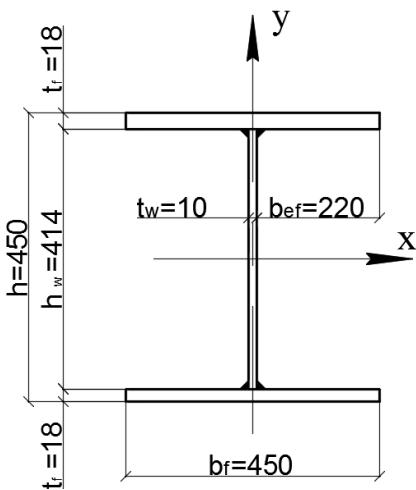


Рис. II. 1 Сечение колонны

Сечение симметричное, центр тяжести находится посередине сечения.

Площадь сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

Моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + 45 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left( \frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left( \frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

Радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см}.$$

Моменты сопротивления:

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{81539,6}{22,5} = 3623,98 \text{ см}^3,$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{27337,5}{22,5} = 1215 \text{ см}^3$$

Статический момент полки и половины сечения:

$$S_f = A_f \cdot y_f = (45 \cdot 1,8) \cdot (0,5 \cdot 41,4 + 0,5 \cdot 1,8) = 1749,6 \text{ см}^3,$$

$$S_{\Pi} = A_f \cdot y_f + 0,5A_w \cdot 0,25h_w = (45 \cdot 1,8) \cdot (0,5 \cdot 41,4 + 0,5 \cdot 1,8) + (0,5 \cdot 41,4 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 41,4) = 1749,6 + 214,245 = 1963,845 \text{ см}^3,$$

**Пример 2.2.** Определение геометрических характеристик сечения балки, приведенного на рис. II. 2 (размеры в мм): центр тяжести сечения,  $A$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $W_x$ ,  $W_y$ ,

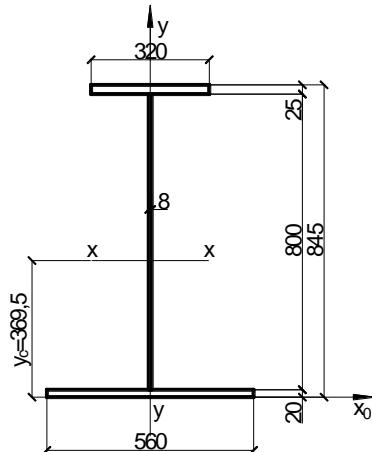


Рис. II. 2. Сечение балки

Площадь сечения

$$A = 32 \cdot 2,5 + 80 \cdot 0,8 + 56 \cdot 2 = 256 \text{ см}^2.$$

Определим центр тяжести сечения, исходную ось совместим с гранью нижнего пояса. Расстояние от этой оси до центра

$$y = \frac{\sum S_i}{\sum A_i} = \frac{32 \cdot 2,5 \cdot (84,5 - 0,5 \cdot 2,5) + 80 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 80 + 2) + 56 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 2}{32 \cdot 2,5 + 80 \cdot 0,8 + 56 \cdot 2} = 36,95 \text{ см},$$

Моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{32 \cdot 2,5^3}{12} + 32 \cdot 2,5 \cdot (84,5 - 36,95 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + \frac{0,8 \cdot 80^3}{12} + 80 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 80 + 2 - 36,95)^2 + \frac{56 \cdot 2^3}{12} + 56 \cdot 2 \cdot (36,95 - 0,5 \cdot 2)^2 = 352088,77 \text{ см}^4,$$

$$I_y = \frac{2,5 \cdot 32^3}{12} + \frac{2 \cdot 56^3}{12} + \frac{80 \cdot 0,8^3}{12} = 36099,41 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления относительно верхнего и нижнего поясов балки

$$W_{x.e} = \frac{352088,77}{84,5 - 36,95} = 7404,6 \text{ см}^3, \quad W_{x.h} = \frac{352088,77}{36,95} = 9528,7 \text{ см}^3$$

## Раздел III. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.

### Тема 3.1. Методика расчета металлических конструкций побудородительным состояниям

#### 3.1.1. Общая характеристика предельных состояний.

Расчет металлических конструкций производится по методу предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям создан в 50-х годах XX века в СССР и введен в действие с 1.01.1955 г.

Под предельными состояниями понимают такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ.

В расчете конструкций учитываются две группы предельных состояний:

*первая группа* – по потере несущей способности или непригодности конструкции к дальнейшей эксплуатации ;

*вторая группа* – по непригодности конструкций к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы относят:

- разрушения любого характера (вязкое, хрупкое, усталостное);
- потерю устойчивости формы (например, потерю устойчивости сжатого или изгибающего элемента);
- потерю устойчивости положения (опрокидывание дымовой трубы и др.);
- возникновение трещин, которые могут привести к обрушению;
- чрезмерное развитие пластических (остаточных) деформаций.

К предельным состояниям второй группы относятся перемещения, осадки, колебания, затрудняющие нормальную эксплуатацию. Например, чрезмерный прогиб подкрановой балки приводит к пробуксовыванию крана и затрудняет его передвижение; перемещения каркаса (колонн) – к повреждению стекового заполнения и т.п.

Условие для первой группы предельных состояний может быть записано в общем виде:

$$E_d \leq R_d , \quad (3.1)$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффекта воздействий или расчетное усилие (вероятностное максимальное значение усилия в сечении элемента за весь период эксплуатации (функция нагрузок и воздействий));

$R_d$  – расчетное значение сопротивления элемента или несущая способность (вероятностное минимальное значение несущей способности элемента (функция свойств материала, условий работы, размеров элемента)).

Значение  $E_d$  определяют:

$$E_d = \sum \bar{N}_i \cdot F_{ki} \cdot \gamma_{fi} \cdot k_{Fl} \cdot \psi_c \quad (3.2)$$

где  $F_{ki}$  – характеристическое (нормативное) значение  $i$ -й нагрузки;

$\bar{N}_i$  – усилие в рассчитываемом элементе от  $i$ -й нагрузки при  $F_{ki}=1$ ;

$\gamma_{fi}$  – частный коэффициент по нагрузке для  $i$ -й нагрузки;

$k_{Fl}$  – коэффициент последствий, принимаемый в зависимости от уровня ответственности здания или сооружения, которая, в свою очередь, определяется размером материального и социального ущерба, возможного при достижении конструкциями предельного состояния, принимаемый по СН [4] табл. А.6 в зависимости от класса последствий, табл. 4.1 (соответственно для СС1- 0,9; для СС2-1,0; для СС3-1,1). Выбор значений коэффициента  $k_{Fl}$  производится проектной организацией по согласованию с заказчиком;

$\psi_c$  – коэффициент сочетаний, учитывающий вероятность одновременного действия нагрузок и воздействий с максимальной величиной, зависит от вида и количества нагрузок и воздействий ( $\psi_c \leq 1$ ) ;

Расчетное сопротивление (несущая способность)  $R_d$  по пределу текучести материала:

$$R_d = \frac{\bar{A} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c}{\gamma_m} = \bar{A} \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c, \quad (3.3)$$

где  $\bar{A}$  – геометрическая характеристика сечения;

$f_{yk}$  – характеристическое значение предела текучести стали (в СНиП [11] –  $f_{yk}$  обозначли как  $R_{yn}$ );

$\gamma_m$  – частный коэффициент по материалу, учитывающий изменчивость механических характеристик (см. табл. 3 СП [5]);

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести.

По формуле (3.3) определяют несущую способность в основном всех видов строительных стальных конструкций (балки, фермы, колонны, ригели и т.д.).

Расчетное сопротивление (несущая способность)  $R_d$  по пределу прочности материала:

$$R_d = \frac{\bar{A} \cdot f_{uk} \cdot \gamma_c}{\gamma_u \cdot \gamma_m} = \frac{\bar{A} \cdot f_{ud} \cdot \gamma_c}{\gamma_u}, \quad (3.4)$$

где  $f_{uk}$  – характеристическое значение предела прочности стали (в СНиП [11] –  $f_{uk}$  обозначали как  $R_{un}$ );

$f_{ud}$  – расчетное значение предела прочности;

$\gamma_u = 1,3$  – частный коэффициент для конструкции и элементов,

рассчитываемых на прочность с использованием расчетного значения предела прочности.

По формуле (3.4) определяют несущую способность таких конструкций для которых работа стали с учетом развития пластических деформаций не нарушает нормальную эксплуатацию конструкций (например, трубопроводы, газопроводы и др.).

Условие для второй группы предельных состояний может быть записано в виде:

$$\delta_{ki} \leq \delta, \quad \sum F_{ki} \cdot \overline{\delta_i} \cdot \Psi_c \cdot k_{fl} \leq \delta \quad (3.5)$$

где  $\delta_{ki}$  - деформация или перемещение конструкции, возникающие от характеристических нагрузок и воздействий  $F_{ki}$  ;

$\delta_i$  – упругая деформация или перемещение конструкции, возникающие от усилия в рассчитываемом элементе от  $F_{ki}=1$  ;

$\delta$  – предельные деформации или перемещения, установленные нормами или заданием на проектирование, ограничивающие нормальную эксплуатацию (раздел 18 СП [5]) .

### 3.1.2. Характеристические и расчетные значения прочности сталей.

В таблице 3.1 приведены значения расчётных значений предела текучести  $f_{yd}$  и предела прочности  $f_{ud}$  стали проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний, где  $f_{yk}$  и  $f_{uk}$  соответственно, характеристические значения предела текучести и предела прочности, принимаемые согласно стандартам на прокат.

**Таблица 3.1. Расчетные характеристики материалов**

Напряженное состояние		Расчетное значение прочности стали проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб	По пределу текучести	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$
	По временному сопротивлению	$f_{ud} = f_{uk}/\gamma_m$
Сдвиг		$f_s = 0,58 f_{yd}$
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)		$f_p = f_{uk}/\gamma_m$
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании		$f_{lp} = 0,5 f_{uk}/\gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)		$f_{cd} = 0,025 f_{uk}/\gamma_m$
Здесь $\gamma_m$ – частный коэффициент по материалу.		

При расчете стальных конструкций в качестве механических характеристик прочности металла используют характеристические значения предела текучести  $f_{yk}$  и предела прочности стали  $f_{uk}$ , которые определяют на основе данных результатов испытаний образцов при их статистической обработке методами теории вероятностей с обеспеченностью не менее 0.95. Расчетные значения предела текучести и предела прочности получаются делением их характеристических значений на частный коэффициент по материалу  $\gamma_m$  (см.табл.3.1). Значения этого коэффициента изменяются в пределах от 1.025 до 1.1 в зависимости от проката согласно табл. 3 СП [5] .

При расчете стальных конструкций в зависимости от напряженно-деформированного состояния (далее НДС) поперечные сечения конструкций подразделяются на три класса расчетного сечения:

1-й класс — НДС, при котором нормальные напряжения по всей площади сечения не превышают предел текучести стали:  $\sigma \leq f_{yd}$  (упругое состояние сечения);

2-й класс — НДС, при котором в одной части сечения  $\sigma < f_{yd}$ , а в другой  $\sigma = f_{yd}$  (упруго-пластическое состояние сечения);

3-й класс — НДС, при котором по всей площади сечения  $\sigma = f_{yd}$  (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

### **3.1.3. Нагрузки и воздействия**

При проектировании строительных конструкций должны учитываться нагрузки, возникающие как в стадии эксплуатации, так и при изготовлении, транспортировке, хранении и монтаже конструкций.

По времени действия нагрузки подразделяются:

- на постоянные (вес постоянных частей зданий, давление грунта, пред. напряжение- эти нагрузки неизменны во времени);
- и временные, которые, в свою очередь, разделяются на: временные - длительные (вес стационарного оборудования, давление газов, сыпучих и др.), и кратковременные (нагрузки от снега, ветра, гололеда, температурные воздействия, нагрузки от подъемных механизмов, от людей, нагрузки, возникающие при ремонте, транспортировке, монтаже и др.);
- особые (сейсмические воздействия, нагрузки, вызванные неисправностью оборудования и неравномерной осадкой грунта).

Некоторые кратковременные нагрузки могут рассматриваться как длительные, но с пониженным значением (примерно 20-30% от полного значения). Это выполняется в расчетах, где учитывается длительность воздействия нагрузки, например, в расчетах на выносливость.

Значение нагрузок являются случайными, изменяющимися во времени и пространстве. В нормах основными характеристиками нагрузок являются их характеристические значения (см. СН [4]). В дальнейшем эти нагрузки будут обозначаться буквами с индексом "к" ( $q_k$ ,  $p_k$ , и т.д.). Характеристические нагрузки принимаются по чертежам (вес конструкций, полов, кровель и др.) и стандартам на отдельные виды воздействий (снег, ветер, крановые и др. воздействия). Последние назначается на основе статистических наблюдений при их обработке методами теории вероятностей и теории надежности.

Например, характеристическое значение сугробовой нагрузки принимается по карте сугробовых районов РБ в зависимости от высоты местности над уровнем моря. Ветровая нагрузка определяется в зависимости от базовой величины скорости ветра (21 или 23 м/сек. для районов РБ) у учетом типа поверхности (шероховатости) местности, орографии, турбулентности ветра. Значение скорости ветра определяются на основании многолетних наблюдений для каждого района на уровне 10 метров от поверхности земли (этим занимаются метеостанции, расположенные по всей стране). В качестве значения скорости ветра для определения характеристической нагрузки принимается значение, вероятность превышения которого является незначительной, например, которая может быть превышена только один раз в течение 50 лет. Значения воздействий от снега и ветра см. [6 и 7]. Иногда статистических данных нет, и тогда значение нормативной нагрузки назначается на основе инженерного опыта. Например, нагрузки от людей, нагрузки, возникающие при ремонте и т.д.

Изменчивость нагрузки и влияние (значимость) этой изменчивости учитывается частным коэффициентом по нагрузке. Характеристическая нагрузка умноженная на частный коэффициент надежности по нагрузке называется **расчетной**  $F_d = F_k \cdot \gamma_f$ .

Значения частных коэффициентов по нагрузке для стальных конструкций принимают в соответствии с СН [4] приложение А таблица А.3(примечания 3).

### **3.1.4. Сочетания нагрузок и воздействий**

Нагрузки действуют на конструкции не раздельно, а в сочетании друг с другом, т.е. конструкции находятся под воздействием, как правило, нескольких из них. Например, балки покрытия находятся под воздействием собственного веса и снега; колонны промзданий воспринимают нагрузки от собственного веса, грузоподъемного крана и т.д.

Сочетания нагрузок устанавливаются исходя из физически реальных вариантов одновременного их действия. При расчете строительных

конструкций используют, в большинстве случаев, два сочетания приведенные в 6.10.2.3 [4] (СН 2.01.01-2022 «Основы проектирования строительных конструкций») формулы (6.16) и (6.17)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{array} \right.$$

где все обозначения и величины приведены в СН 2.01.01-2022;

$G_k$  – характеристическое значение постоянного воздействия;  
 $P$  – репрезентативное значение усилия предварительного напряжения

$Q_{k,1}$  – характеристическое значение доминирующего переменного воздействия 1;

$Q_{k,j}$  – характеристическое значение сопутствующего переменного воздействия  $i$ ;

$\gamma_{G,j}$ ,  $\gamma_P$ ,  $\gamma_Q$  – соответственно частный коэффициент для воздействий постоянные, предварительное напряжение, переменные;

$\Psi_0$  – коэффициент, учитывающий комбинационное значение переменного воздействия;

В расчетах стальных и железобетонных конструкций принимают в формулах (6.16) и (6.17) [4] следующие значения частных коэффициентов:

– для постоянного воздействия:

от собственного веса конструкций, выполняемых в заводских условиях,  $\gamma_{G,sup} = 1,2$ ;

от собственного веса конструкций, выполняемых на строительной площадке,  $\gamma_{G,sup} = 1,3$ ;

– для других постоянных воздействий  $\gamma_{G,sup} = 1,3$ ;

–  $\xi = 0,85$ .

– для функциональной нагрузки  $\gamma_Q = 1,4$  (технологические и др.);

– для снеговой нагрузки  $\gamma_Q = 1,6$  при отношении характеристического значения снеговой нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса (более 0,5), и  $\gamma_Q = 1,5$  – в других случаях;

– для ветрового воздействия  $\gamma_Q = 1,5$ ;

При одновременном действии нескольких временных нагрузок (более двух) вероятность того, что все они в одно и тоже время и в одном и том же месте будут иметь наибольшие значения, маловероятна. Этот фактор учитывается введением в расчетные формулы коэффициента сочетаний  $\Psi$ , значения которого меньше 1,0. Значение коэффициентов сочетаний зависит от количества и типа нагрузок и воздействий и принимается по СН 2.01.01

Коэффициенты сочетаний (см.формулы (6.16) и (6.17) [4]): для доминирующей и основное сопутствующее значение нагрузки -  $\psi_{01} = 1,0$ ;

другие сопутствующие ( $\psi_{0i}$ ): снег -  $\psi_{0s}=0,6$ , ветер  $\psi_{0w}=0,6$ ; для кранов во всех случаях  $\psi_{0i}=1,0$ .

Расчет по 1-ой группе предельных состояний выполняются на действие расчетных нагрузок, а по 2-ому – на действие характеристических (нормативных) нагрузок. Все расчеты на прочность выполняются с использованием геометрических характеристик сечений, вычисленных с учетом ослаблений, а на устойчивость и жесткость – без учета ослаблений (при этом ослабления не должны превышать 15% от площади всего сечения).

### **Тема 3.2. Работа и расчет на прочность центрально-нагруженных, изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов**

#### **3.2.1 Центрально-нагруженные элементы.**

Элементы считаются центрально-нагруженными, если направление действия растягивающей или сжимающей силы совпадает с осевой линией элемента. Центрально-нагруженные элементы рассчитываются только по первому предельному состоянию. При этом растянутые - только на прочность, а сжатые - на прочность и общую устойчивость.

Расчет на прочность элементов из стали с характеристическим значением предела текучести  $f_{yk} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$  при центральном растяжении или сжатии силой  $N_{Ed}$  выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{A_n f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.6)$$

Расчет на прочность растянутых элементов, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также растянутых или сжатых элементов из стали с характеристическим значением предела текучести  $f_{yk} > 440 \text{ Н/мм}^2$  выполняют по формуле (3.6) с заменой значения  $f_{yd}$  на  $\frac{f_{ud}}{\gamma_u}$  по формуле

$$\frac{N_{Ed} \gamma_u}{A_n f_{ud} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.7)$$

где  $N_{Ed}$  – растягивающее или сжимающее усилие, вызванное расчетными нагрузками;

$A_n$  – площадь сечения нетто (с учетом ослаблений);

$\gamma_u$  – частный коэффициент равный 1.3.

#### **3.2.2. Изгибаемые элементы. Расчет на прочность при упругой и упругопластической работе металла.**

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) выполняют без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с классом элементов согласно 1.3.2..

Балки 1-го класса применяют для нагрузок всех видов и рассчитывают в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го класса применяют для статических нагрузок и рассчитывают с учетом развития пластических деформаций.

Балки крановых путей при расчете на прочность относят к 1-му классу. Бистальные балки относят ко 2-му классу и рассчитывают с учетом ограниченных пластических деформаций в стенке,

**a) Расчет на прочность при упругой работе металла.**

Наиболее часто сечение изгибаемых элементов принимается в виде двутавра, как наиболее экономичное по расходу металла. В дальнейшем все формулы и эпюры напряжений будут даны применительно к двутавровому сечению. Как известно, напряжения при изгибе распределяются в сечении по линейному закону (рис. 3.1). Эпюры а) и б) соответствуют упругой работе материала, где для эпюры б) - напряжения в крайних волокнах достигли предела текучести (на рисунке напряжения равные пределу текучести  $\sigma_t = f_{yk}$ ).

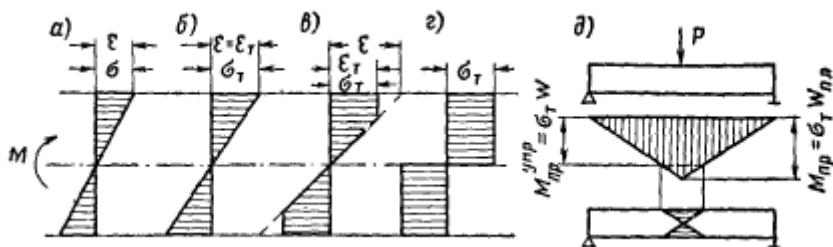


Рис.3.1 Эпюры нормальных напряжений при изгибе

а), б) – упругая работа ; в) – упругопластическая: г) – пластическая работа (шарнир пластичности); д) – схема балки. (На рисунке  $\sigma_t = f_{yk}$ ).

Расчет на прочность балок 1 класса следует выполнять по формулам:  
при действии момента в одной из главных плоскостей

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.8)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{V_{Ed} S}{I t_w f_s \gamma_c} \leq 1, \quad (3.9)$$

при действии моментов в двух главных плоскостях

$$\frac{M_{x,Ed}}{I_{xn} f_{yd} \gamma_c} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{yn} f_{yd} \gamma_c} x \leq 1, \quad (3.10)$$

где  $W_{n,min}$  - минимальный момент сопротивления рассматриваемого сечения;  
 $S$  – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$f_{yd}$  - расчетное значение предела текучести;

$f_s$  - расчетное значение прочности на срез;

$I_{xn}$  и  $I_{yn}$  - моменты инерции сечения нетто относительно рассматриваемых точек сечения  $x$  и  $y$ ;

$x$  и  $y$  - расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения;

$\gamma_c$  - коэффициент условия работы.

Проверка прочности стенки балки при одновременном действии в стенке момента и поперечной силы определяется по формуле:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 f_{yd} \gamma_c, \quad \frac{\tau_{xy}}{f_s \gamma_c} \leq 1 \quad (3.11)$$

где  $\sigma_x = M_{x,Ed} y / I_{xn}$  - нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

$\sigma_y = M_{y,Ed} x / I_{yn}$  - то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе  $\sigma_{loc}$  определяемое по формуле (3.14);

$$\tau_{xy} = V_{Ed} S / (I_x t_w) \text{ - касательное напряжение в стенке.}$$

Напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , принимаемые в формуле (3.11) со своими знаками, а также  $\tau_{xy}$  определяют в одной и той же точке стенки балки.

Коэффициент 1.15 предполагает развитие в стенке пластических деформаций, в то время как полка работает в упругой стадии и общий прогиб балки не изменяется.

При проверке прочности на действие поперечной силы на опоре для разрезных балок формулу (3.9) следует использовать без учета работы поясов.

В балках, рассчитываемых по формуле (3.10), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (3.11) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки балки отверстиями для болтов левую часть формулы (3.9), а также значение  $\tau_{xy}$  в формуле (3.11), следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле

$$\alpha = a_1 / (a_1 - d_o) \quad (3.12)$$

где  $a_1$  - шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

$d_o$  - диаметр отверстия.

Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в местах приложения нагрузки к верхнему поясу (рис. 3.2.), а также в опорных сечениях следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.13)$$

$$\text{где } \sigma_{loc} = \frac{F_{Ed}}{l_{left} t_w}, \quad (3.14)$$

здесь  $F_{Ed}$  - расчетное значение нагрузки (силы);

$l_{ef}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам:

для случаев, представленных на рисунках 3.2,а) и 3.2,б)

$$l_{ef} = b + 2h \quad (3.15)$$

для случая, представленного на рисунке, 3.2,в)

$$l_{ef} = \psi^3 \sqrt{I_{1f}/t_w} \quad (3.16)$$

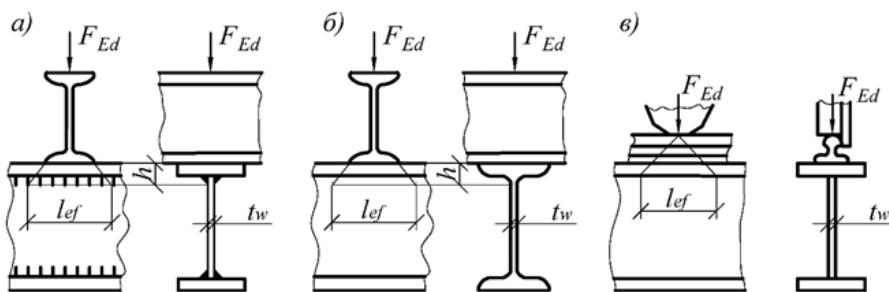
$h$  - размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 3.2,а), или расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 3.2,б));

$\psi$  - коэффициент, принимаемый равным: 3,25 - для сварных и прокатных балок;

4,5 - для балок с фрикционными поясными соединениями;

$I_{1f}$  - сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса;

$b$  –ширина опирания.



**Рисунок 3.2 Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки: а – сварная; б – прокатная; в – сварная или прокатная при нагрузке от колеса крана.**

Если стенка укреплена ребрами жесткости, то она рассчитывается на устойчивость как центрально сжатый элемент. При этом в расчетное сечение включаются оба ребра жесткости и часть стенки, шириной равной  $0,65t_w\sqrt{E/f_{yd}}$  с каждой стороны от ребра жесткости.

Проверку прочности стенки при одновременном действии изгибающего момента в плоскости стенки  $M_{x,Ed}$  и местной нагрузки  $F_{Ed}$  выполняют в точке у верхнего пояса стенки (рис. 3.2) по формуле (3.11) с заменой  $\sigma_y$  на  $\sigma_{loc}$ .

### **б) Расчет на прочность при упругопластической работе металла.**

Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го класса двутаврового и коробчатого сечений допускается выполнять с учетом развития пластических деформаций по сечению, позволяющего уменьшить расход металла на 5...15%. Вместе с тем при упругопластической работе стали, увеличивается риск исчерпания несущей способности конструкции, поэтому учет работы металла за пределом упругости, допускается выполнять при следующих условиях:

- при статической нагрузке;
- предел текучести стали не должен превышать  $f_{yk} \leq 440$  МПа, а касательные напряжения -  $\tau_x = \frac{V_{x,Ed}}{A_w} \leq 0.9f_s$  (кроме опорных сечений);
- обеспечена местная устойчивость элементов сечения и общая устойчивость конструкции.

На рис.3.1 приведены эпюры нормальных напряжений при работе балки в упруго-пластической (в)) и пластической (г)) (*шарнир пластичности*) стадиях работы. В первом случае, в сечении изгибаемого элемента присутствует упругая зона работы ( $\sigma < f_{yk}$ , во втором случае, *напряжения равные пределу текучести развиваются по всему сечению, это и есть шарнир пластичности.*

Расчет на прочность разрезных балок двутаврового и коробчатого сечений при соблюдении условий перечисленных ниже (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

- при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{xn,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1; \quad (3.18)$$

- при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях  $\tau_y = \frac{V_{y,Ed}}{2A_f} \leq 0,5f_s$

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{xn,min} f_{yd} \gamma_c} + \frac{M_{y,Ed} \gamma_{MO}}{c_y W_{yn,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (3.19)$$

где  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  – абсолютные значения изгибающих моментов;

$V_y$  – поперечная сила относительно оси  $y$ ;

$c_x$ ,  $c_y$  – коэффициенты, принимаемые согласно приложения Е, таблицы Е.1[5]:

$$\begin{aligned} &\text{при } \tau_x \leq 0,5f_s, \quad \beta = 1; \\ &\text{при } 0,5f_s < \tau_x \leq 0,9f_s \\ &\beta = 1 - \frac{0,20}{a_f + 0,25} \left( \frac{\tau_x}{f_s} \right)^4 \end{aligned} \quad (3.20)$$

где  $\alpha_f = A_f/A_w$  - отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки (для несимметричного сечения  $A_f$  - площадь меньшего пояса)

### 3.2.3. Расчёт на прочность элементов подверженных осевой силе с изгибом.

Расчёт на прочность внецентренно- сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно- растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с пределом текучести  $f_{yk} \leq 440\text{МПа}$ , не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях  $\tau < 0,5f_s$  и  $\sigma = N_{Ed}/A_n > 0,1f_{yd}$  следует выполнять по формуле:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{A_nf_{yd}}\right)^n + \frac{M_{x,Ed}}{c_x W_{xn,min} f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{c_y W_{yn,min} f_{yd}} \leq 1, \quad (3.21)$$

где  $N_{Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  – расчетные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании;  $n$ ,  $c_x$ ,  $c_y$  - коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1 приложение Е [5].

Если  $\sigma = N_{Ed}/A_n \leq 0,1f_{yd}$ , формулу (3.21) следует применять при выполнении требований обеспечения местной устойчивости стенки с учетом развития пластических деформаций,  $\sigma_{loc} = 0$ ,  $\tau \leq f_s$  (8.5.8 и табл. Е.1 (приложение Е)[5]).

Расчёт на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчётом по формуле (3.21), следует выполнять по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{A_nf_{yd} \gamma_c} \pm \frac{M_{x,Ed}}{I_{xn} f_{yd} \gamma_c} y \pm \frac{M_{y,Ed}}{I_{yn} f_{yd} \gamma_c} x \leq 1, \quad (3.22)$$

где  $x$ ,  $y$  - расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

Расчёт на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов по формуле (3.21) не требуется выполнять при значении приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef} \leq 20$ , (см. 3.3.2) отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчётах на прочность и устойчивость.

## Тема 3.3. Устойчивость центрально-сжатых, внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

### 3.3.1 Проверка устойчивости центрально сжатого стержня сплошного и сквозного сечений

Общие положения. В коротких стержнях при работе на сжатие сталь ведет себя так же, как и в растянутых элементах, поэтому их рассчитывают на прочность по той же формуле, что и растянутые.

Рассмотрим прямой, относительно длинный стержень, сжатый осевой силой (рис. 3.3).

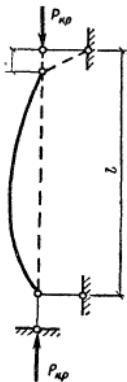


Рис. 3.3. Продольный изгиб центрально-сжатого стержня.

При увеличении силы стержень вначале будет оставаться прямым до тех пор, пока внешняя сила не достигнет критического значения. При достижении силой критического значения прямолинейная форма перестает быть устойчивой, стержень изгибаются в плоскости наименьшей жесткости. Устойчивым состоянием будет новая криволинейная форма. При незначительном увеличении нагрузки искривление стержня начинает быстро нарастать, и стержень теряет несущую способность. Такая форма потери несущей способности стержня называется потерей устойчивости и относится к первой группе предельных состояний.

Для центрально сжатого стержня, шарнирно закрепленного по концам (основной случай), критическую сжимающую силу определяют по формуле Эйлера (выведенной им еще в 1744 г):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{min}}{l_{ef}^2} \quad (3.23)$$

где  $E$  – модуль упругости;  $I_{min}$  - минимальный осевой момент инерции;  $l_{ef}$  - расчетная длина стержня.

Соответственно критические напряжения будут равны

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/A = \pi^2 EI_{min}/l_{ef}^2 A = \pi^2 E i_{min}^2/l_{ef}^2 = \pi^2 E/\lambda^2 \quad (3.24)$$

где  $i_{min} = \sqrt{I_{min}/A}$  - радиус инерции;  $\lambda = l_{ef}/i_{min}$  - гибкость стержня;

$l_{ef} = \mu \cdot l$  - расчетная длина стержня,  $\mu$  - коэффициент приведения полной длины стержня  $l$  к расчетной, принимаемой от условий закрепления стержня и его загружения (табл.3.2).

**Таблица 3.2.**

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки								
$\mu$	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Формула (3.24) справедлива только при постоянном модуле упругости  $E$ , в пределах упругих деформаций, то есть при напряжениях, не превышающих предел пропорциональности  $\sigma_p$  и  $\lambda \geq \pi \sqrt{E/\sigma_p}$ . При средних и малых гибкостях потеря устойчивости стержня происходит в упругопластической стадии работы материала  $\sigma_p < \sigma < f_{yk}$ .

Формула (3.24) показывает, что несущая способность стержня может быть увеличена путем увеличения момента инерции, без изменения площади поперечного сечения, путем размещения материала как можно дальше от главных осей инерции поперечного сечения. Поэтому трубчатые сечения наиболее экономичны, чем сплошные сечения. Уменьшая толщину стенки таких сечений и увеличивая поперечные размеры, можно повысить их устойчивость.

В реальных конструкциях всегда есть причины, вызывающие кроме осевого сжатия еще и изгиб, к ним относятся эксцентриситеты в приложении нагрузки, начальные прогибы, искривления и др. причины, которые называют случайными. Изучение их статистическими методами показывает, случайные эксцентриситеты и погнутости увеличиваются при возрастании гибкости. Все это приводит к тому, что фактические критические напряжения  $\sigma_{cr}$  будут меньше, подсчитанных по формуле (3.24).

Таким образом, проверка устойчивости стержней, сжатых осевой силой, сводится к сравнению напряжений, равномерно распределенных по сечению, с критическими, вычисленных с учетом начальных эксцентрикитетов, т. е.

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} \leq \sigma_{cr}. \quad (3.25)$$

Чтобы каждый раз не определять  $\sigma_{cr}$ , в технических условиях на проектирование даются значения  $\varphi = \sigma_{cr}/f_{yd}$  – коэффициент приведения расчетных значений предела текучести к расчетным значениям критических напряжений потери устойчивости стержней, сжатых осевой силой. Этот коэффициент  $\varphi$  называют коэффициентом устойчивости при центральном сжатии. Далее приведены основные практические методы расчета центрально сжатых стержней на устойчивость.

**Расчет стержней сплошного сечения на устойчивость при центральном сжатии осевой силой** (см. 7.1.3[5]) при обеспечении местной устойчивости элементов сечения выполняют по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (3.26)$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии; при  $\bar{\lambda} \geq 0,6$  определяют по формуле

$$\varphi = 0,5 \cdot \frac{\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2}, \quad (3.26a)$$

здесь  $\delta$  вычисляют по формуле

$$\delta = 9,87 \cdot (1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2,$$

$\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты определяют по таблице 7 [5] в зависимости от типа сечения (а – круглые и прямоугольные трубы; б – двутавры и др. сплошные сечения; с – двутавры, швеллеры относительно оси с меньшей жесткостью и др.);

$\lambda = l_{ef}/i$  – гибкость стержня;

$\bar{\lambda}$  – условная гибкость стержня;  $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ .

Численные значения  $\varphi$ , вычисленные по формуле, принимают не более  $7,6/\bar{\lambda}^2$  при значениях условной гибкости более 3,8; 4,4 и 5,8 для типов сечений а, б и с, соответственно.

При значениях  $\bar{\lambda} < 0,6$  допускается принимать  $\varphi = 1$ .

Вычисленные значения коэффициента  $\varphi$  приведены в табл.Д.1[5] и определяются интерполяцией в зависимости от  $\bar{\lambda}$  и типа сечений а, б и с соответственно.

Анализ, расчетных формул показывает, что устойчивость центрально сжатых стержней мало зависит от прочности металла, поэтому

использование высокопрочных сталей для этих элементов, в ряде случаев, не совсем эффективно.

Расчет сплошных стержней на устойчивость, например, двутаврового сечения с двумя материальными осями, выполняют по формуле (3.26) относительно каждой из осей (оси x-x и y-y).

**Расчет сквозных стержней на устойчивость, состоящих из отдельных ветвей, соединенных планками или решеткой, т.е. имеющих свободную ось (см. 9.3, рис. 9.6) выполняют:**

относительно материальной оси (параллельной плоскости планок или решеток) по формуле (3.26);

относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) - выполняют тоже по формуле (3.26) -  $\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1$ , где коэффициент  $\varphi$  относительно свободной оси определяют по формуле (3.26а) для сечений типа «b», заменяя  $\bar{\lambda}$  на условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$ .

Значение  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  вычисляют в зависимости от значений приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$  по формулам, приведенным в таблице 8 [5] для сечения с количеством панелей не менее шести (или по формулам (9.9) и (9.10) 9.3 ЭУМК ).

Значение коэффициента  $\varphi$ , относительно свободной оси, можно определить интерполяцией по таблице Д.1 [5] в зависимости от  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{ef}$  и типа сечений «b» .

Расчет на устойчивость стержней сквозного сечения с количеством панелей менее шести выполняют:

- при планках — как расчет рамных систем;
- при решетках — в соответствии с 7.2.5 [5].

### **3.3.2. Расчет устойчивости внецентренно –сжатых и сжато-изогнутых элементов сплошного и сквозного сечений**

**Общие положения.** Методика расчета, изложенная ниже, предусматривает лишь один, частный случай загружения, когда плоскость действия изгибающего момента (плоскость изгиба) совпадает с плоскостью симметрии.

Внецентренно-сжатые элементы, в отличие от центрально-сжатых, изгибаются с момента приложения нагрузки. При некотором значении  $N$  дальнейшее увеличение нагрузки становится невозможным: малейшее увеличение нагрузки вызывает беспрепятственное нарастание прогибов (см. рис.

3.4). Значение  $N$ , соответствующее этому моменту, является критическим ( $N_{cr}$ ), а отношение  $N_{cr}/A$  дает значение критического напряжения ( $\sigma_{cr}^e$ ).

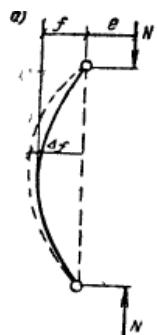


Рис. 3.4. Зависимость прогиба от нагрузки

Значение критического напряжения для внецентренно-сжатого стержня  $\sigma_{cr}^e$ , как правило, меньше, чем для центрально-сжатого  $\sigma_{cr}$ . Критическое напряжение для внецентренно-сжатых элементов зависит от трех факторов: гибкости, эксцентризитета и формы сечения. При постоянном эксцентризите ( $e$ ) с увеличением гибкости увеличивается нарастание прогиба ( $f$ ) и изгибающего момента:

$$M_{Ed} = N_{Ed}(e + f).$$

В итоге, критическое состояние наступает при меньшем значение силы  $N_{Ed}$  и, следовательно, критического напряжения, т.е. с увеличением гибкости критическое напряжение уменьшается.

С увеличением эксцентризитета критические напряжения также уменьшаются. Однако, влияние эксцентризитета не одинаково для различных сечений и зависит от ядрового расстояния ( $\rho = W/A$ ). Ядровое расстояние - это расстояние от центра тяжести сечения до границы ядра сечения, которое, в свою очередь, характеризуется тем, что, если сжимающая сила находится в пределах этого ядра, то все сечение будет сжато, а если за пределами этого ядра, то кроме сжатия в сечении появятся растягивающие напряжения.

Для двутаврового сечения, высотой  $h$ , радиус ядра в плоскости стенки составляет примерно  $0.37h$ , а для прямоугольного  $0.16h$ , т.е., например, для двутавра №50 высотой 50 см и при эксцентризите равном 16 см двутавр будет только сжат ( $\rho = 0.37 \cdot 50 = 18.5 \text{ см} > 16 \text{ см}$ ), а прямоугольник будет иметь уже разнозначную эпюру напряжений. Для того, чтобы увязать эксцентризитет с радиусом ядра сечения, в правилах используют относительный эксцентризитет, который для сплошных стержней равен

$$m = e/\rho = M_{Ed}A/(N_{Ed} \cdot W_c), \quad (3.27)$$

где  $e = M_{Ed}/N_{Ed}$  – эксцентризитет ( $M_{Ed}$  и  $N_{Ed}$  принимают согласно 9.2.3 [5]));

$A$  - площадь стержня;

$W_c$  - момент сопротивления для наиболее сжатого волокна сечения;

Для сквозных стержней относительный эксцентризитет равен

$$m = M_{Ed} \cdot A \cdot a / (N_{Ed} \cdot J), \quad (3.28)$$

где  $a$  - расстояние от центра тяжести всего сечения до оси наиболее сжатой ветви, но не меньше расстояния до оси стенки наиболее сжатой ветви.

Третий фактор - форма сечения, учитывается только для стержней со сплошной стенкой (сплошные сечения). С этой целью для этих стержней вычисляется приведенный эксцентризитет

$$m_{ef} = m \cdot \eta \quad (3.29)$$

где  $\eta$  - коэффициент влияния формы сечения на развитие пластических деформаций.

Коэффициент  $\eta$  зависит от того, какая часть сечения охватывается пластичностью при одной и той же эпюре напряжений. При появлении пластичности, часть сечения выключается из работы, и меняются геометрические характеристики, критические напряжения уменьшаются.

Значения коэффициента  $\eta$  приведены в правилах (табл. Д.2, приложение 2 [5]) в зависимости от вида сечения, относительного эксцентризитета и условной гибкости, которая равна:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{f_{yd}/E} \quad (3.30)$$

В сквозных внецентренно-сжатых элементах коэффициент влияния формы не учитывается - предполагается, что напряжения в ветвях распределяются равномерно по сечению.

*а) Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов сплошного сечения при действии момента в одной из главных плоскостей* выполняют в этой плоскости (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибо-крутильная форма потери устойчивости).

Расчет устойчивости в плоскости действия момента производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.31)$$

где  $\varphi_e$  – коэффициент устойчивости при внецентральном сжатии. Значение этого коэффициента для *сплошных стержней* определяются по табл. Д.3, приложения Д [5] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  (формула (3.30)) в плоскости изгиба и приведенного эксцентризитета  $m_{ef}$  (формула (3.29)).

**б) Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения из плоскости действия момента.**

Во внецентренно-сжатых элементах сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, у которых жесткости в обоих главных направлениях различны ( $J_x > J_y$ ) и момент действует в плоскости большей жесткости, возможна потеря устойчивости в направлении меньшей жесткости. В этих случаях проверка устойчивости из плоскости изгиба производится по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.32)$$

где  $\varphi_y$  — коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый как для центрально-сжатого стержня при потере устойчивости в направлении меньшей жесткости;

$c$  — коэффициент приведения  $\varphi_y$ , к условиям пространственной формы потери устойчивости при наличии изгибающего момента в плоскости наибольшей жесткости.

Коэффициент  $c$  в формуле (3.32) следует определять:

- при значениях относительного эксцентризитета  $m_x \leq 5$  по формуле:

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x) \leq 1; \quad (3.33)$$

- при значениях относительного эксцентризитета  $m_x \geq 10$  по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \varphi_y / \varphi_b), \quad (3.34)$$

где  $\varphi_b$  — коэффициент устойчивости при изгибе; определяют по 8.4.2 и приложению Ж [5] как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса;

- при значениях относительного эксцентризитета  $5 < m_x < 10$  по формуле:

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2 \cdot m_x - 1), \quad (3.35)$$

где  $c_5$  и  $c_{10}$  — значения коэффициента, вычисленные соответственно по формуле (3.33) при  $m_x=5$  и (3.34) при  $m_x=10$ .

Коэффициенты  $\alpha$  и  $\beta$  определяются по таблице 22 [5] в зависимости от типа сечения, относительного эксцентризитета  $m_x$ , и гибкости относительно оси "у".

При определении относительного эксцентризитета  $m_x = M_{x,Ed} \cdot A / (N_{Ed} \cdot W_c)$ , за расчетный момент  $M_{x,Ed}$  принимают:

- для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом — момент в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки;

- для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещений из плоскости изгиба — максимальный момент в пределах средней

трети длины стержня, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня.

*в) Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками расположеными в плоскостях, параллельных плоскости действия момента,* выполняют как расчет единого стержня в целом по формуле (3.31) так и отдельных ветвей по формуле (3.26).

Для сквозных стержней с решетками  $\varphi_e$  определяется по табл. Д.4, приложения Д [5] в зависимости от условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{f_{yd}/E}$  и относительного эксцентризитета  $m$  (формула (3.28)). Значение  $\bar{\lambda}_{ef}$  вычисляют в зависимости от значений приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ , определяемых по формулам, приведенным в таблице 8[5] или в 9.3.

При расчете ветвей продольную силу в каждой ветви определяют с учетом изгибающего момента согласно 9.3.3 [5].

### 3.3.3. Расчет на устойчивость элементов постоянного сечения, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости

Внеклентренно-сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ( $J_y < J_x$  и  $e_y \neq 0$ ) рассчитывают по формуле (3.31), а при  $\lambda_x > \lambda_y$ , также *проверяют расчетом на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые элементы* по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_x A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.36)$$

где  $\cdot \varphi_x \cdot$  - коэффициент устойчивости при центральном сжатии; определяют по 3.3.1.

При  $\lambda_x \leq \lambda_y$  проверка устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

### 3.3.4. Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов

Изгибаемые элементы могут выйти из работы вследствие потери ими общей устойчивости. При потере устойчивости изгибаемый элемент (например, балка) при расположении нагрузки в плоскости главной оси инерции сначала изгибается в своей плоскости, затем при достижении нагрузкой критического значения начинает закручиваться и выходить из плоскости изгиба (рис. 3.5).

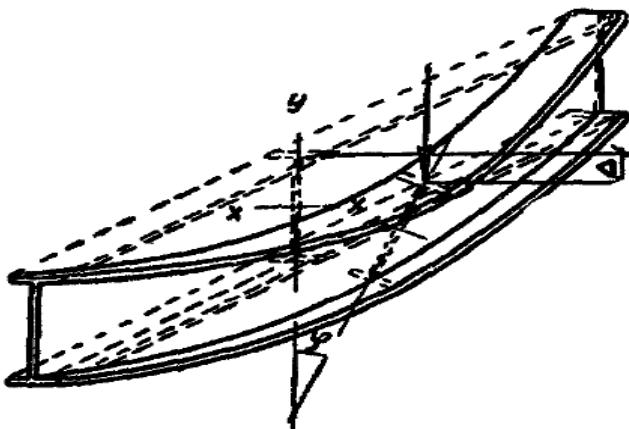


Рис. 3.5. Потеря устойчивости двутавровой балки.

Критические напряжения  $\sigma_{cr}$ , при которых балка теряет устойчивость, зависят от положения нагрузки, при расположении нагрузки по верхнему поясу балки увеличивает скручивание, по нижнему поясу – уменьшает его. Поэтому расположение нагрузки по верхнему поясу значительно опаснее.

В несимметричных двутавровых балках с более развитым верхним поясом поперечная жесткость за счет мощного пояса больше, в результате критические напряжения остаются примерно такими же, как и для симметричных.

*Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки*, выполняют по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{\varphi_b W_{cx} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.37)$$

где  $W_{cx}$  - момент сопротивления сечения относительно оси х-х, вычисленный для сжатого пояса;

$\varphi_b$  - коэффициент устойчивости при изгибе; где  $\varphi_b = \sigma_{cr}/f_{yd}$ ,  $\varphi_b$  – часто называют, коэффициентом снижения расчетного значения предела текучести при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок, определяют согласно приложению Ж [5] для балок с опорными сечениями, закрепленными от бокового смещения и поворота.

Устойчивость балок считают обеспеченной:

а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетона; плоский и профилированный металлический настил; волнистую сталь и т. п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.; силы трения не учитывают;

б) при значениях условной гибкости сжатого пояса балки  $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$ , не

превышающем значений  $\bar{\lambda}_{ub}$ , определяемых по формулам табл. 12 [5] для балок симметричного двутаврового сечения или асимметричного - с более развитым сжатым поясом с отношением ширины растянутого пояса к ширине сжатого пояса не менее 0,75. Здесь  $l_{ef}$  – расчетная длина балки, принимаемая равной расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (связями, точками крепления настилом);  $b$ - ширина сжатого пояса балки.

### Содержание практических занятий по III разделу

#### **Практическое занятие №2. Определение несущей способности растянутых и сжатых элементов .**

**Пример 3.1.** Определить несущую способность двутавра №20, работающего на растяжение, сталь С245.  $\gamma_c = 1$ .

Из сортамента: для двутавра №20 площадь равна  $A = 26,8 \text{ см}^2$ ,  $t_f = 8,4 \text{ мм}$ . В соответствии с табл. А.3 [5] для стали С245  $f_y d = 230 \text{ МПа} = 23 \text{kH/cm}^2$  (при толщине от 4 до 30мм).

Расчет на прочность выполняют по формуле  $\frac{N_{Ed}}{A_n f_{yd} \gamma_c} \leq 1$ , откуда определим несущую способность при работе на растяжение

$$N = 26,8 \cdot 23,0 \cdot 1 = 616,4 \text{ Кн.}$$

#### **Практическое занятие №3. Определение несущей способности центрально сжатых элементов**

**Пример 3.2.** Определить несущую способность центрально сжатой стойки сечением, приведенным на рис.III.1. Сталь С255, стойка длиной 8 м защемлена в фундаменте и вверху имеет шарнирное закрепление,  $\gamma_c = 1$ .

В соответствии с табл. А.3, [5] для стали С 255  $f_y d = 240 \text{ МПа} = 24 \text{kH/cm}^2$  (при толщине от 10 до 20мм).

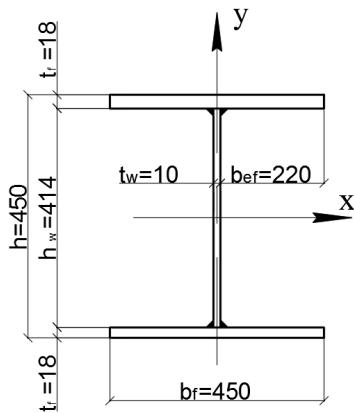


Рис. III. 1 Сечение стойки.

Расчет ведем в соответствии с формулой (3.25) -  $\frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot A \cdot f_{yd} \cdot \gamma_c} \leq 1$ .

Сечение стойки симметричное, центр тяжести находится посередине сечения.

Геометрические характеристики сечения:

площадь сечения:

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

моменты инерции сечения:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + \right. \\ \left. + 45 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left( \frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left( \frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

радиусы инерции сечения:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см.}$$

Определим гибкости сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{560}{20,02} = 28, \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{f_{yd}/E} = 28 \sqrt{24/21000} = 0,95,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{560}{11,59} = 48,3, \quad \bar{\lambda}_y = 48,3 \sqrt{24/21000} = 1,63,$$

где  $l_x = l_y = \mu \cdot l = 0,7 \cdot 800 = 560 \text{ см}$  - расчетная длина стержня.

Так как сварной двутавр, по табл. 7[5] тип сечения в;

ось x-x:  $\bar{\lambda}_x = 0,95$  из табл. Д1 [5]

для  $\bar{\lambda}_x = 0,8 \Rightarrow \varphi_{x1} = 0,967$ ,

$\bar{\lambda}_x = 1,0 \Rightarrow \varphi_{x2} = 0,948$ , по интерполяции для  $\bar{\lambda}_x = 0,95 \Rightarrow \varphi_x = 0,9528$ .

Тогда  $N_{Edx} = 0,9528 \cdot 203,4 \cdot 24,0 \cdot 1 = 4651,72 \text{ кН}$

Ось y-y:  $\bar{\lambda}_y = 1,63$ ; из табл. Д1 СП для  $\bar{\lambda}_y = 1,6 \Rightarrow \varphi_{y1} = 0,881$ ,  
 $\bar{\lambda}_y = 1,8 \Rightarrow \varphi_{y2} = 0,855$ , отсюда по интерполяции для  $\bar{\lambda}_y = 1,63 \Rightarrow \varphi_y = 0,8771$ .

Тогда  $N_{Edy} = 0,8771 \cdot 203,4 \cdot 24,0 \cdot 1 = 4281,6 \text{ кН}$

Отсюда несущая способность колонны  $N_{Ed} = 4281,6 \text{ кН}$

## Раздел IV . СОРТАМЕНТ

### Тема 4.1. Общая характеристика сортамента

Сортамент это каталог профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик и массы.

Современный сортамент включает в себя листовой прокат, профили в виде уголков, швеллеров, двутавров, тавров, круглых и прямоугольных труб (см. рис. 4.1), а так же усложненные профили с отгибами, "бульбами" и пр.

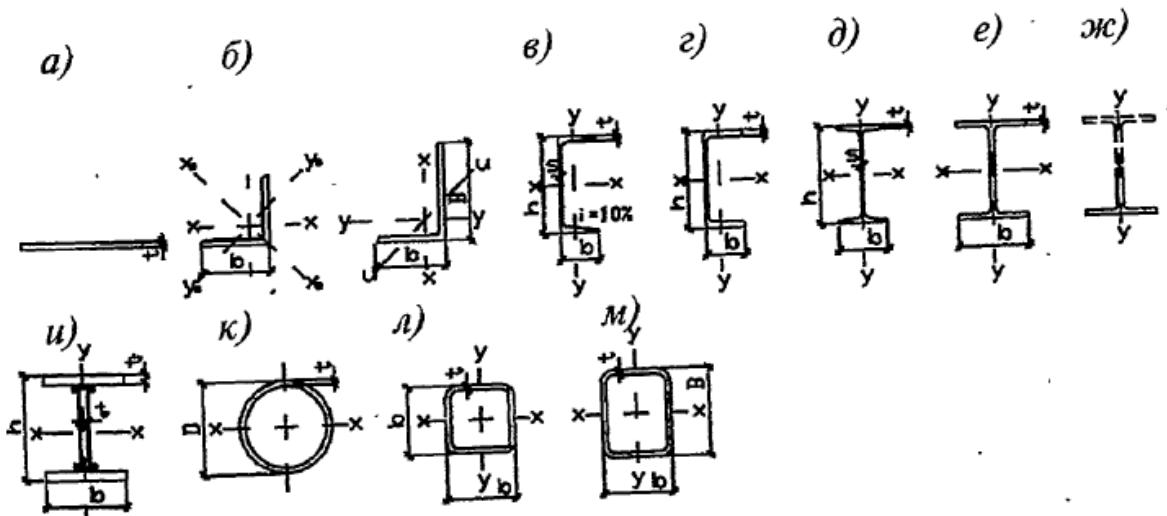


Рис. 4.1. Основные виды профилей

а) – лист; б) – уголки; в) – швеллер; г) – швеллер с параллельными гранями полок; д) – двутавр; е) – двутавр с параллельными гранями полок; ж) – тавр; и) – сварной двутавр; к) – круглая труба; л), м) – квадратный и прямоугольный гнутозамкнутый профиль.

Уголки и швеллеры могут быть прокатными или холодногнутыми. Листовой прокат включает: сталь толстолистовую, толщиной 4...160 мм, ширина листов 600...3600 мм, длина до 12 м; сталь тонколистовую, толщиной 0.2...4 мм с шириной листов в пределах 600...1400 мм и длиной 1.2...5 м; сталь широкополосную толщиной 4...60 мм с шириной полос 200...1050 мм и длиной 9...12 мм. Кроме указанных листов, металлургическая промышленность поставляет листовую сталь рулонную, рифленую, просечновытяжную, оцинкованную, кровельную. На чертежах сечение листовых деталей обозначается чертой с двумя числами, например: - 100x8, где первое число указывает ширину детали, а второе - толщину.

Сортамент уголковых профилей включает уголки равнополочные и неравнополочные. Сортамент стали прокатной уголковой равнополочной (ГОСТ8509) состоит из 118 типоразмеров, размер полок изменяется от 20 мм до 250 мм, а толщина полок от 3 мм до 30 мм. Сортамент неравнополочных прокатных уголков (ГОСТ8510) состоит из 66 типоразмеров, при этом размеры полок изменяются в пределах 16...250 мм, а толщины в пределах 3..20 мм. На чертежах прокатные уголки обозначаются уголковым знаком и Место для формулы. двумя (для равнополочных уголков) или тремя (для неравнополочных уголков) числами, например: L 75x8, где первая цифра обозначает размер полок, а вторая - толщину полок; L 250x160x20, где первые два числа обозначают размеры полок, а третья - толщину полок.

Уголки гнутые также бывают равнополочные и неравнополочные. Для их обозначения на чертежах перед уголковым знаком ставятся две буквы "Гн", например: Гн L120x6. Длина холодногнутых профилей определяется длиной листовых заготовок.

Сортамент прокатных швеллеров (ГОСТ8240) включает в себя швеллеры с уклоном внутренних граней полок и с параллельными гранями полок. Сортамент первых и вторых состоит из 22-х типоразмеров. На чертежах швеллеры обозначаются знаком "I" и числом, которое обозначает высоту швеллера в "см", например: [40. При параллельных гранях добавляется буква «п» например, [40п.

Сортамент двутавров включает в себя двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ8239) и с параллельными гранями полок (ГОСТ26020). Количество типоразмеров двутавров с уклоном внутренних полок равно 28. На чертежах такие двутавры обозначаются знаком "I" и числом, обозначающим высоту двутавра в "см", например I24. Двутавры с параллельными гранями полок подразделяются на двутавры нормальные (обозначаются буквой "Б"), широкополочные (Ш), колонные (К) и колонные уширенные (КУ). Пример обозначения широкополочного двутавра: I100Ш2, где "100" - это номинальная высота сечения в "см", Ш - широкополочный, "2" - номер двутавра с номинальной высотой, равной 100 см. Аналогичную классификацию имеют и тавры, к указанным выше буквенным символам добавляется буква "Т". Пример обозначения широкополочного тавра: Т20ШТ2. Длины уголков, швеллеров, двутавров и тавров находятся в интервале 4...13 м.

Кроме указанных профилей, сортамент содержит трубчатые профили (круглые и прямоугольные), крановые и железнодорожные рельсы, сталь квадратную и круглую, профили для оконных и фонарных переплетов.

## **Раздел V. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.**

Соединения бывают:

- сварные;
- на болтах;
- на заклепках;
- комбинированные.

### **Тема 5.1. Сварные соединения. Стыковые и угловые швы, конструирование и расчет**

#### **5.1.1. Сварные соединения, виды сварки, материалы для сварных соединений.**

В настоящее время сварка является основным видом соединений при изготовлении металлических конструкций. Примерно 90% всех металлоконструкций изготавливаются с применением сварки.

*Достоинства сварных соединений:*

- упрощается конструктивная форма;

–трудоемкость изготовления, примерно, на 20% ниже болтовых соединений;

–расход металла на 10-20% меньше чем для болтовых соединений;

*Недостатки:*

–внутренние остаточные сварочные напряжения;

– концентраторы напряжений;

– контроль качества затруднен.

По способу механизации сварку подразделяют на ручную, автоматическую и полуавтоматическую. При ручной сварке в качестве сварочных материалов используют электроды с защитным покрытием, которые подразделяются по типам: Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А, Э60, Э70. Буква "Э" обозначает "электрод", а цифра указывает временное сопротивление наплавленного металла электрода в кН/см<sup>2</sup>. Если к обозначению типа электрода добавляется буква "А", то это свидетельствует о повышенной пластичности наплавленного металла электрода и их чистоте по содержанию серы и фосфора. Такие электроды используются для сварки конструкций работающих на динамические нагрузки.

При автоматической и полуавтоматической сварке используются сварочная проволока без каких-либо защитных покрытий или порошковая проволока. В первом случае, для защиты дуги и жидкого металла от окружающего воздуха, используют флюс (гранулированный порошок) или защитный газ. Во втором случае защитные функции выполняет порошок, располагаемый во внутренней полости порошковой проволоки. Выбор сварочных материалов осуществляется в соответствии с 5.6 [5] в зависимости от прочности металла и условий эксплуатации конструкций (табл. 5.1).

Например, конструкции из стали С235, С245, С255 варят электродами Э42, Э42А, Э46, Э46А, из стали С345 используют электроды Э50, Э50А. Для сварки конструкций в защитном газе используют голую проволоку такую как Св-08, Св-08А, Св-08Г2С. Например, Св-08ХГСМА обозначает Св- сварочная проволока, первая цифра – содержание углерода в сотых долях (0,08%); хрома (Х), марганца (Г), кремния (С), молибдена (М) - каждого до 1%; буква А в конце показывает повышенную пластичность и чистоту проволоки по содержанию серы и фосфора.

Допускается использование сварочных материалов, не указанных в таблице 5.1, при этом механические характеристики наплавленного металла с их применением должны быть не ниже характеристик, обеспечиваемых применением материалов, указанных в таблице.

Таблица 5.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Характеристическое значение предела текучести стали $f_{yk}$ , Н/мм <sup>2</sup>	Марка материала для сварки				Тип электрода		
	сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		флюса	порошковой проволоки			
	в углекислом газе или в его смеси с аргоном	под флюсом					
До 290	Св-08Г2С, Св-08ГСНТ, Св-08ГСМТ	Св-08А	АН-348-А, АН-60 <sup>1)</sup> , ПФК-56С <sup>4)</sup> , UF-02, UF-03 <sup>5)</sup>	ПП-АН-3, ПП-АН-8	Э42 <sup>1)</sup> , Э42А <sup>1)</sup>		
		Св-08ГА			Э46 <sup>1)</sup> , Э46А <sup>1)</sup>		
От 290 до 440		Св-10ГА <sup>2)</sup>	АН-17-М, АН-43, АН-47, АН-348-А <sup>3)</sup> , ПФК-56С <sup>4)</sup> , UF-02, UF-03 <sup>5)</sup>		Э50, Э50А		
		Св-10Г2 <sup>2)</sup> Св-10НМА					
От 440 до 590	Св-08Г2С, Св-08ГСНТ, Св-08ГСМТ Св-08ХНМ	Св-10ГА <sup>2)</sup> Св-10НМА	ПФК-56С <sup>4)</sup> , UF-02, UF-03 <sup>5)</sup>	ПП-АН-3, ПП-АН-8	Э50А Э60		
От 590	Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М, ПФК-56С <sup>4)</sup> , UF-02, UF-03 <sup>5)</sup>	ПП-АН-3, ПП-АН-8	Э60		
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ			Э70		

1) Флюс АН-60 и электроды типов Э42, Э42А, Э46, Э46А Э50 применяют для конструкций групп 2 и 3 при расчетных температурах  $t \geq -45^{\circ}\text{C}$ .

2) Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

3) Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчетной температуре  $t < -45^{\circ}\text{C}$  и толщин более 32 - при расчетных температурах  $t \geq -45^{\circ}\text{C}$ .

4) Керамический флюс ПФК-56С по соответствующим техническим условиям.

5) Керамический флюс сварочный агломерированный марок UF-02 и UF-03 по соответствующим техническим условиям.

**Типы сварных швов и соединений.** По конструктивному признаку сварные швы подразделяются на *стыковые и угловые*. Стыковые швы соединяют элементы, расположенные в одной плоскости, а угловые швы - элементы, расположенные в разных плоскостях. На рис. 5.1 приведены типы сварных соединений: стыковыми швами - а) – листов и уголков; угловыми швами - б) – нахлесточное, в) – в тавр, г) – в угол.

Стыковые швы наиболее рациональны по расходу присадочного материала, плавная передача силового потока, имеет место наименьшее количество концентраторов напряжений, удобны для проведения контроля.

В соединения с угловыми швам наблюдается неравномерное распределение силового потока, вызывающее концентрацию напряжений, поэтому такие соединения не рекомендуются применять в конструкциях, воспринимающих переменные или динамические нагрузки, а также эксплуатируемых при низких температурах.

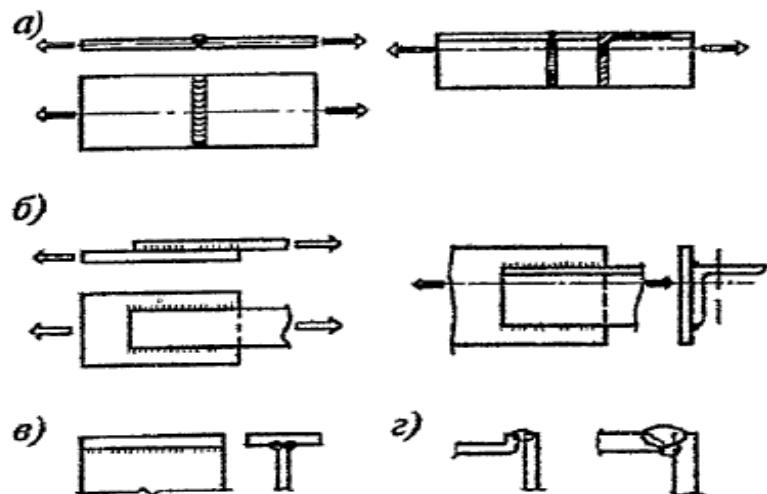


Рис. 5.1 Типы сварных соединений: а) – листов и уголков - стыковыми швами; б) – нахлесточное - угловыми швами , в) – в тавр, г) – в угол.

Для качественного выполнения сварного шва с полным проваром предусматривают различные формы разделки кромок (рис. 5.2), которые назначают в зависимости от вида сварки и толщины свариваемых элементов.

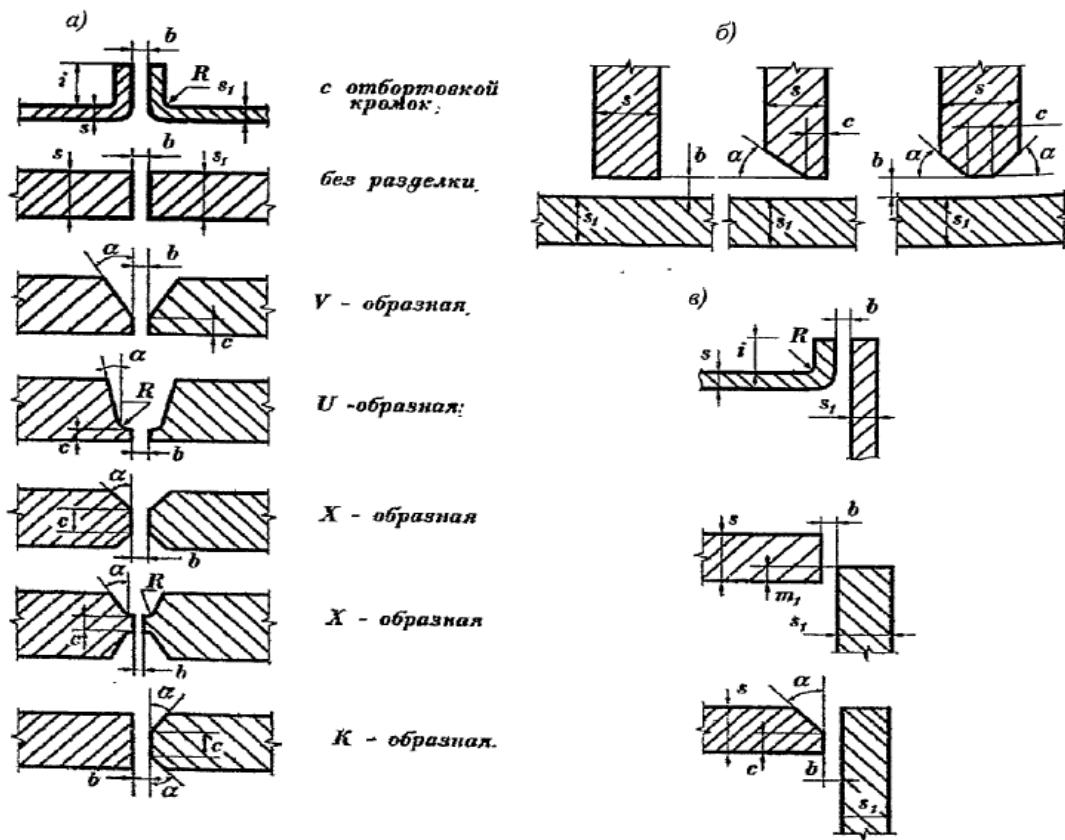


Рис. 5.2 Форма подготовки кромок свариваемых элементов: а) – стыковых соединений; б) – угловых соединений; в) - соединений в угол.

Разделка кромок выполняют не только для стыковых, но и для угловых швов.

### 5.1.2. Расчет стыковых соединений .

Расчет стыковых сварных соединений выполняют в предположении, что распределение напряжений в сварном шве равномерное, в этом случае шов должен быть с полным проваром и качественным, без подрезов и непроваров, с полной заваркой концов. В случае односторонней сварки необходимо производить подварку корня шва или варить на подкладке (рис. 5.3).

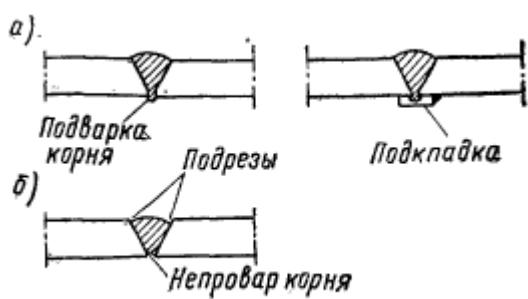


Рис.5.3 Шов встык: а) – правильный, с полным проваром; б) – с дефектами.

Стыковые швы могут быть прямые (рис.5.4а), прямые на выводные планки (рис. 5.4б) и косые (рис.5. 4в)

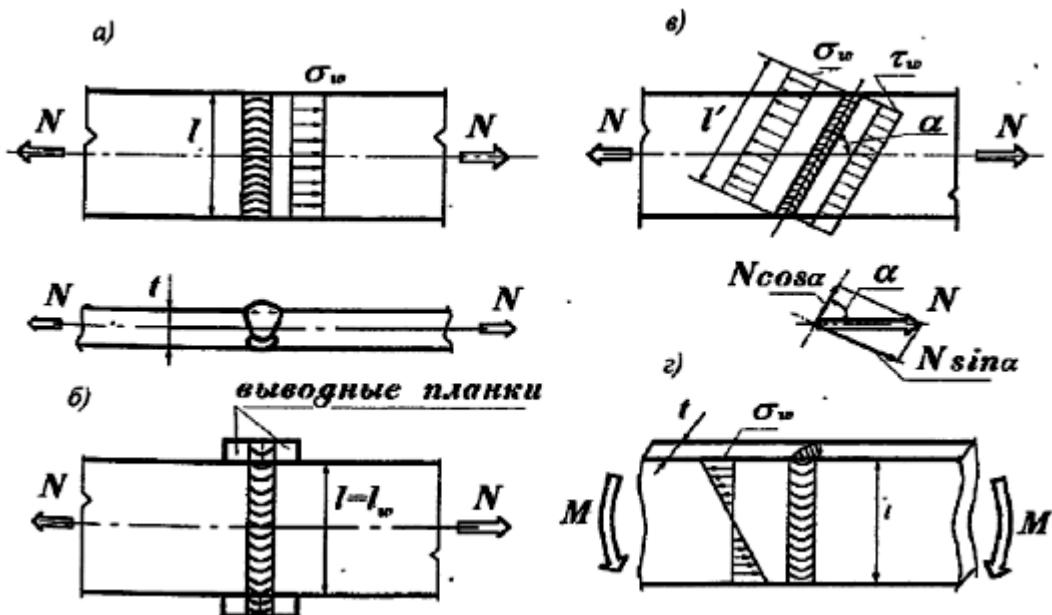


Рис.5.4 К расчету стыковых соединений на продольную силу: а) – листов, б) – листов с планками, в) – листов с косым швом; г) – листов.

Расчет сварных стыковых соединений при действие расчетного значения осевой силы  $N_{Ed}$  (рис. 5.4, а)), изгибающего момента  $M_{Ed}$  (рис. 5.4,г)) и поперечной силы  $V_{Ed}$  следует проверять по формулам:

– при осевой силе, проходящей через центр тяжести сечения:

$$\frac{N_{Ed}}{t_w \cdot l_w \cdot f_{wy} \gamma_c} \leq 1 ; \quad (5.1)$$

– при изгибающем моменте:

$$\frac{6M_{Ed}}{t_w \cdot l_w^2 \cdot f_{wy} \cdot \gamma_c} \leq 1 ; \quad (5.2)$$

– при поперечной силе:

$$\frac{V_{Ed}}{t_w \cdot l_w \cdot f_{ws} \cdot \gamma_c} \leq 1 . \quad (5.3)$$

где  $f_{wy} = f_{yd}$  - расчетное значение прочности стыкового шва, по пределу текучести, растяжению и изгибу (с физическими методами контроля), сжатию;  $f_{wy} = 0,85f_{yd}$  - тоже, растяжению и изгибу, но без физических методов контроля; расчетное значение предела текучести стали  $f_{yd}$  принимаются по наиболее толстому из свариваемых элементов;

$f_{ws} = f_s$  - расчетное значение прочности стыкового шва срезу;

$t_w = t$ , где  $t$  – меньшая из толщин соединяемых элементов;

$l_w = l - 2t$  – расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на  $2t$ , или полной его длине при сварке элементов с использованием

выводных планок (рис. 5.4, б)). После сварки, выводные планки обрезают, торцы листов зачищают абразивным кругом;

При действии на соединение одновременно осевой силы  $N_{Ed}$ , изгибающего момента  $M_{Ed}$  и поперечной силы  $V_{Ed}$  в наиболее напряженной точке сечения проверка прочности выполняется по приведенному напряжению

$$\sqrt{(\sigma_{w,N} + \sigma_{w,M})^2 + 3\tau_{w,V}^2} \leq f_{wy}; \quad (5.4)$$

В тех случаях, когда условие прочности на  $N_{Ed}$  по формуле (5.1) не выполняется, рекомендуется применять косой шов (рис. 5.4, в)). Проверку прочности косого шва выполняют по формуле

$$\sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq f_{wy}, \quad (5.5)$$

где  $\sigma_w = N \sin \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq f_{wy}$ ,  $\tau_w = N \cos \alpha / t_w \cdot l'_w \cdot \gamma_c \leq f_{ws}$ ;

$l'_w = l_w / \sin \alpha$  - расчетная длина косого шва.

При расчете сварных стыковых соединений элементов из сталей с отношением  $f_{ud}/\gamma_u > f_{yd}$ , эксплуатация которых возможна и после достижения сталью предела текучести, а также из стали с  $f_{yk} > 440 \text{ МПа}$  в формулах (5.1) – (5.4), вместо  $f_{wy}$  следует принимать  $f_{wu}/\gamma_u$ , где  $f_{wu} = f_u$ ,  $\gamma_u = 1,3$ , (необходимо применять только с физическими методами контроля шва).

Расчет стыковых сварных соединений выполнять не требуется при применении сварочных материалов согласно таблице Г.1 (приложение Г)[5], при полном проваре соединяемых элементов и сплошном (100 %-ном) контроле качества соединений неразрушающими методами.

### 5.1.3. Расчет соединений с угловыми швами

Если элементы находятся в разных плоскостях и их соединение выполняется швом в угол, то их называют соединениями с угловыми швами, а швы угловыми (рис. 5.7).

В зависимости от ориентации углового шва относительно линии действия осевого усилия угловые швы подразделяются на лобовые и фланговые (рис. 5.5).

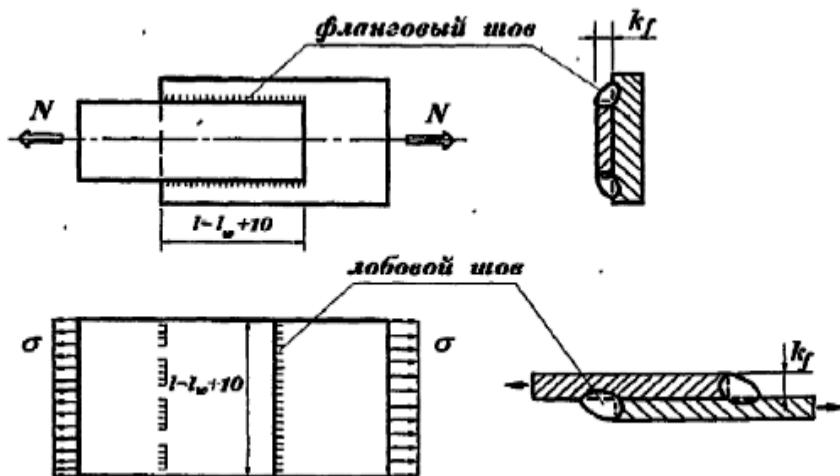


Рис.5.5 Типы угловых швов (фланговые и лобовые).

Распределение напряжений по длине углового шва неравномерно. Наиболее нагруженные участки, например, для флангового шва (рис. 5.6), находятся в начале и в конце соединения в угловом шве. Появление трещины в шве начинается по торцам (концентрация напряжений), что является причиной его разрушения.

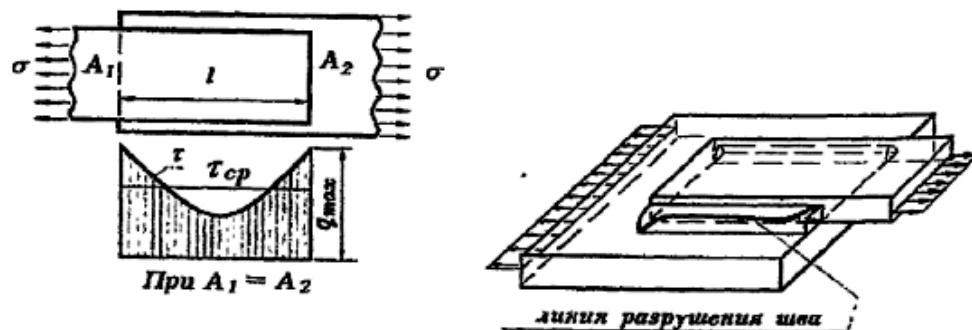


Рис.5.6 Распределение напряжений и разрушение углового флангового шва.

Проверка прочности сварных соединений с применением угловых швов производится по двум сечениям:

- по металлу шва (рис. 5.7, сечение 1);
- по металлу границы сплавления (рис. 5.7, сечение 2).

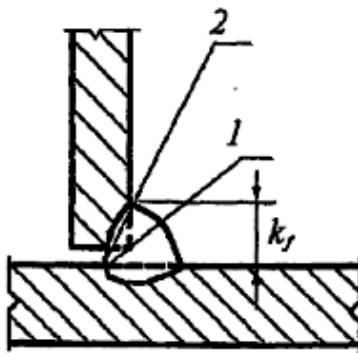


Рис. 5.7 Схема расчетных сечений сварного соединения с угловыми швами: 1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления.

Катеты сварных швов ( $k_f$ ) следует принимать, как правило, с соотношением размеров 1:1. При разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами, при этом, за расчетный катет шва принимается  $k_{f,min}$ . Катет углового шва должен удовлетворять требованиям расчета и быть, как правило, не менее указанного в таблице 5.3 в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, чтобы обеспечить провар со стороны толстого элемента. Также ( $k_f$ ) должен быть не более  $1,2t$ , где  $t$  – наименьшая из толщин свариваемых элементов, чтобы исключить прожог более тонкого из свариваемых элементов. Для прокатных кромок полок уголков, двутавров и швеллеров  $\kappa_{f,max}$  не должен превышать  $0,9t$ .

Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии осевого усилия  $N_{Ed}$  следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (см. рис. 5.7) по условиям:

$$\text{-при } \frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1 \text{ –по металлу шва} \\ \frac{N_{Ed}}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (5.6)$$

$$\text{- при } \frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1 \text{ –по металлу границы сплавления}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot f_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (5.7)$$

где  $\beta_f$  и  $\beta_z$  - коэффициенты условия сварки, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от вида сварки и положения шва (табл.5.2 или табл. 40, [5]);

$l_w$  - расчетная длина сварного шва, принимаемая меньше его полной длины на 10мм;

$\gamma_c$  - коэффициент условия работы (см. табл. Б.1 [5]);

$f_{wf}$  - расчетное значение прочности углового шва по металлу шва, зависящее от прочности металла электрода или сварочной проволоки, принимается равным  $f_{wf} = 0,55 f_{wuk} / \gamma_{wm}$ , здесь  $f_{wuk}$  – характеристическое

значение предела прочности наплавленного металла шва,  $\gamma_{wm} = 1,25$  - частный коэффициент по материалу; значения  $f_{wf}$  приведены в табл. 5.4.

$f_{wz}$  - расчетное значение прочности углового шва по металлу границы сплавления, зависящее от прочности металла соединяемых элементов и принимается равным  $f_{wz} = 0.45 f_{ud}$ , здесь  $f_{ud}$  - меньшее расчетное значение предела прочности соединяемых элементов.

Табл. 5.2 – Значения коэффициентов  $\beta_f$  и  $\beta_z$

Вид сварки и диаметр сварочной проволоки	Положение шва	Коэффициенты	Значения коэффициентов $\beta_f$ и $\beta_z$ при нормальных режимах сварки и катетах швов $K_f, \text{мм}$								
			3-8	9-12	14-16	св. 16					
Автоматическая при $d=3\text{-}5\text{мм}$	В лодочку	$\beta_f$	1,1			0,7					
		$\beta_z$	1,15			1,0					
	Нижнее	$\beta_f$	1,1	0,9	0,9	0,7					
		$\beta_z$	1,15	1,05	1,05	1,0					
Автоматическая и механизированная при $d=1,4\text{-}2\text{мм}$	В лодочку	$\beta_f$	0,9			0,7					
		$\beta_z$	1,05			1,0					
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7						
		$\beta_z$	1,05	1,0							
Ручная; механизированная при $d<1,4\text{мм}$ или порошковой проволокой	В лодочку	$\beta_f$	0,7								
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	$\beta_z$	1,0								

При проектировании сварного соединения с угловыми швами на действие продольной силы удобнее определять необходимую длину сварного шва из выражений (5.6) или (5.7), при этом катетом шва задаются.

При  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1$  – расчет ведут по металлу шва

$$l_{wf} = N_{Ed}/\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c + 1\text{см}, \quad (5.8)$$

- при  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1$  – по металлу границы сплавления

$$l_{wz} = N_{Ed}/\beta_z k_f f_{wz} \gamma_c + 1\text{см}, \quad (5.8a)$$

где – расчетную длину сварного шва  $l_w$  увеличивают на 1см с учетом непровара по торцам шва по 0,5см (5мм).

Если длина флангового шва  $l_w$  оказалась больше допустимой расчетной длины, равной  $85\beta_f k_f$ , то рациональнее определять  $k_f$  исходя из его допустимой длины

$$k_f \geq \frac{1}{\beta_f} \sqrt{N_{Ed}/85f_{wf}\gamma_c} \quad (5.9)$$

Минимальный катет шва назначается исходя из таблицы 5.3

**Расчет на изгиб и поперечную силу**, например, листа, приваренного двумя угловыми швами (рис. 5.8а)) выполняют по равнодействующим напряжениям в наиболее напряженной точке. Здесь расчетная длина сварного шва равна его длине за вычетом 1 см ( $l_w = l - 1 \text{ см}$ ) .

По металлу шва

$$\sqrt{\left[6M_{Ed}/(2\beta_f k_f l_w^2)\right]^2 + \left[V_{Ed}/(2\beta_f k_f l_w)\right]^2} \leq f_{wf}\gamma_c \quad (5.10)$$

По границе сплавления

$$\sqrt{\left[6M_{Ed}/(2\beta_z k_f l_w^2)\right]^2 + \left[V_{Ed}/(2\beta_z k_f l_w)\right]^2} \leq f_{wz}\gamma_c \quad (5.11)$$

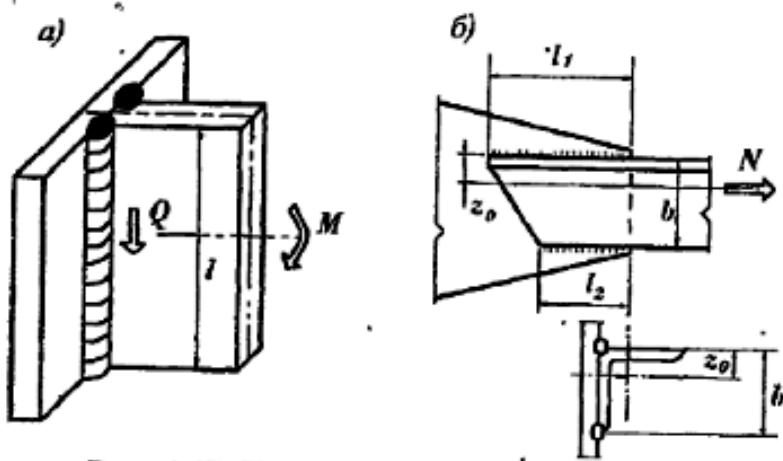


Рис. 5.8 К расчету сварных соединений с угловыми швами: а) – на момент и поперечную силу; б) – приварка уголка.

При прикреплении угловыми швами несимметричных профилей, например уголков к фасонке ферм (рис. 5.8 б)), необходимо учитывать неравномерное распределение усилия между двумя швами. Усилие  $N$  распределяется обратно пропорционально расстояниям от сварных швов до оси элемента. Тогда усилие, воспринимаемое сварными швами по обушку  $N_1 = N \frac{b-z_0}{b} = \alpha N$  и по перу  $N_2 = N \frac{z_0}{b} = (1-\alpha)N$ . Подставляя найденные значения

усилий в формулу (5.8), можно вычислить длину сварных швов по обушку  $l_1$  и перу  $l_2$  при заданных катетах  $k_{f1}$   $k_{f2}$ .

Значение коэффициента  $\alpha$  зависит от типа уголков и в расчетах может быть принято: для равнобоких уголков равным 0,7; для неравнобокого уголка, прикрепляемого малой полкой 0,65; для неравнобокого уголка, прикрепляемого большой полкой 0,75.

Таблица 5.3 – Минимальный катет угловых швов

Тип соединения	Вид сварки	Минимальный катет шва $k_f$ , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов $T^*$ , мм					
		4–5	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная дуговая, автоматическая и механизированная	3	4	6	10	12	16
Угловое и тавровое с односторонними угловыми швами		3	5	8	12	16	22

\* При условии  $t \geq 0,6T$ , где  $t$  – толщина более тонкого из свариваемых элементов.

П р и м е ч а н и я

1 В конструкциях из стали с пределом текучести выше 590 Н/мм<sup>2</sup> минимальный катет швов следует принимать по технологическим регламентам на изготовление.

2 Для всех сталей при толщине элементов более 40 мм минимальный катет сварного шва  $k_f$  следует принимать по расчету.

3 При толщине более тонкого из свариваемых элементов  $t \leq 0,6T$ , минимальный катет сварного шва  $k_f$  следует принимать по расчету, но не более 1,2  $t$ .

Таблица 5.4 Сварочные материалы и расчетные значения прочности углового шва срезу (условному) по металлу шва  $f_{wf}$ , МПа

Сварочный материал		$f_{wuk}$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_{wf}$ , Н/мм <sup>2</sup>
Тип электрода	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	Св-08Г2С <sup>1)</sup> , Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	—	835	340

<sup>1)</sup> Только для швов с катетом  $k_f \leq 8$  мм в конструкциях из стали с характеристическим значением предела текучести 440 Н/мм<sup>2</sup> и более.

В рабочих соединениях угловые швы выполняют сплошными по всей длине.

Прерывистые угловые швы допускается применять для соединений в конструкциях группы 4 (табл. А.1 (приложение А) [5]) при статической нагрузке и избыточной несущей способности непрерывного шва минимального размера, а также при реконструируемых конструкциях группы 3, эксплуатируемых в неагрессивных средах. Размеры сварного шва должны соответствовать требованиям, приведены в данном разделе. Расстояние между участками сварных швов не должно превышать одного из значений: 200мм,  $12t_{min}$  – в сжатом элементе ( $t_{min}$  – толщина самого тонкого из соединяемых элементов),  $16 t_{min}$  - в растянутом элементе. В конструкциях группы 4 расстояние между участками шва допускается увеличивать на 50%. Сварные швы по концам соединяемых элементов выполняют длиной не менее  $0,75b$ , где  $b$  - ширина более узкой из соединяемых пластин.

Односторонние угловые швы в расчетных соединениях не допускаются. В не расчетных соединениях односторонние угловые швы допускаются при следующих условиях:

- температура эксплуатации не должна быть ниже минус 45°C;
- среда эксплуатации не агрессивная или слабоагрессивная».

#### **5.1.4. Конструктивные требования к сварным соединениям**

Образование сварных соединений сопровождается появлением сварочных напряжений и деформаций. Для уменьшения сварочных напряжений и деформаций следует придерживаться следующих рекомендаций:

катеты сварных швов назначать по возможности минимально допустимыми;

не допускать пересечения сварных швов и близкого их расположения;

располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения.

Сварочные напряжения и деформации могут быть уменьшены также с помощью технологических мероприятий: правильным выбором параметров сварки и очередности выполнения сварных швов.

Другим отрицательным следствием сварки является концентрация напряжений в основном металле в местах расположения сварных швов. Для уменьшения этого явления следует ограничивать наименьшее значение, как катета шва, так и расчетной длины. Чтобы обеспечить провар со стороны более толстого из свариваемых элементов минимальный катет шва должен быть не менее величины согласно таблицы 5.3, чем больше толщина, тем больше катет; от глубины проплавления (при автоматической сварке - катет меньше, чем при ручной) и от прочности металла соединяемых элементов (чем выше прочность, тем больше катет). Наименьшее значение катета шва, обусловленное технологией сварки равно 3 мм, для автоматической и

полуавтоматической сварки, и 4мм для ручной сварки. Катеты швов могут иметь только целые значения, при этом до 10 мм они могут иметь как четные, так и нечетные значения, а свыше 10 мм, только четные. Расчетная длина сварного шва должна быть не меньше 40 мм или  $4k_f$ .

Согласно правил, катет сварного шва не должен быть более  $1,2t$ , где  $t$  - меньшая толщина соединяемых элементов. При расположении шва вдоль закругленной кромки, например, вдоль полки уголка, наибольшее значение катета уменьшается и составляет 0.9 от толщины уголка.

С другой стороны, для сокращения трудозатрат катеты сварных швов следует назначать такими, чтобы их можно было выполнить за один проход, так как при многопроходном шве требуется зачистка каждого предыдущего слоя наплавленного металла от шлака и брызг. С этой точки зрения, оптимальный размер катета следует принимать равным 6- 8мм. При сварке "в лодочку" размер катета сварного шва выполняемого за один проход увеличивается примерно в полтора раза для ручной и полуавтоматической сварки и в два раза- для автоматической.

Наибольшие напряжения возникают по краям сварного шва, уменьшаясь к его середине. При слишком длинных швах их средняя часть оказывается не вовлеченной в работу, и тогда несущая способность сварного шва с увеличением его длины не возрастает. Согласно правил, расчетная длина сварного углового шва не должна превышать  $85\beta_f k_f$ . Исключение составляют сварные швы, усилия на которые передаются непрерывно по их длине, например, поясные швы в составных балках.

При соединении встык толстых элементов необходимо для полного проплавления предусматривать разделку кромок и, при необходимости, подварку корня шва. Шов должен быть выпуклым, вогнутые швы не допускаются. При односторонней ручной сварке разделку кромок следует предусматривать при толщине более 8 мм, при полуавтоматической - более 12 мм и при автоматической более 14 мм. Если сварка двусторонняя, то наименьшая толщина, при которой требуется разделка кромок, увеличивается в 1.5 раза.

## **Тема 5.2. Болтовые и заклепочные соединения**

### **5.2.1. Область применения, виды болтов**

Кроме сварки в металлических конструкциях применяют болтовые и заклепочные соединения. Болтовые соединения применяют преимущественно при монтаже, вследствие простоты установки болтов, не требуется специальное оборудование, отсутствуют горячие процессы, существенно снижается трудоемкость монтажа конструкций по сравнению со сварными и заклепочными соединениями. Вместе с тем изготовление болтовых соединений более трудоемко, усложняется конструктивная форма из-за выполнения отверстий, несколько увеличивается расход металла.

В связи с развитием сварки и соединений на высокопрочных болтах, заклепочные соединения в стальных конструкциях применяются в отдельных случаях: при наличии динамических и вибрационных нагрузок (балки железнодорожных мостов, подкрановые балки по краны с тяжелым режимом работы и другие аналогичные конструкции). Процесс постановки заклепок очень трудоемок, присутствуют сложные горячие процессы особенно на монтаже.

В соединениях стальных конструкций применяют обычные болты, высокопрочные болты и болты анкерные (фундаментные). Обычные и высокопрочные болты применяются для соединения элементов друг с другом, анкерные – для соединения конструкций с фундаментами.

**Обычные болты** изготавливают грубой, нормальной и повышенной точности С, В и А соответственно. Для расчетных соединений используются болты класса точности В и А для нерасчетных – С. Болты грубой и нормальной точности изготавливают из углеродистой стали, болты повышенной точности – из углеродистой и легированной стали.

Соединения образуются постановкой болтов в проколотые или просверленные отверстия с последующим закручиванием гаек. Под гайку, а иногда и под головку болта, ставят шайбу

Болты класса точности "С" допускает плюсовые и минусовые допуски при изготовлении болта. Например, при номинальном диаметре болта 20 мм его фактический диаметр может быть в интервале 19.45...20.84 мм. Тоже допускается для болтов класса точности "В", но в меньшем интервале. Болты класса точности "А" могут иметь только минусовые допуски на диаметр стержня - около 0.25 – 0.3 мм.

Болты класса точности "С" и "В" ставят в отверстия, диаметр которых, соответственно, на 2...3 мм и на 1 мм больше диаметра стержня болта. При сборке соединений на болтах точности "С" и "В" допускается несовпадение ("чернота") отверстий. Соединения на болтах класса точности "В" и "С"

являются более простыми в изготовлении (отверстия можно сверлить или колоть отдельно в каждом соединяемом элементе), но такие соединения являются более деформативными и в них возможна неравномерность в распределении усилия между болтами.

Болты точности "А" ставятся в отверстия, равные диаметру болта ("чернота" здесь не допускается). Соединения на болтах класса точности "А" являются более трудоемкими, но зато менее деформативными. Такие соединения используются преимущественно в конструкциях, работающих на динамические нагрузки. При динамических нагрузках для предотвращения самооткручивания гаек следует использовать контргайки или пружинные шайбы, если соединение работает на сдвиг.

По прочности болты подразделяются на классы прочности. Класс прочности болта указывается на головке и определяется двумя цифрами, разделенными точкой. Для соединений стальных конструкций используют болты следующих классов прочности: 4.6, 5.6, 4.8, 5.8, 6.6, 8.8, 10.9. Первая цифра, умноженная на 10, - это характеристическое значение предела прочности стали болта в кН/см<sup>2</sup>; произведение первой и второй цифр равно пределу характеристическому значению предела текучести металла также в кН/см<sup>2</sup>. Выбор болтов производится в зависимости от вида нагрузки (статическая или динамическая) и вида напряженного состояния (растяжение или срез) и температуры эксплуатации.

**Высокопрочные болты.** Болты классов прочности 8.8 и 10.9 относятся к высокопрочным, изготавливаются из углеродистой стали 35 или легированной стали высокой прочности, например, 40Х, 40ХФА, 38ХС и др. соответственно. Готовые болты термически упрочняются.

Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, их ставят в отверстия большего диаметра, чем болт, но их гайки затягивают тарировочным ключом, позволяющим создать и контролировать силу натяжения болтов. Большая сила натяжения болта плотно стягивает соединяемые элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии на такое соединение сдвигающих сил между соединяемыми элементами возникают силы трения, препятствующие сдвигу этих элементов относительно друг друга. Таким образом, высокопрочный болт, работая на осевое растяжение, обеспечивает передачу сил сдвига трением между соединяемыми элементами, именно поэтому подобное соединение называется **фрикционным**. Устанавливают болты в отверстия на 1-5 мм больше диаметра болта.

Для увеличения сил трения поверхности элементов в местестыка очищают от грязи, масла, ржавчины, окалины металлическими щетками,

пескоструйным аппаратом и другими способами. Под гайку и головку болта обязательно устанавливаются шайбы.

При размещении болтов ограничиваются как минимальные расстояния между болтами, так и максимальные. Минимальные расстояния определяются из условия прочности металла соединяемых элементов, максимальные - из условия плотности соединений. Из этих же условий определяются минимальные и максимальные расстояния от центра болта до края элемента. При размещении болтов следует также учитывать минимальные расстояния, необходимые для закручивания гаек.

### **5.2.2. Расчет соединений на обычных болтах**

*Расчет на срез и смятие.* Если вешнее усилие направлено перпендикулярно к оси болта (см. рис. 5.5), то несущая способность болтового соединения определяется как прочностью металла болта, так и прочностью металла соединяемых элементов.

Внешнее усилие стремится сдвинуть соединяемые элементы относительно друг друга, болты препятствуют этому сдвигу, в них возникают деформации от изгиба стержня болта. Металл болта находится в сложном напряженном состоянии, в нем возникают напряжения от изгиба, растяжения, среза и скручивания. Под действием этих напряжений по плоскости среза происходит срез болта (см. рис. 5.5,а)).

Также в сложном напряженном состоянии находятся и соединяемые элементы. При сдвиге болтов на стенку листов действуют сминающие напряжения. В соединяемых элементах возникают напряжения растяжения, сжатия и смятия, при этом имеет место концентрация напряжений (неравномерное распределение напряжений по сечению) (см. рис. 5.5,б)). Под действием этих напряжений происходит смятие и выкол листа.

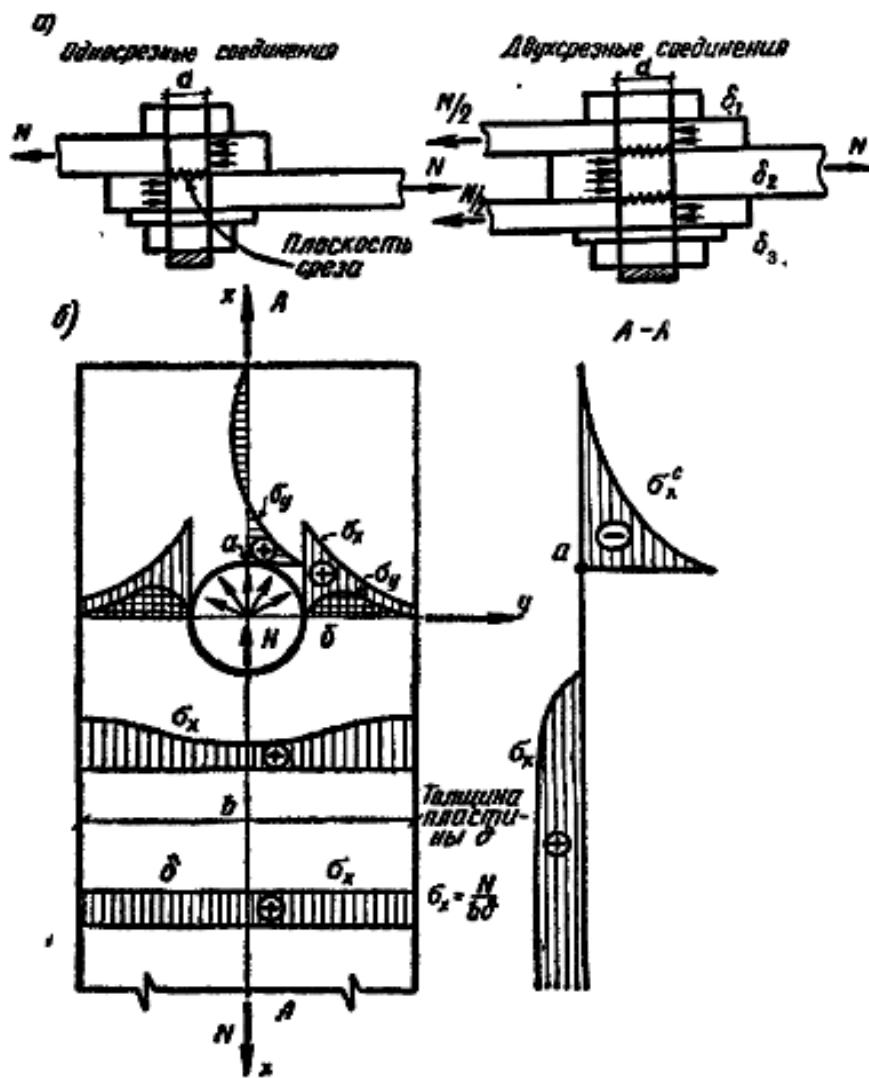


Рис. 5.5. Работа болтового соединения а) – число площадок среза; б) – напряженное состояние листа.

Расчет ведут исходя из возможного вида разрушения соединения по срезу болта, как правило, при толстых соединяемых листах или смятию соединяемых элементов при тонких листах:

а) расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам:

при работе на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (5.12)$$

при работе на смятие:

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c, \quad (5.13)$$

где  $f_{bs}$  и  $f_{bp}$  - расчетные значения прочности болта, соответственно, - на срез и смятие металла соединяемых элементов (принимают по табл. 5,[5]), подсчитанные значения - приведены в таблицах 20.10 и 20.11 приложения А;

$\gamma_b$  - коэффициент условий работы соединения (зависит от класса точности болтов), принимается по табл. 42 [5] и принимают не более 1,0 ;

$A_b$  - площадь болта брутто принимают по табл. 20.14 приложения А ;

$n_s$  - число плоскостей среза в болте;

$d_b$  - диаметр болта;

$\sum t$  - наименьшая сумма толщин элементов, сминаемых в одном направлении;

При расчете болтовых соединений диаметр болта, как правило, предварительно назначается в интервале  $(1.0 \dots 2)t$ , где  $t$  наименьшая толщина крайних элементов. В монтажных соединениях рекомендуется диаметр болтов принимать не меньше 16мм.

При действии на болтовое соединение осевой силы, проходящей через центр тяжести соединения, распределение расчетного осевого усилия  $N_{Ed}$  между болтами принимают равномерным. В этом случае количество болтов в соединении определяют по формуле

$$n = N_{Ed} / N_{b,min}, \quad (5.14)$$

где  $N_{b,min}$  - меньшее значение расчетного усилия, которое может быть воспринято одним болтом и определяемое по формуле (5.12) или (5.13).

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой количество болтов увеличивается по сравнению с расчетным на 10% (см. рис. 5.6, б)).

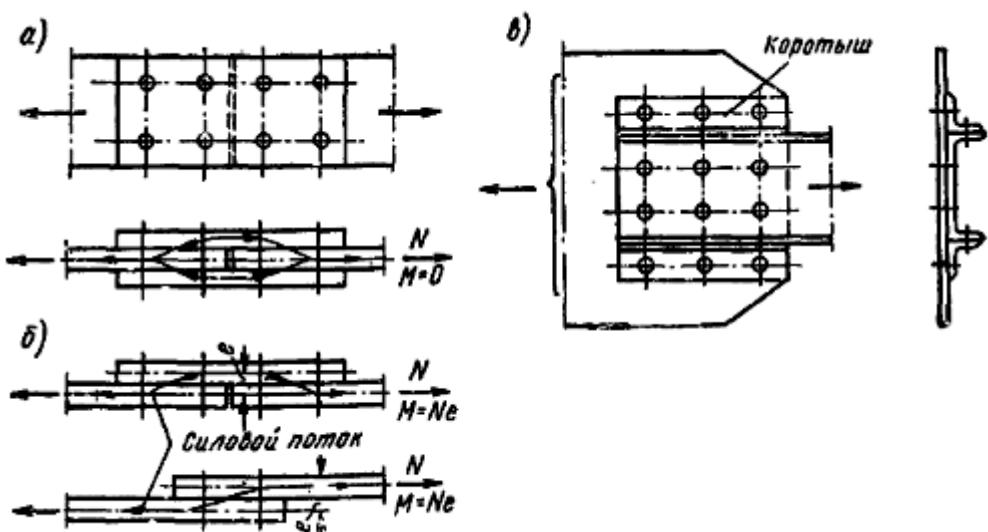


Рис. 5.6. К работе соединения: а) – симметричная передача усилия; б) – несимметричная; в) – с помощью коротышей.

В болтовых соединениях с применением “коротышей” (см. рис. 5.6, в)), удлиняется путь передачи усилия с одного элемента на другой и, как

следствие этого, увеличивается деформативность. Для уменьшения деформативности рекомендуется количество болтов на одной из сторон "коротыша" увеличивать на 50%.

Соединяемые элементы, кроме расчета на срез и смятие, проверяются еще на прочность по ослабленному сечению:

$$\sigma = N_{Ed}/A_n \leq f_{yd} \gamma_c \quad (5.15)$$

где  $A_n$  - площадь соединяемого элемента с учетом ослаблений (отверстий под болты);

$f_{yd}$  - расчетное значение предела текучести стали, соединяемых элементов.

При действии на болтовое соединение момента  $M_{Ed}$ , вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max,Ed}$  не должно превышать меньшего из значений  $N_{bs}$  или  $N_{bp}$ , вычисленных по формулам (5.12) и (5.13).

При одновременном действии на болтовое соединение момента и поперечной силы, действующих в одной плоскости и вызывающих сдвиг соединяемых элементов, болты проверяют на максимальное равнодействующее усилие

$N_{b,Ed} = \sqrt{N_{bM}^2 + N_{bV}^2}$ , действующее на болт. В наиболее нагруженном болте оно не должно превышать меньшего из значений  $N_{bs}$  или  $N_{bp}$ , вычисленных по формулам (5.12) и (5.13) или 14.2.9 [5]. Здесь  $N_{bM}$  – расчетное усилие от момента, действующее на болт крайнего ряда;  $N_{bV}$  – расчетное усилие на болт от поперечной силы, в предположении, что все болты нагружены одинаково.

### ***Расчет соединений на растяжение.***

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение или, называют еще, работать на отрыв головок (см. рис. 5.7, а)). При статической нагрузке качество отверстий не играет роли при работе болтов на растяжение, поэтому использование болтов повышенной точности не целесообразно, как более дорогое.

Расчетное усилие растяжению, которое может быть воспринято одним болтом, будет равно

$$N_{bt} = f_{bt} \cdot A_{bh} \gamma_c, \quad (5.16)$$

где  $f_{bt}$  - расчетные значения прочности болта растяжению (принимают по табл.20.10 приложения А);

$A_{bh}$  - площадь сечения болта нетто (по внутренней нарезке болта).

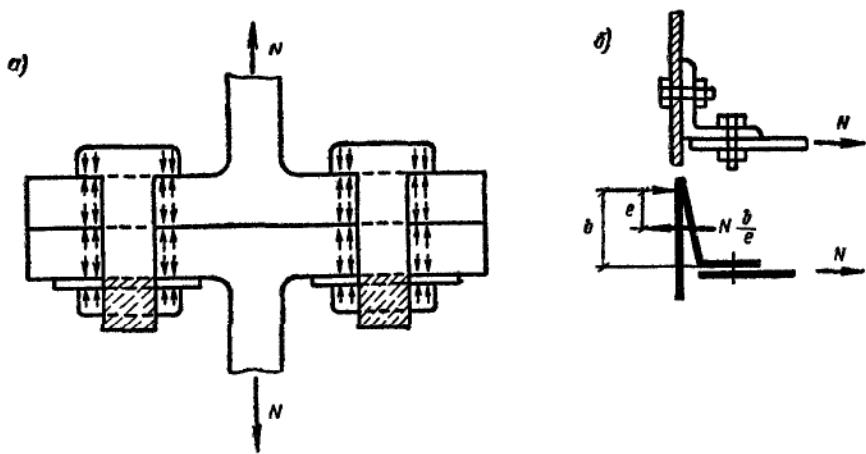


Рис. 5.7. Работа болтов на растяжение

а) – фланцевое симметричное соединение; б) - несимметричное соединение

Необходимое количество болтов в соединении, работающего на действие растягивающей силы  $N_{Ed}$ , приложенной к центру тяжести соединения (все болты работают одинаково), определяется по формуле

$$n = N_{Ed} / N_{bt} \quad (5.17)$$

#### *Расчет соединений работающих на срез и растяжение.*

При одновременном действии на болтовое соединение усилий, вызывающих срез и растяжение болтов, наиболее напряженный болт проверяют на растяжение с учетом формулы (5.16), а также по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_{s,Ed}}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_{t,Ed}}{N_{bt}}\right)^2} \leq 1, \quad (5.17a)$$

где  $N_{s,Ed}$  и  $N_{t,Ed}$  — соответственно расчетные значения срезывающих и растягивающих усилий, действующих на болт;

$N_{bs}$ ,  $N_{bt}$  — расчетные усилия; определяют по формулам (5.12) и (5.16), соответственно.

### **5.2.3. Требования к болтовым соединениям**

Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не допускается применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.

Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, в элементах структурных конструкций, опор линий электропередач и открытых распределительных устройств, а также в соединениях при толщине наружного элемента до 8 мм должна находиться вне пакета соединяемых

элементов. В остальных случаях резьба болта не должна входить вглубь отверстия более чем на половину толщины крайнего элемента со стороны гайки или свыше 5 мм.

В расчетных соединениях с болтами классов прочности А и В (за исключением вспомогательных конструкций) следует предусматривать меры против самоотвинчивания гаек (постановка пружинных шайб, вторых гаек, частичное предварительное натяжение и др.)

На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гаек следует устанавливать косые шайбы.

### **5.3. Расчет соединений на высокопрочных болтах**

Расчет прочности соединения на высокопрочных болтах выполняют в предположении, что при действии внешнего усилия, сдвигу соединяемых элементов относительно друг друга препятствуют силы трения между элементами в результате предварительного натяжения болтов, сами болты работают только на растяжение. Расчетное усилие  $Q_{bh}$ , которое может воспринимать одна поверхность трения соединяемых элементов, стянутым одним высокопрочным болтом, определяется по формуле:

$$Q_{bh} = f_{bh} \cdot A_{b,n} \cdot \mu_s \cdot \gamma_h \quad (5.18)$$

$A_{b,n}$  — площадь сечения болта нетто (по резьбе); принимают по таблице 20.14 приложение А;

$\mu$  - коэффициент трения, зависящий от способа обработки контактных поверхностей соединяемых элементов (см. табл. 5.5);

$\gamma_h$  - коэффициент, зависящий от вида нагрузки (статическая или динамическая), способа обработки поверхностей, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов, способа контроля натяжения болтов (по крутящему моменту или по углу поворота гайки) (табл. 5.5); ;

$f_{bh}$  - расчетное значение прочности на растяжение высокопрочного болта, определяют

$$f_{bh} = 0.7 f_{vik} \quad (5.19)$$

где  $f_{vik}$  – предел прочности металла болта после термообработки.

Характеристические и расчетные значения предела прочности на растяжение высокопрочных болтов из стали 40Х приведены в табл. Г.7 приложения Г [5].

Требуемое количество болтов в соединении определяется по формуле:

$$n = N_{Ed} / (Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c) \quad (5.20)$$

где  $\gamma_b$  – коэффициент условия работы фрикционного соединения, зависящий от количества «п» болтов в соединении и принимаемый равным:

0,8 при  $n < 5$ ;  
 0,9 при  $5 \leq n < 10$ ;  
 1,0 при  $n \geq 10$ .

где  $k$  – количество плоскостей трения;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, определяется по таблице Б.1 (приложение Б) [5];

При действии на фрикционное соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта. Расчетное усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max,Ed}$  не должно превышать значения  $kQ_{bh}$  расчетного усилия, которое воспринимается плоскостями трения, стянутых одним высокопрочным болтом, где  $Q_{bh}$  определяется по формуле (5.18).

Таблица 5.5. – Коэффициенты  $\mu$  и  $\gamma_h$

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения $\mu$	Коэффициент $\gamma_h$ при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов $\delta$ , мм,	
		динамическая при $\delta = 3 - 6$ ; статическая при $\delta = 5 - 6$	динамическая при $\delta = 1$ ; статическая при $\delta = 1 - 4$
1 Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
2 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
3 Стальными щетками двух поверхностей без консервации	0,35	1,35	1,17
4 Без обработки	0,25	1,70	1,30
Примечание – При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения $\gamma_h$ следует умножать на 0,9			

Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять по формуле (5.15):

- при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках – по площади сечения нетто  $A_n$ ;
- при статических нагрузках – по площади сечения брутто  $A$  (при  $A_n \geq 0,85A$ ) или по условной площади  $A_c = 1,18 A_n$  (при  $A_n < 0,85A$ ).

**Конструктивные требования.** Диаметр болта во фрикционном соединении принимают при условии  $\sum t \leq 4d_b$ , где  $\sum t$  – суммарная толщина соединяемых элементов, сдвигаемых в одном направлении,  $d_b$  – диаметр болта, с большим количеством болтов их диаметр назначают близким к максимальному значению. Под гайку болта устанавливают одну шейбу.

При проектировании фрикционных соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др.

#### 5.4 Расположение отверстий для болтов.

Болты (в том числе высокопрочные) следует размещать согласно требованиям таблицы 5.6, при этом в стыках и узлах - на минимальных расстояниях, а где болты соединительные, конструктивные - на максимальных расстояниях. Расположение болтов может быть рядовое и шахматное (рис. 5.8). Для удобства центры болтов располагают по прямым линиям – рискам, параллельных действующему усилию. Расстояние между соседними рисками называется дорожкой, а расстояние между двумя соседними по риске болтами – шагом.

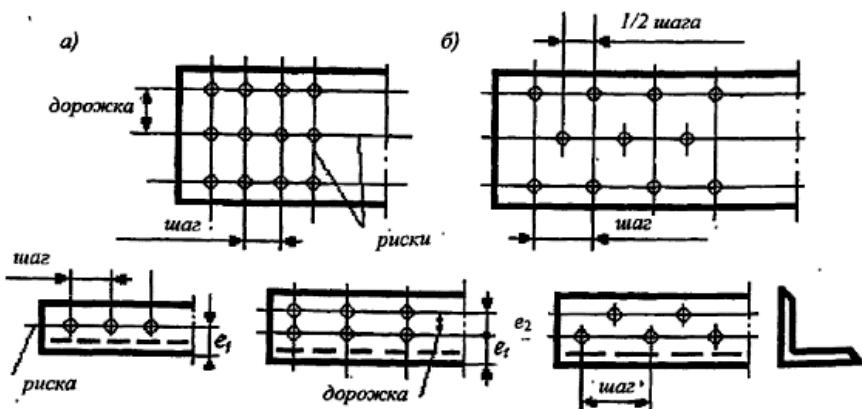


Рис. 5.8. Размещение болтов: а) рядовое; б) – шахматное.

Таблица 5.6. – Расстояния при размещении болтов

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояния при размещении болтов
1 Расстояние между центрами отверстий для болтов в любом направлении: а) минимальное: при $f_y \leq 375$ МПа при $f_y > 375$ МПа максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	$2,5d_o$ $3d_o$ $8d_o$ или $12t$ $16d_o$ или $24t$ $12d_o$ или $18t$
2 Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента а) минимальное вдоль усилия: при $f_y \leq 375$ МПа при $f_y > 375$ МПа б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное минимальное во фрикционных соединениях при любой кромке и любом направлении усилия	$2d_o$ $2,5d_o$ $1,5d_o$ $1,2d_o$ $4d_o$ или $8t$ $1,3d_o$
3 Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещенных в шахматном порядке	$u + 1,5d_o$
Обозначения, принятые в таблице	
$d_o$ – диаметр отверстия;	
$t$ – толщина наиболее тонкого наружного элемента;	
$u$ – расстояние поперек усилия между рядами отверстий.	
Примечания	
1 Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А $d_o = db$ ; для болтов класса точности В в конструкциях опор высоковольтных линий электропередач, открытых распределительных устройств подстанций $d_o = db + 1$ мм, в остальных случаях $d_o = db + (1; 2$ или $3$ мм), где $db$ – диаметр болта.	
2 В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до $6$ мм из стали с пределом текучести до $375$ МПа расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия принимают $1,5d_o$ (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте).	
3 При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в позиции 3, площадь сечения элемента $A_n$ определяют с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).	

При прикреплении уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске ближайшей к обушку (рис. 5.8, а)). Допускается крепить элементы одним болтом. В фасонном прокате (уголки, двутавры, швеллеры) положение рисок и максимальные диаметры отверстий приведенных нормалях, опубликованных в справочниках.

### **Содержание практических занятий по разделу V.**

#### **Практическое занятие №4. Конструирование и расчет сварных соединений**

##### **Пример 5. 1.**

Рассчитать сварное соединение стальной полосы, работающей на растяжение, встык, выполненное электродуговой ручной сваркой с визуальным контролем (см. рис. V.1). Размер полосы 300x20мм, сталь С245, растягивающая сила  $N_{Ed} = 1150\text{kN}$ , электроды Э42,  $\gamma_c = 1,0$ .



Рис. V.1 Соединение стыковым швом.

Проверка прочности шва выполняется по формуле

$$\sigma_{w,N} = \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} = \frac{1150}{2 \cdot (30 - 2 \cdot 2) \cdot 1} = 22.1 \text{kH/cm}^2 > f_{wy} = 19,57 \text{kH/cm}^2;$$

где  $f_{wy} = 0,85$   $f_{yd} = 0,85 \cdot 23 = 19,57 \text{kH/cm}^2$ , здесь для С245

$f_{yd} = 230 \text{Mpa} = 23 \text{kH/cm}^2$  (табл. А.3 приложение А) ].

Так как прочность шва не обеспечена выполняем сварной шов на выводные планки ( см. рис. 5.4, б)), тогда  $l_w = 30 \text{cm}$ .

Проверяем прочность шва

$$\sigma_{w,N} = \frac{N_{Ed}}{t_w \cdot l_w \cdot \gamma_c} = \frac{1150}{2 \cdot 30 \cdot 1} = 19,16 \text{kH/cm}^2 < f_{wy} = 19,57 \text{kH/cm}^2 . \text{ Прочность шва обеспечена.}$$

### Пример 5.2.

Требуется рассчитать прикрепление двух уголков  $\angle 75 \times 8$  к фасонке толщиной  $t = 10$  мм (рис. V.2.). Материал – сталь С245; сварка ручная. Расчет выполнить по несущей способности уголков.  $\gamma_c = 1$ .

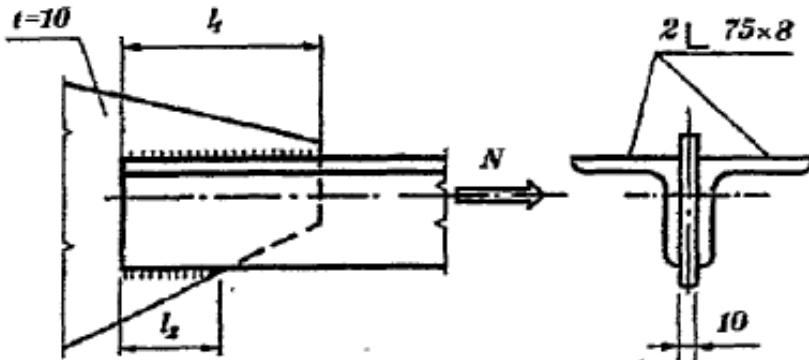


Рис. V.2. К примеру 5.2.

По сортаменту площадь  $\angle 75 \times 8$  равна  $A = 11,5 \text{ см}^2$ . Для С245  $f_{yd} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$  (табл. А.5, (приложение А) [5]),  $f_{ud} = 370 \text{ МПа} = 37 \text{ кН/см}^2$ .

Несущая способность 2-х уголков равна

$$N_{Ed} = 2 \cdot 11,5 \cdot 24 \cdot 1 = 552 \text{ кН.}$$

Швы выполняем электродами Э42 (табл. Г.1 (приложение Г) [5]),  $f_{wf} = 18,0 \text{ кН/см}^2$  (табл. 5.4),  $f_{wf} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  (табл. 4) [5]).

По табл. 5.2 при ручной сварке  $\beta_f = 0,7$        $\beta_z = 1,0$ .

Так как значения

$$f_{wf}\beta_f = 18,0 \cdot 0,7 = 12,5 \text{ кН/см}^2 < f_{wz}\beta_z = 16,65 \cdot 1,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, расчет сварных угловых швов будем вести по металлу шва.

Принимаем для расчета катеты шва: максимальный катет шва по обушку  $k_f max = 1,2t_{min} = 1,2 \cdot 8 = 9$  мм, принимаем  $k_f = 8$  мм; по перу  $k_f max = 0,9t_{\pi} = 0,9 \cdot 8 = 7,2$  мм, принимаем  $k_f = 5$  мм, что соответствует минимальному катету шва при  $t_{max}=10$  мм (табл. 5.3).

Рассчитаем длины сварных швов:

$$\text{по обушку } l_{w1} = \alpha N_{Ed} / (2\beta_f k_f f \gamma_c) + 1 = \\ 0,7 \cdot 552 / (2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18,0 \cdot 1) + 1 = 20,16 \text{ см; принимаем длину шва} \\ \text{по обушку } l_{w1} = 210 \text{ мм.}$$

по формуле  $l_{w2} = (1 - \alpha)N_{Ed}/(2\beta_f k_{f2}\gamma_c) + 1 = 0,3 \cdot 552/(2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18,0 \cdot 1) + 1 = 14,14 \text{ см}$ , принимаем длину шва по  $l_{w2}=150 \text{ мм}$ .

### Практическое занятие №5. Конструирование и расчет болтовых соединений

#### Пример 5.3.

Рассчитать болтовое соединение двух листов 360x20 мм с двумя накладками, работающими на центральное растяжение силой  $N_{Ed}=1150 \text{ кН}$  (рис. V.3.) Сталь листов С255. Класс точности болтов В.  $\gamma_c = 1$ .

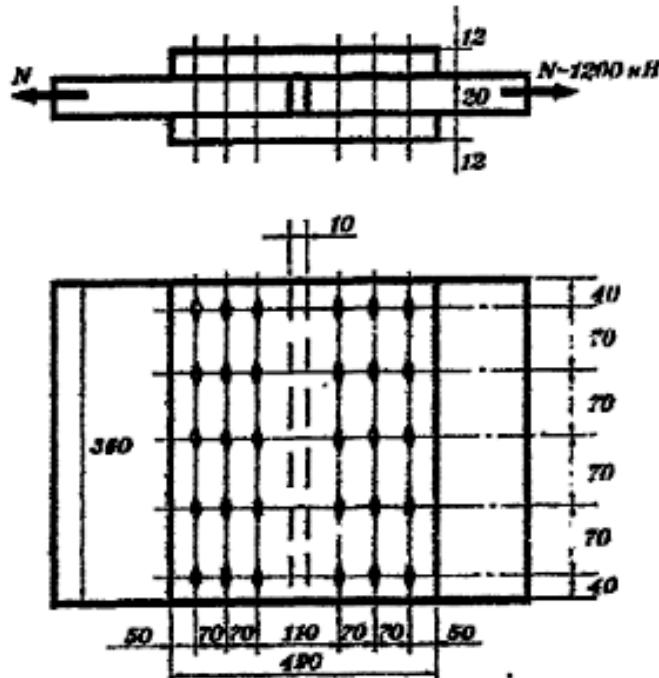


Рис. V.3. Конструкция стыка на болтах

Назначаем накладки толщиной  $t=12 \text{ мм}$ , шириной равной ширине листа. Для стали С255  $f_{yd} = 230 \text{ МПа} = 23, \text{kH/cm}^2$ ,  $f_{uk} = 370 \text{ МПа} = 37 \text{kH/cm}^2$ .

при  $t=20-40 \text{ мм}$  (табл. А.3, (приложение А) [5]),

Принимаем диаметр болтов  $d = 20 \text{ мм}$  (болты М20) класса прочности 4.6, для которых расчетная прочность болта на срез

$f_{bs} = 150 \text{ МПа} = 15 \text{ kH/cm}^2$  (табл. Г.5 (приложение Г)[5]) и на смятие  $f_{bp} = 485 \text{ МПа}$  (табл. Г.6 (приложение Г)[5]). Число площадок среза  $n_s=2$ ; наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении  $\sum t = 20 \text{ мм}$ . Коэффициент условия работы соединения  $\gamma_b = 0,9$  (табл. 42 [5]) см.рис . V.3.

В соответствии с формулами (5.12) и (5.13) определим расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом

на срез  $N_{bs} = 15,0 \cdot 3,14 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 1 = 84,78 \text{ кН}$ ;

на смятие  $N_{bp} = 48,5 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 1 = 174,6 \text{ кН}$ .

Количество болтов по одну сторону стыка определяем по формуле (5.14)  
 $N_{Ed} = 1150/84,78=13,7$ , принимаем 15 болтов, их расположение приведено на рис. V.3. Отверстия для болтов приняты  $d_o=21$  мм.

Проверим прочность листа по ослабленному сечению  
 $\sigma = N_{Ed}/A_n = 1150/((36 - 5 \cdot 2, 1) \cdot 2)=22,5 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 23,0 \text{ кН/см}$ . Прочность обеспечена.

## Раздел VI. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРОЦЕССЕ И ТЕХНОЛОГИИ СВАРКИ

(Темы рассматриваются в лабораторных занятиях Лб.№1 –Лб.6

### Темы 6.1. Виды сварки, сварочные материалы

#### Лабораторная работа № 1

##### РУЧНАЯ ДУГОВАЯ СВАРКА ПОКРЫТИМ ЭЛЕКТРОДОМ

**Цель работы** – ознакомление со сварочным оборудованием и инструментом, практическое знакомство с процессом сварки, определение технологических параметров сварки и сварного соединения.

##### *Схема сварки и основные параметры*

При этом виде сварки подача электрода в зону дуги и перемещение дуги вдоль сварного шва осуществляется вручную. Источником тепла является электрическая дуга – длительный электрический разряд происходящий в газовом промежутке между электродом и изделием. Вольтамперные характеристики дуги приведены на рисунке 1.1а.

U

Рис. 1.1. Вольтамперные характеристики дуги (а) и источника питания (б):  
1 – крутопадающая; 2 – пологопадающая; 3 – жесткая /

График «напряжение – сила тока» построен при постоянной длине дуги. На графике 1.1а можно выделить три участка. Первый участок характеризуется падением напряжения дуги при увеличении сварочного тока. Такая характеристика является следствием опережающего роста электропроводности дуги по отношению к росту силы тока. На втором участке рост электропроводности прямо пропорционален росту силы тока и поэтому на этом участке напряжение остается постоянным. На третьем

участке электропроводность не увеличивается, что вызывает рост напряжения дуги при увеличении сварочного тока.

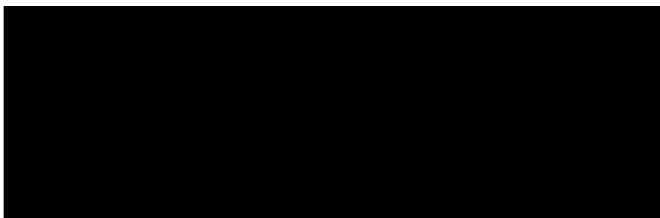


Рис. 1.2. Схема сварки покрытым электродом

Дуга расплавляет кромки соединяемых элементов, а также металл электрода и его покрытие. В результате образуется сварочная ванна из жидкого металла, где расплавленные компоненты покрытия электрода всплывают на поверхность в виде шлака. После удаления источника тепла происходит кристаллизация расплавленного металла с образованием сварного шва, а застывший шлак образует поверхностную корку, защищающую еще горячий металл шва от вредного воздействия воздуха. В состав покрытия электрода, кроме шлакообразующих, входят также компоненты, которые образуют газовую защиту дуги и расплавленного металла, легируют и рафинируют металл шва, поддерживают стабильное горение дуги.

Основными параметрами сварки являются: сила тока, длина дуги, напряжение на дуге, диаметр и скорость перемещения электрода.

С увеличением силы тока увеличивается глубина проплавления. То же происходит с уменьшением диаметра электрода при постоянной силе тока. С увеличением длины дуги, а также скорости перемещения электрода глубина проплавления уменьшается. С увеличением напряжения происходит увеличение ширины сварного шва. При дуговой сварке постоянным током обычно

применяют прямую полярность, когда катодом является электрод, а анодом изделие. Однако возможна и обратная полярность, которую применяют в тех случаях, когда нужно уменьшить выделение тепла на изделии, например, при сварке тонкого или легкоплавкого металла. При сварке переменным током полярность не имеет значения.

#### *Оборудование, сварочный инструмент и материалы*

Основным оборудованием при ручной сварке являются источники питания, к которым относятся трансформаторы, генераторы, выпрямители и сварочные инверторы. Все источники питания должны удовлетворять следующим требованиям:

- напряжение холостого хода должно быть достаточным для зажигания дуги (60–90 В);
- иметь устройство для регулировки сварочного тока;
- восстанавливать рабочее напряжение после короткого замыкания за 0,02–0,04 с;
- обеспечивать безопасное ведение сварочных работ.

Внешняя вольтамперная характеристика источников питания (зависимость напряжения на зажимах от сварочного тока) может быть: крутопадающей (напряжение уменьшается с увеличением сварочного тока); пологопадающей (напряжение также уменьшается, но медленно); жесткой (напряжение не изменяется) (рис. 1.1.б).

Трансформаторы являются источником переменного тока. Вольтамперные характеристики сварочных трансформаторов, используемых в строительстве, могут быть круто- и пологопадающими. Трансформатор состоит из магнитопровода (сердечника) и катушек первичной и вторичной обмотки (рис. 1.3). На первичной обмотке напряжение составляет 220 или 380 В. Снижение напряжения и, соответственно, увеличение силы тока на вторичной обмотке достигается за счет меньшего количества витков.

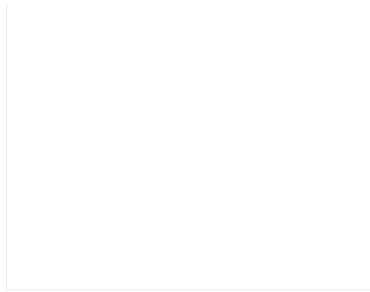


Рис. 1.3. Схема сварочного трансформатора:  
I – первичная обмотка; II – вторичная обмотка

Настройка режима работы трансформатора может осуществляться следующими способами:

- изменением расстояния между обмотками, которые в данном случае должны быть подвижными (при уменьшении расстояния между обмотками сила тока увеличивается и наоборот);
- изменением положения подвижного магнитного шунта в магнитном сердечнике;
- включением в электрическую цепь реактивной катушки (дросселя), изменением магнитного сопротивления которой изменяют силу сварочного тока.

Генераторы – служат источником постоянного тока и имеют привод двух видов: от электродвигателя (сварочные преобразователи) и от двигателя внутреннего сгорания (сварочные агрегаты). Их основными элементами являются приводной двигатель и сварочный генератор.

Выпрямители преобразуют переменный ток в постоянный. Основными элементами выпрямителя являются понижающий трансформатор и выпрямительный блок. Последний собирается из селеновых, кремниевых или германиевых вентилей. Вентиль – это многослойный элемент, обладающий свойством проводить ток в одном направлении.

Наиболее современным источником питания постоянного тока являются сварочные инверторы. Работа сварочного инвертора построена на принципе фазового сдвига (инверсии) напряжения, осуществляемого электронной микропроцессорной схемой с покаскадным усилением тока. За счет такого принципа удается получить широкий спектр вольтамперных характеристик – от крутопадающей до восходящей.

При использовании многопостовых источников питания их вольтамперная характеристика должна быть жесткой, так как при падающей характеристике одновременная работа нескольких сварочных постов невозможна. Для получения падающей характеристики и для регулировки силы тока каждый сварочный пост подключается к источнику постоянного тока через балластные реостаты (рис. 1.4) или через дроссели, если источник переменного тока.

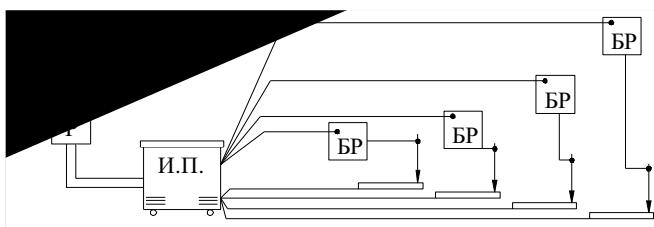


Рис. 1.4. Схема на четыре сварочных поста: Р – рубильник; ИП – источник питания; БР – балластный реостат.

От источника питания к изделию и электрододержателю ток поступает по гибким проводам с резиновой изоляцией. Длина этих проводов должна быть не более 30–40 м, при большей длине происходит существенное падение напряжения дуги, превышающее допустимые пределы – 4–5%.

Электрододержатель – это приспособление для закрепления электрода и подвода к нему тока. Электрододержатели отличаются способом удержания электрода и бывают: вилочные, пружинные, зажимные и безогарковые.

Электрододержатели классифицируются по типам, например: ЭД-25, ЭД-50, где последняя цифра, умноженная на 10, указывает номинальное значение тока при сварке.

Электрод состоит из металлического стержня (сварочной проволоки) и покрытия. Электроды подразделяются по типам, например, Э42, Э46, Э46А, Э50, Э50А и по маркам (УОНИ 13/45, ОММ-5, ЦМ-7, АНО-5, ОЗС-4, ВСП-1 и др.). Тип электрода отражает механические характеристики наплавленного металла, (например, Э42 - предел прочности сварного шва на разрыв – 42 кН/см<sup>2</sup> (420 МПа), а буква А обозначает, что сварной шов обладает повышенными пластическими свойствами), а марки электрода характеризуют состав покрытия или условное обозначение изготовителя.

#### *Зажигание сварочной дуги и управление дугой*

Установить свободный конец электрода над изделием на расстоянии 5–6 см; закрыть лицо щитком или маской, коснуться электродом изделия и тотчас же отвести электрод от изделия на расстояние 2–3 мм (обычно длина дуги составляет 0,5–1,1 диаметра электрода). При большей длине дуга гаснет. Если электрод успевает приплавиться к изделию, то его нужно сначала покачать и только затем оторвать от детали; после получения устойчивого горения дуги следует определить оптимальную скорость движения электрода, для чего поводить электродом с различной скоростью, всякий раз анализируя качество наплавленного шва.

#### *Выполнение сварных швов*

В общем случае процесс сварки состоит из следующих операций: 1. обработка кромок соединяемых элементов; 2. очистка кромок на ширину 20 мм; 3. сборка соединяемых элементов и их фиксация с помощью прихваток или струбцин; 4. сварка; 5. правка; 6. Очистка сварных швов от шлака и брызг металла; 7. Контроль качества.

При выполнении сварных швов следует учитывать, что без разделки свариваемых кромок можно соединять элементы толщиной до 8 мм при односторонней сварке и до 12 мм – при двусторонней. Для больших толщин кромки соединяемых элементов должны иметь разделку (рис. 1.5).

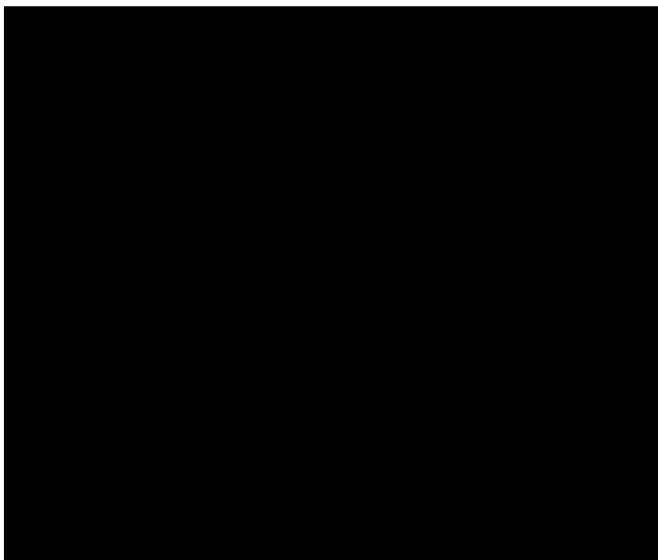


Рис. 1.5. Разделка кромок соединительных элементов

Разделки У–образные, V–образные и U–образные (рис. 1.5 б, в, е, з) делаются, как правило, при одностороннем доступе. Соответственно разделки X–образные и К–образные (рисунок 1.5 г, д, и) делают при двустороннем доступе. У–образные разделки являются менее трудоемкими при подготовке кромок свариваемых деталей, однако при наплавке сварного шва трудоемкость при этих разделках будет уже больше, так как увеличивается объем наплавленного металла по сравнению с X–образной и К–образной разделками. Указанный недостаток относится также и к V–образной, и к U–образной разделке. X–образные и К–образные разделки, кроме уменьшения объема наплавленного металла, позволяют также значительно уменьшить сварочные деформации – здесь наплавленный металл располагается симметрично относительно срединной плоскости соединяемых деталей, и поэтому усадочные деформации относительно этой плоскости будут одинаковыми.

Если на поверхности кромок соединяемых элементов имеется окалина, ржавчина, краска, смазка или влага, их необходимо удалить механическим или химическим способом на ширину 20мм. Сборка изделий для выполнения сварного соединения производится с учетом допустимых зазоров (рис. 1.5), после чего производится прихватка деталей, т.е. сварка короткими швами длиной 30–40 мм через 100–200 мм, что обеспечивает фиксацию взаимного расположения деталей в процессе сварки. Указанная операция может быть выполнена с помощью струбцин.

Сварные швы в зависимости от толщины свариваемого металла могут быть однослойные (рис. 1.6а) или многослойные (рис. 1.6в, г), при этом каждый слой может выполняться за один (рис. 1.6 г) или несколько проходов

(рис. 1.6в). Для лучшего проплавления нулевой шов (на рис. 1.6 обозначен -1 (0)) следует выполнять электродом диаметром 3–4 мм. При двусторонней сварке нулевой шов следует выполнять со стороны, противоположной прихваткам. Рекомендуемое количество слоев в зависимости от толщины свариваемого металла приводится в справочной литературе (в данном учебно-метод пособии по сварке).

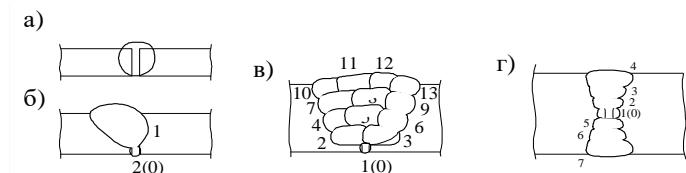


Рис. 1.6. Поперечные сечения сварных шовов (цифрами указана последовательность наплавки): а – однопроходный; б – однопроходный с подваркой корня; в – многопроходный; г – многослойный

При движении электрода только в продольном направлении относительно оси шва ширина наплавленного металла получается равной 0,8–1,5 диаметра электрода в зависимости от силы тока и напряжения (с увеличением напряжения ширина валика увеличивается) и скорости движения (с увеличением скорости ширина валика уменьшается). Поэтому для получения более широких валиков необходимо совершить электродом и поперечные движения (рис. 1.7).

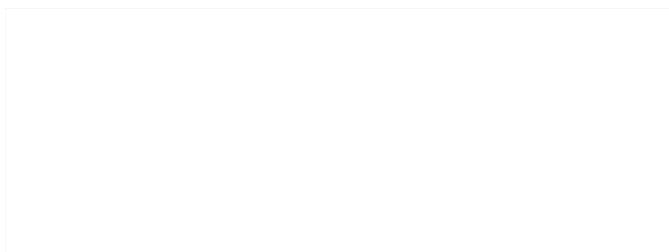


Рис.1.7. Схема основных траекторий движения конца электрода

В процессе сварки по мере плавления стального стержня необходимо перемещать электрод также и по направлению к изделию. Длина дуги должна быть постоянной и короткой, так как при большой длине ухудшается качество наплавленного металла из-за ослабления газовой защиты, а также увеличивается разбрзывивание расплавленного металла электрода. При большой скорости сварки возможно образование непроваров, при малой скорости – прожогов (оптимальная скорость устанавливается студентом опытным путем на первом этапе в процессе

обучения зажигать дугу и управлять ею). При образовании шва за несколько проходов необходимо предыдущие слои очистить от шлака и брызг металла.

Для выполнения сварных швов используются несколько приемов: напроход, от середины, обратноступенчатый, блоками, каскадом, горкой. На рис. 1.8 приведены схемы указанных приемов. Выбор того или иного приема зависит от длины шва и его толщины.

Первый прием используется при сварке коротких швов длиной до

500 мм. Второй прием используется при длине до 1000 мм. Более длинные швы выполняются обратноступенчатым способом. Первые три приема используются для выполнения швов небольшой толщины (при высоте катета шва не более 8 мм). Длина ступени (а) принимается равной 100 –350 мм, причем более короткие ступени назначаются при сварке тонкого металла, а более длинные – при сварке толстого металла. При использовании обратноступенчатого метода для выполнения многослойных швов каждый последующий слой наплавляется в противоположном направлении предыдущему, при этом концы смежных ступеней должны быть смещены относительно друг друга на 25-50 мм.

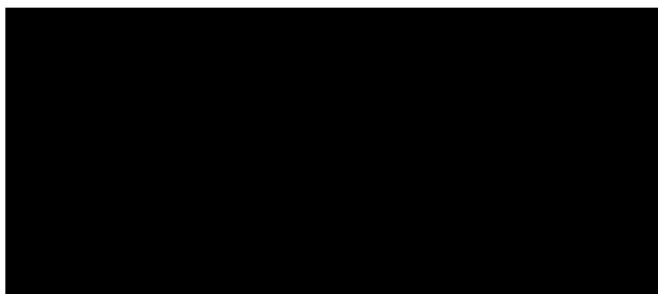


Рис. 1.8. Схема выполнения сварных швов: а – напроход; б – от середины; в – обратноступенчатый; г – блоками; д – каскадами; е – горкой.

Наплавка шва блоками, каскадами и горкой используется только для выполнения многослойных швов. При этом длина секции (размера «а») принимается равной 300-400 мм при V-образной разделке кромок и 500-800 мм при X-образной. В пределах каждой секции шов наплавляется обратноступенчатым способом с размером ступени 150-200 мм. Как правило, сварку металла толщиной более 25 мм выполняют «горкой» или «каскадами». Приведенные способы сварки обеспечивают более равномерный нагрев металла по длине сварного шва и уменьшают

скорость охлаждения, что способствует уменьшению сварочных напряжений.

Большое влияние на формирование шва оказывает положение электрода относительно поверхности изделия (рис. 1.9): углом назад (на подъем) или углом вперед (на спуск).

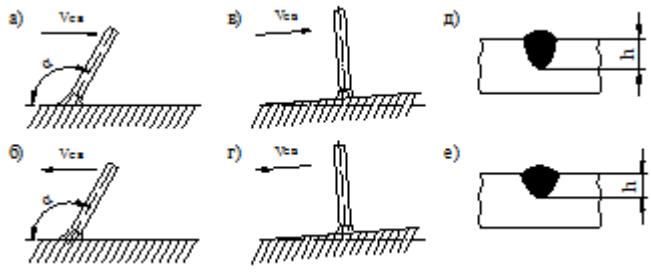


Рис. 1.9. Положение электрода при сварке и соответствующее сечение шва:

а – углом назад; б – углом вперед; в – на подъем;  
г – на спуск; д, е – сечение шва

При сварке углом назад (на подъем) улучшаются условия оттеснения расплавленного металла из-за дуги, что способствует увеличению глубины проплавления  $h$  (рис. 1.9 д). При сварке углом вперед (на спуск) расплавленный металл подтекает под дугу и уменьшает теплопередачу основному металлу, что в свою очередь уменьшает глубину проплавления (рис. 1.9 е). Сварка углом вперед используется при соединении тонких листов или изделий из легкоплавких металлов.

На параметры сварки оказывает влияние пространственное положение шва в процессе его наплавки. По этому признаку различают нижнее положение (дуга располагается над изделием), потолочное (дуга горит под изделием), горизонтальное (дуга горит сбоку вертикально расположенного изделия и электрод движется горизонтально) и вертикальное (дуга горит сбоку вертикально расположенного изделия и электрод движется вертикально). Наиболее благоприятны условия сварки в нижнем положении и наиболее неблагоприятны при сварке потолочных швов и вертикальных сверху вниз. При сварке горизонтальных и вертикальных швов сила тока уменьшается на 10-15 % по сравнению со сваркой в нижнем положении, а при сварке потолочных швов на 20-25%, при этом применяются электроды малого диаметра и варят при самой короткой дуге.

Заканчивая наплавку сварного шва, не следует резко обрывать дугу, так как в этом случае образуется кратер, являющийся, как правило, местом образования трещин; дугу следует гасить медленным

увеличением ее длины, в этом случае наплавленный металл электрода предупреждает образование кратера. После окончания сварки следует зачистить шов от шлака и металлических брызг и визуальным способом проанализировать качество сварного соединения.

## Лабораторная работа № 2

### АВТОМАТИЧЕСКАЯ И ПОЛУАВТОМАТИЧЕСКАЯ ДУГОВАЯ СВАРКА

**Цель работы** – изучение схемы сварочных процессов, знакомство с оборудованием, определение параметров сварки.

#### *Сущность и основные параметры*

При автоматической сварке подача сварочной проволоки в зону дуги и перемещение дуги вдоль шва механизированы. При полуавтоматической сварке механизирована только подача сварочной проволоки, а перемещение дуги вдоль шва осуществляется вручную.

#### *Дуговая сварка под флюсом*

Флюс – гранулированный порошок (размер зерен равен 0,25 – 4 мм). Назначение флюса – защита дуги и расплавленного металла, а также легирование и рафинирование металла шва. По химическому составу флюс напоминает обмазку электрода с покрытием. Выбор флюса осуществляется по табл. 55, [8].

Одним из электродов при сварке под слоем флюса служит сварочная проволока. Обозначения сварочной проволоки приведены в табл. 55, [8].. «Св» – обозначает «сварочная», далее следует содержание углерода в сотых долях процента, затем следуют символы химических элементов, входящих в состав металла сварочной проволоки, где цифры указывают их процентное содержание (если процентное содержание не превышает 1%, то цифра, как правило, не ставится). Буква «А» в конце обозначения сварочной проволоки указывает на повышенную чистоту по химсоставу (пониженное содержание серы и фосфора).

Схема наплавки сварного шва при автоматической сварке под флюсом приведена на рис. 2.1. Флюс засыпается впереди электрода из бункера слоем 40-80 мм, шириной 40-100 мм. Источником тепла является электрическая дуга, под действием которой происходит расплавление кромок соединяемых элементов, электродной проволоки и флюса. При этом газообразующие компоненты флюса создают газовый пузырь вокруг дуги. Давление газового пузыря способствует оттеснению расплавленного металла из под дуги и тем самым увеличивает глубину проплавления. По мере удаления источника тепла расплавленный металл кристаллизуется в сварной шов, а расплавленный флюс, остывая, образует защитную шлаковую корку.



Рис. 2.1. Схема сварки под флюсом

Основными параметрами сварки под флюсом являются: сила тока, диаметр электрода, длина дуги, напряжение на дуге, скорость движения электрода вдоль сварного шва и скорость подачи электродной проволоки. Сила тока изменяется в пределах 400–2000 А. Плотность тока (отношение величины тока и площади сечения электрода) составляет  $35\text{--}250 \text{ A/mm}^2$ . С увеличением плотности тока происходит увеличение глубины проплавления, с увеличением длины дуги и скорости движения электрода вдоль шва, наоборот, глубина проплавления уменьшается. При увеличении напряжения дуги увеличивается количество тепла, расходуемое на расплавление флюса. При этом растет ширина шва, а глубина проплавления изменяется незначительно.

Для процесса сварки, кроме перечисленных параметров, имеет значение также вылет электрода (расстояние от токоподвода до дуги) и толщина слоя флюса. С увеличением вылета возрастает нагрев электрода и скорость его плавления, что, в свою очередь, увеличивает количество наплавляемого металла под дугой и, в конечном итоге, может вызвать уменьшение глубины проплавления. Аналогичный результат получается и в случае уменьшения толщины слоя флюса – при малой толщине флюса увеличивается его газопроницаемость, что уменьшает давление в газовом пузыре. Как следствие этого, происходит увеличение наплавленного металла под дугой, и следовательно, уменьшение глубины проплавления.

На рис. 2.2. указаны размеры сварного шва, а на рис. 2.3. приведена их зависимость от основных параметров сварки. Скорость подачи электродной проволоки зависит прежде всего от силы тока: с увеличением силы тока должна возрастать и скорость подачи (рис. 2.4.). Зависимость же скорости подачи от диаметра электродной проволоки обратная: чем больше диаметр, тем меньше скорость (рис. 2.4). Графики на рис. 2.4 даны для проволоки марки Св08 при напряжении 40–42 В и при вылете электрода 50 мм.

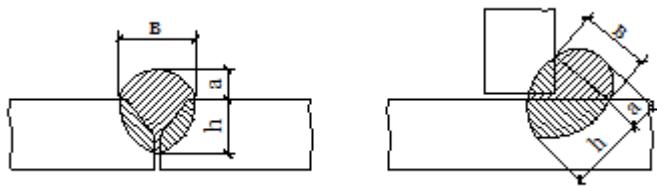


Рис. 2.2. Основные размеры сечения шва

Преимущества сварки под флюсом: высокая производительность, вызванная механизацией процесса; высокое качество и стабильность свойств сварных швов; меньший, чем при ручной сварке, расход металла и электроэнергии. К недостаткам следует отнести возможность сварки только в нижнем положении, отсутствие визуального контроля процесса сварки, кроме того, автоматическая сварка целесообразна лишь при длинных швах.

При автоматической и полуавтоматической сварке имеет значение положение электрода (рис. 2.5.) по отношению к соединяемым деталям. При сварке «в лодочку» (рис. 2.5а) можно получить однослойный шов большего сечения, чем при наклонном электроде (рис. 2.5 б, в), но в этом случае требуется большая точность сборки – зазор не должен быть более 1,5 мм, в то время как при наклонном электроде зазор может быть 3 мм. Для обеспечения провара при различной толщине свариваемых элементов сварка выполняется в несимметричную относительно угла «лодочку» или несимметрично наклонным электродом. В нахлесточных соединениях (рис. 2.5в) при толщине верхнего элемента до 8 мм сварку можно вести вертикальным электродом.

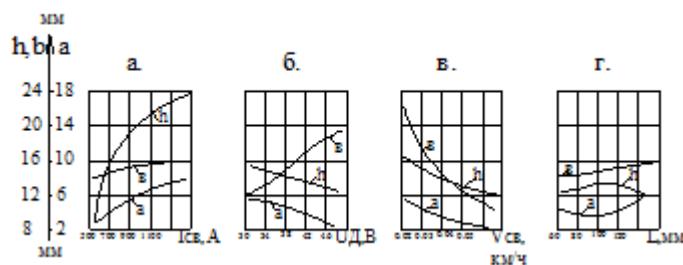


Рис. 2.3. Зависимость размеров сварного шва от силы тока (а), напряжения дуги (б), скорости сварки (в) и от вылета электрода (г)/

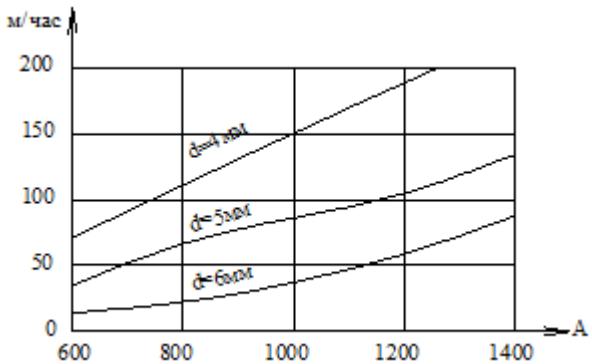


Рис. 2.4. Зависимость скорости подачи электродной проволоки от силы тока и диаметра электрода при вылете электрода 50 мм

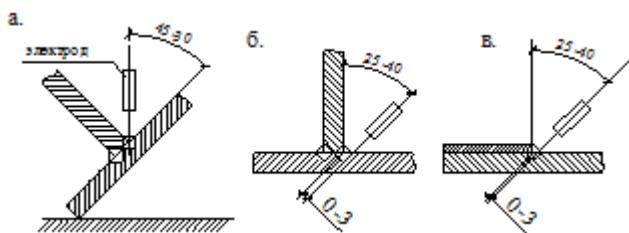


Рис. 2.5. Схема выполнения угловых швов.

### *Дуговая сварка в защитном газе*

Выбор защитного газа определяется прежде всего химическим составом свариваемого металла – для сварки стальных изделий применяется, как правило, углекислый газ, для сварки алюминиевых изделий – аргон или смесь аргона с гелием. Углекислый газ ( $\text{CO}_2$ ) поставляется в баллонах черного цвета, аргон в баллонах серого цвета, гелий в баллонах коричневого цвета.

Схема наплавки сварного шва с применением защитного газа приведена на рис. 2.6. Отличительной особенностью этого вида сварки является отсутствие флюса, защитные функции которого выполняются газом. Газ может подаваться в зону дуги центрально, как показано на рис. 2.6, и сбоку – навстречу движению электрода. Последний способ применяется при больших скоростях сварки.

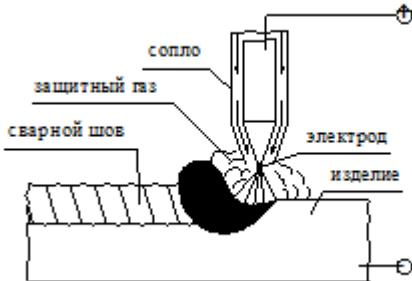


Рис. 2.6. Схема сварки в защитном газе

Электрод при сварке может быть как плавящимся, так и неплавящимся с использованием присадочного металла или без него. Второй способ целесообразен для соединения металла толщиной до 5–6 мм. Вид тока может быть переменным или постоянным, однако при плавящемся электроде применение переменного тока затруднительно из-за нестабильности дуги.

Основными параметрами режима сварки являются сила тока, напряжение дуги, диаметр электрода, скорость перемещения электрода и скорость подачи электродной проволоки, вылет электрода, полярность тока, расход и состав защитного газа.

Закономерность изменения формы сварных швов от основных параметров такая же, как и при сварке под флюсом.

Полярность тока при сварке может быть прямой, в этом случае 70% тепла выделяется на аноде (изделии) и обратной. При обратной полярности увеличивается разогрев металла электрода и, следовательно, возрастает скорость расплавления сварочной проволоки, уменьшается глубина проплавления, но увеличивается ширина сварного шва.

Расход (давление) газа зависит от типа сварного соединения, толщины изделий и скорости сварки (с увеличением скорости сварки расход газа увеличивается). Кроме того, расход газа зависит от скорости ветра — чем сильнее ветер, тем больше расход.

Преимуществами сварки в среде защитного газа являются:

- возможность сварки в любом положении;
- возможность визуального контроля за процессом образования сварного шва;
- отсутствие операций по засыпке, уборке флюса и по удалению шлака.

Недостатками являются: необходимость защитных мер против повышенной световой и тепловой радиации и возможность сдувания защитного газа.

### *Дуговая сварка порошковой проволокой*

Схема сварки приведена на рис. 2.7,а. Защитные функции при такой сварке выполняет сердечник, состоящий на 40–60 % из неметаллических материалов, а электродом является металлическая оболочка порошковой проволоки (рис. 2.7,б). Порошковые проволоки бывают самозащитные (сварка выполняется без каких-либо дополнительных материалов) и газозащитные (сварка выполняется в среде защитного газа). Газозащитные позволяют получить более высокие показатели сварочного процесса и качества сварных швов.

Сварка порошковой проволокой совмещает в себе преимущества сварки под слоем флюса и с применением защитных газов – высокая производительность, возможность сварки в любом положении, видимость процесса сварки, отсутствие сыпучих материалов. К недостаткам следует отнести малую поперечную жесткость порошковой проволоки, что может привести к проскальзыванию порошковой проволоки в подающем механизме, т.е. к приостановке подачи проволоки в зону горения дуги. Вторым недостатком порошковой проволоки является возможное увлажнение сердечника проволоки, что приводит к появлению пор в сварном шве, засорение металла шва неметаллическими включениями. Для предупреждения образования пор в сварном шве необходимо порошковую проволоку предварительно прокаливать при температуре 250–300<sup>0</sup>С в течение 2–3 часов для удаления влаги.



Рис. 2.7. Схема сварки порошковой проволокой (а); сечения порошковой проволоки (б)

Электродуговая сварка может выполняться также проволокой сплошного сечения без какой-либо защиты. В состав такой проволоки вводятся раскислители и элементы, снижающие растворимость азота в жидким металле. Техника сварки такими проволоками такая же, как и в среде защитного газа. Ограниченностю применения этого вида сварки вызвана высокой стоимостью проволоки и недостаточной стабильностью качества сварного шва.

## *Источники питания и оборудование*

Источником питания могут быть трансформаторы, генераторы, выпрямители или инверторы. Источники питания бывают однопостовые с падающей, пологопадающей, жесткой и универсальной характеристикой или многопостовые с жесткой характеристикой. Выпрямители типа ВДУ (используемые для выполнения настоящей лабораторной работы) являются универсальными, т.е. их внешняя вольтамперная характеристика может быть падающей или жесткой

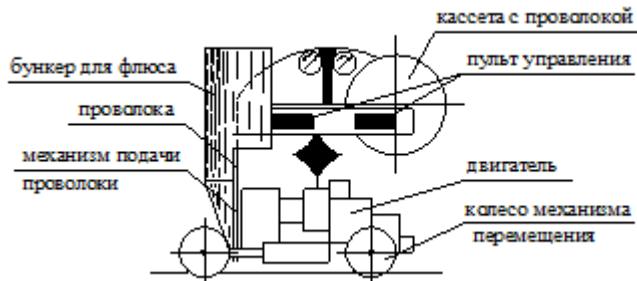


Рис. 2.8. Схема сварочного трактора

В качестве примера, в таблице 2.2 приведена техническая характеристика сварочного трактора АДФ- 1002-УЗ, схема которого приведена на рис. 2.8.

## **Техническая характеристика сварочного трактора АДФ- 1002-УЗ**

Таблица 2.2

Диаметр электрода, мм	Скорость подачи электрода, м/ч	Скорость сварки, м/ч	Номинальный ток, А	Габарит (L x B x H), мм	Масса, кг
3 – 5	60 – 362	12 – 82	1000	716x346x52 6	45

При сварке автоматом габаритные размеры сечений свариваемой конструкции должны соответствовать параметрам автомата (рис. 2.9).

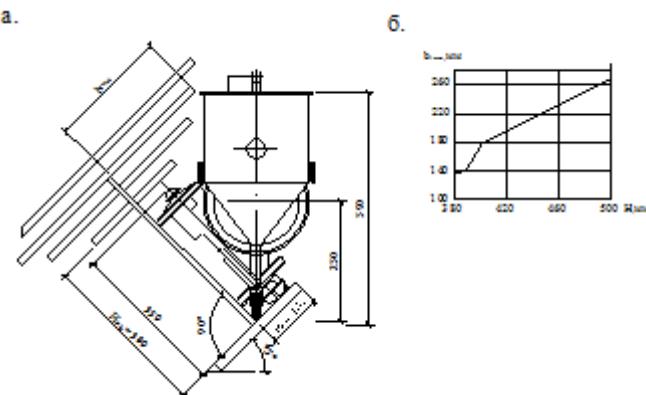


Рис. 2.9. Доступность наложения швов при автоматической сварке балок в положении “в лодочку”. а) установка сварочного автомата, б) предельные размеры свариваемого двутавра

В полуавтоматах при сварке под флюсом на держателе устанавливается бункер для засыпки флюса. Флюс может подаваться также из отдельного бункера с помощью сжатого воздуха по резиновой трубке или по рукаву вместе с проволокой. При сварке в среде защитных газов полуавтоматы комплектуются баллоном для газа, редуктором, подогревателем газа и шлангом для подачи газа (рис. 2.10).

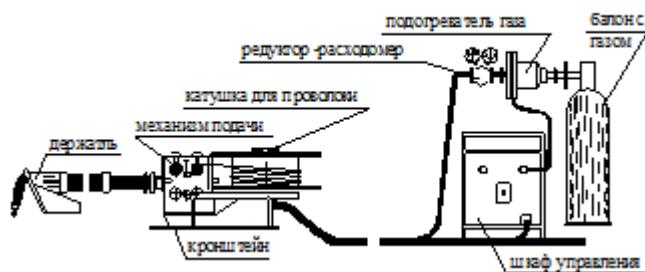


Рис. 2.10. Схема сварки полуавтоматом в защитном газе

### Лабораторная работа № 3 КОНТАКТНАЯ СВАРКА

**Цель работы** – изучение схемы сварочных процессов и оборудования, определение параметров сварки..

Отличительная особенность контактной сварки – применение давления на соединяемые элементы. Источником тепла является прохождение электрического тока в месте контакта соединяемых элементов. Контактная сварка бывает следующих видов:стыковая (в том числе сопротивлением, непрерывным оплавлением и оплавлением с подогревом), точечная и шовная (рис. 3.1).

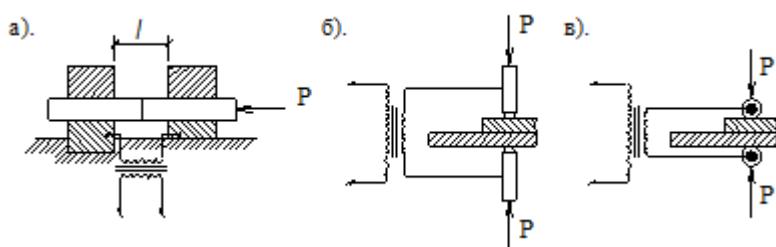


Рис. 3.1. Схема контактной сварки: а) стыковая, б) точечная, в) шовная

### *Стыковая сварка сопротивлением*

Стыковая сварка применяется для соединения стержней по их торцам. Стыковая сварка сопротивлением осуществляется следующим образом: торцы соединяемых элементов приводятся в соприкосновение и сдавливаются; пропускается электрический ток, который разогревает торцы соединяемых элементов, что вместе с давлением приводит к их соединению. Для обеспечения плотного контакта по всему поперечному сечению торцы соединяемых стержней должны быть предварительно обработаны.

Основные параметры стыковой сварки сопротивлением: плотность сварочного тока, величина давления ( $P$ ), время действия тока, припуск на осадку и установочная длина ( $l$ ). Припуск на осадку предусматривается для компенсации уменьшения длины стержней при их сдавливании.

Область применения – соединение стержней площадью до  $300 \text{ mm}^2$  и труб диаметром до 40 мм.

### *Стыковая сварка оплавлением (непрерывным и с подогревом)*

При стыковой сварке непрерывным оплавлением в соприкосновение приводятся элементы, уже включенные в электрическую цепь. При этом виде сварки оплавление торцов происходит предварительно, до их соприкосновения. Сварочное соединение образуется после сдавливания (осадки) расплавленных торцов. Область применения – соединение стержней с площадью сечения до  $1200 \text{ mm}^2$ .

Стыковой сваркой оплавлением с подогревом производится соединение элементов, также предварительно включенных в электрическую цепь. Оплавление торцов здесь осуществляется с помощью нескольких коротких замыканий, возникающих при их соприкосновении. После достаточного расплавления торцы сжимаются (осаживаются) и образуется соединение.

Основные параметры стыковой сварки оплавлением: плотность тока, величина давления ( $P$ ), скорость оплавления и осадки, припуск на оплавление и осадку; длительность сварки и установочная длина.

Область применения – соединение стержней с площадью сечения до  $6000 \text{ mm}^2$ .

### *Точечная сварка.*

Точечная сварка применяется для соединения пересекающихся арматурных стержней и для соединения листовых элементов внахлестку.

При точечной сварке соединяемые элементы, уложенные друг на друга, сжимаются электродами контактной машины, затем включается электрический ток. В результате прохождения тока в соединяемых элементах образуется литое ядро (точка), размеры которого ограничены площадью

торцов электродов. Ток выключается после образования литого ядра, а электроды разжимаются после полной кристаллизации металла литого ядра.

Наиболее распространенные циклы, применяемые для сварки малоуглеродистой стали и сплавов алюминия, приведены на рис. 3.2а, б. Каждый цикл состоит из четырех операций: сжатие (соединяемые элементы только сжимаются); сварка (включается ток и происходит расплавление металла между электродами); проковка (ток выключен, происходит кристаллизация сварочной точки); пауза (давление отсутствует, ток выключен).

Основными параметрами точечной сварки являются сила тока и сила сжатия ( $P$ ), которые в зависимости от толщины и вида металла могут быть постоянными или переменными в течение цикла сварки одной точки. К основным параметрам относится также продолжительность каждой операции цикла.

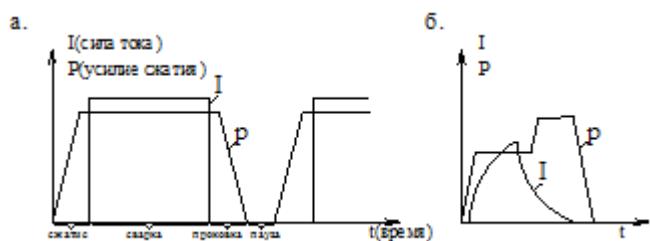


Рис. 3.2. Циклы точечной сварки

### *Шовная сварка*

Шовная сварка применяется для образования нахлесточных соединений листовых деталей. При шовной сварке электродами служат вращающиеся ролики, которые образуют сварной шов в виде сплошного ряда точек на соединяемых элементах. Диаметр электродов-роликов равен 40–400 мм. Ток на электроды может подаваться непрерывно или импульсами. Электроды также, как и в точечной сварке, сжимают соединяемые элементы.

Основные параметры шовной сварки: сила тока, сжимающее давление( $P$ ), длительность операций цикла, скорость сварки.

### *Преимущества и недостатки*

Преимуществом всех видов контактной сварки является высокая производительность, механизация и автоматизация сварочного процесса. К недостаткам следует отнести необходимость доставки деталей к сварочным машинам, а не наоборот, большие требуемые мощности машин, узкую специализацию машин.

## **Оборудование для контактной сварки**

### *a. Оборудование для стыковой сварки*

На рисунке 3.3 изображена схема машины для стыковой сварки. Зажимное устройство машины состоит из неподвижной и подвижной плит, на которых расположены зажимы для крепления соединяемых элементов. Привод осадочно-подающего механизма может быть ручным, электромеханическим или гидравлическим. На стыковых машинах с пружинным или рычажным приводом можно выполнить стыковую сварку сопротивлением, непрерывным оплавлением или оплавлением с подогревом. Машины для стыковой сварки, как правило, оборудуются приспособлениями для отжига и снятия грата. Отжиг производится для ликвидации закалочных структур (для уменьшения хрупкости металла) в зоне стыка. Грата – излишки (капли) металла, образующиеся при осадке и располагаемые по периметру стыка.

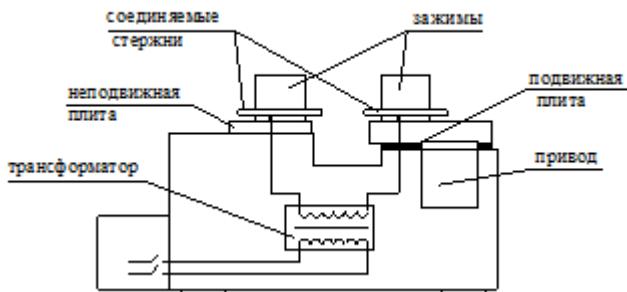


Рис. 3.3. Схема машины для стыковой сварки

### *б. Машины для точечной и шовной сварок*

Схема стационарной машины для одноточечной контактной сварки приведена на рисунке 3.4. В корпусе машины помещены: трансформатор, переключатели ступеней и аппаратура управления (регулятор времени). На консолях расположены два электрододержателя, один из которых связан с механизмом сжатия. Вторичная обмотка трансформатора соединена с верхним и нижним электродами. Первичная обмотка имеет отпайки, соединенные с переключателем ступеней, с помощью которых устанавливается нужное вторичное напряжение. Включение и выключение первичной обмотки осуществляется контактором.

Регулятор времени управляет последовательностью и длительностью операций, выполняемых в течение одного цикла: сжатие деталей между электродами (сжатие); включение и выключение тока (сварка); выдерживание деталей под давлением после выключения тока (проковка); подъем верхнего электрода и выдерживание его в поднятом положении до начала следующего цикла (пауза). Длительность каждой операции

устанавливается с помощью рукояток, выведенных на панель регулятора. Включение машины осуществляется педальной кнопкой. Для получения одной точки педаль нажимается и быстро отпускается, если педаль держать, то циклы сварки будут повторяться.

Машины для контактной шовной сварки аналогичны по структуре машинам для точечной сварки. Отличие заключается в том, что вместо стержневых электродов применяются электроды в виде роликов.

Для точечной сварки алюминия используются специальные полуавтоматы. Для выполнения точечной сварки алюминия в схему управления полуавтомата вносятся изменения, позволяющие осуществить цикл сварки по схеме:

включение тока и одновременная подача сварочной проволоки с малой скоростью;

возбуждение дуги;

сварка (скорость подачи проволоки увеличивается);

гашение дуги (окончание цикла).

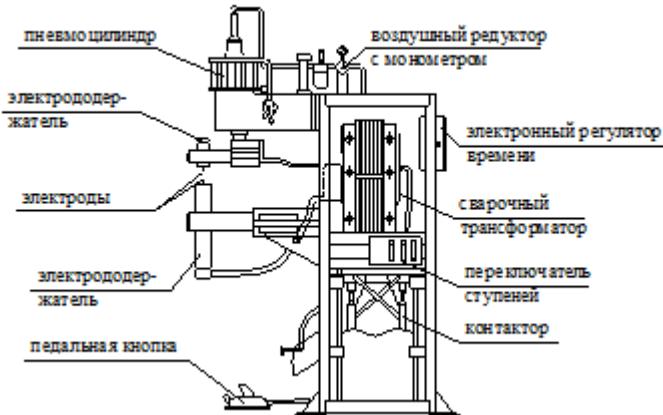


Рис. 3.4. Схема машины для точечной сварки

Работа полуавтомата осуществляется в следующем порядке. При первом нажатии кнопки «Пуск», находящейся на ручке пистолета, начинается продувка пистолета газом (argonом). При втором нажатии кнопки «Пуск» включается двигатель подачи проволоки. Скорость подачи проволоки определяется положением движка ползункового реостата. При касании проволокой изделия скорость подачи проволоки возрастает до рабочей (величина рабочей скорости определяется положением рукоятки автотрансформатора) и включается реле времени. Время сварки устанавливается переменным резистором. После истечения установленного срока сварки через реле разрывается цепь питания двигателя, и подача

проводки прекращается. В течение 1–1,5 с происходит плавное гашение дуги. Подача газа заканчивается через 5 сек. после окончания сварки отпуском кнопки «Пуск».

## **Тема 6.2. Сварные соединения, сварочные напряжения и деформации**

### **Лабораторная работа № 5**

#### **СВАРОЧНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ**

**Цель работы** – экспериментальное изучение сварочных деформаций и напряжений.

##### *Возникновение сварочных напряжений и деформаций*

В зоне сварного шва процесс сварки сопровождается структурными и химическими изменениями металла: образуются закалочные структуры, изменяются размеры зерен феррита и перлита, в отличие от основного металла шов имеет структуру литого металла (с большей изотропией свойств, чем прокатной металл), химический состав сварного шва определяется химсоставом не только основного металла, но также металла электрода и защитного покрытия. Кроме структурных и химических изменений, в соединяемых элементах и сварном шве возникают сварочные напряжения и соответствующие им деформации.

Появление сварочных напряжений является результатом несоответствия между температурными деформациями соединяемых элементов и распределением температуры по их ширине при наплавке сварного шва. Температурные деформации, как известно, линейно зависят от изменений температуры, т.е. форма торцов соединяемых элементов должна повторить форму графика распределения температуры (рис. 5.1а, б-1). Однако фактическая форма торцов имеет очертание, представленное на рис. 5.1, б-2. После охлаждения несоответствие между деформациями (см. рис. 5.1, б-3) и распределением температуры (см. рис. 5.1, б-4) также сохраняется.

Разность между температурными (теоретическими) и фактическими деформациями определяет знак и значение сварочных напряжений: если эта разность отрицательна (фактические деформации больше температурных), то в этом месте возникают растягивающие напряжения; чем больше разность деформаций, тем больше напряжения. Эпюра сварочных напряжений приведена на рис. 5.1 в. Сварочные напряжения являются собственными напряжениями и должны быть самоуравновешенными, т.е. площадь эпюры сжимающих напряжений должна быть равна площади эпюры растягивающих напряжений. Значения сварочных напряжений зависят от силы тока и напряжения (прямая зависимость) и скорости сварки (обратная зависимость).

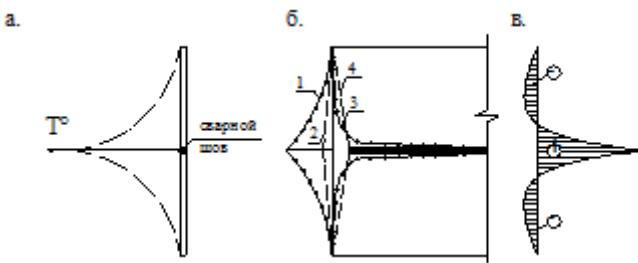


Рис. 5.1. Образование сварочных напряжений встыковом соединении:  
а – распределение температуры по ширине соединяемых деталей после наплавки сварного шва; б – форма торцов соединяемых деталей: 1 – непосредственно после наплавки сварного шва соответствующая распределению температуры (теоретическая); 2 – то же (фактическая); 3 – после остывания соответствующая распределению температур (теоретическая); 4 – то же (фактическая); в – эпюра сварочных напряжений.

Сварочные напряжения возникают не только в направлении сварного шва, но и в перпендикулярном направлении. Значения этих напряжений зависят, прежде всего, от степени закрепления краев соединяемых пластин от перемещений, перпендикулярных сварному шву и от объема наплавленного металла.

Помимо указанных причин, на значения сварочных напряжений как вдоль, так и поперек сварных швов оказывают влияние исходная температура соединяемых деталей, способ и последовательность выполнения сварных швов, близкое расположение сварных швов – при расположении сварных швов на небольшем расстоянии друг от друга их сварочные напряжения могут суммироваться.

Сварочные напряжения, являясь самоуравновешенными, не снижают прочность соединяемых элементов при статической нагрузке. Однако при динамических нагрузлениях сварочные напряжения оказывают отрицательное влияние на несущую способность. Сварочные напряжения могут образовывать зоны с напряжениями одинакового знака, что препятствует развитию пластичности и может привести к хрупкому разрушению. Совпадение по знаку сварочных напряжений с напряжениями от внешних нагрузок влечет за собой преждевременное появление пластических деформаций и соответственно снижение устойчивости сжатых элементов. Кроме того, сварочные напряжения сопровождаются соответствующими деформациями, которые искажают геометрическую форму сечений и конструктивного элемента в целом.

Для уменьшения сварочных деформаций рекомендуется располагать сварные швы симметрично относительно центра тяжести сечения

конструкции, предусматривать обратный выгиб деталей перед их сваркой, а также предусматривать апробированные соотношения толщин соединяемых элементов, обеспечивающие их прямолинейность после сварки.

### Тема 6.3. Способы выполнения швов, дефекты и контроль качества сварных соединений

#### Лабораторная работа № 6

##### ДЕФЕКТЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

**Цель работы** – знакомство с дефектами сварных соединений и с методами контроля качества сварных швов.

##### Дефекты электродуговой сварки

Непровар образуется из-за малой силы тока, большой скорости сварки, смещения электрода с оси шва, неудовлетворительной сборки (уменьшения зазора между соединяемыми элементами), а также при сварке элементов большой толщины без разделки кромок (рисунок 6.1, а).

Подрез (канавка вдоль шва) образуется при завышенной силе тока, большом катете шва, выполняемого не «в лодочку», малой скорости сварки и завышенном напряжении (рис. 6.1, б).

Прожог (сквозное отверстие в сварном шве) является следствием вытекания жидкого металла из сварочной ванны. Причины появления прожога: большая сила тока, малая скорость сварки, неплотное прилегание соединяемых элементов между собой (при сварке «на весу») или к подкладке (рис. 6.1в).

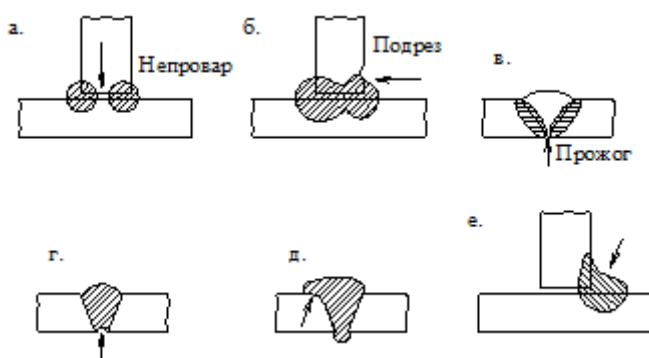


Рис. 6.1. Дефекты сварных швов

Шлаковые и окисные включения в теле сварного шва образуются при заниженной силе тока, загрязненности кромок соединяемых элементов, недостаточной защите жидкого металла (например, при длинной дуге), плохой очистке предыдущего слоя шва от шлака.

Незаваренные кратеры появляются в результате быстрого обрыва дуги.

Поры и раковины в сварном шве образуются при использовании увлажненных сварочных материалов, из-за загрязненности кромок соединяемых элементов, нарушении газовой защиты дуги, низкого качества сварочных материалов.

Трещины – причины появления: неправильная технология сварки металлов, склонных к образованию трещин (например, с повышенным содержанием серы или углерода), большие сварочные напряжения, возникающие при несвободных кромках соединяемых элементов, а также при неправильной последовательности выполнения сварных швов.

Несплавление образуется в результате неполного расплавления кромок соединяемых элементов или предыдущих слоев шва.

Отклонение формы сварного шва: чрезмерная выпуклость или вогнутость, неравномерная ширина сварного шва по его длине, вогнутость корня сварного шва (рис. 6.1г), наплывы (рис. 6.1д) и подтеки (рис. 6.1е), грубая чешуйчатость.

Дефекты сварки вызывают концентрацию напряжений в конструкциях, уменьшают пластические свойства металла, резко снижают прочность сварных соединений при динамических нагрузках и при отрицательных температурах.

Внутренние дефекты электродуговой сварки и трещины устраняются вырубкой дефектного участка шва термическим или механическим способом до основного металла и повторной наплавкой сварного шва. Поверхностные дефекты устраняются либо их зачисткой (чрезмерная выпуклость, наплывы), либо наплавкой дополнительных слоев (подрезы, прожоги, чрезмерная вогнутость, подтеки).

### *Дефекты стыковой сварки*

Наиболее распространенными дефектами стыковой сварки являются: смещение осей соединяемых элементов и непровар. Причиной первого дефекта является неправильная установка стержней в зажимах сварочной машины. Причиной второго дефекта являются окисление из-за отклонения в токовом режиме, малый припуск на оплавление, недостаточная продолжительность осадки под током и малая скорость осадки. Узлы с дефектами стыковой сварки бракуются.

### *Дефекты точечной сварки*

Непровар (малый диаметр сварной точки) появляется из-за чрезмерного диаметра электрода при недостаточном токе и времени сварки, а также из-за шунтирования тока.

Наружный выплеск металла в сварной точке происходит при большой силе тока, а также при перекосе деталей относительно торцов электродов.

Чрезмерные вмятины (уменьшение толщины в местах образования сварных точек) могут быть вследствие чрезмерной силы тока, времени сварки, увеличенного усилия сжатия в период проковки, а также из-за малого диаметра электродов.

Прожог может быть следствием включения тока до обжатия деталей или наличия больших зазоров между соединяемыми деталями.

Вырыв появляется при преждевременном снятии давления (при недостаточной продолжительности проковки).

Такие дефекты точечной сварки как непровар, чрезмерные вмятины, прожог и вырыв устраняются наплавкой дополнительной точки. Наружный выплеск металла сварной точки устраняется механической зачисткой лишнего металла.

### *Методы контроля качества сварных соединений*

Для обнаружения поверхностных и крупных дефектов в сварных соединениях (подрезы, прожоги, незаваренные кратеры, поверхностные поры и трещины, отклонения в форме сварного шва) используется визуальный контроль (внешний осмотр).

Прочностные характеристики сварных соединений (разрывное усилие, ударная вязкость, загиб в холодном состоянии и др.) контролируются частичным или полным разрушением образца на испытательных машинах.

Непроницаемость сварных соединений проверяется с помощью керосина, вакуума, пневматического или гидравлического давления. Первый способ основан на способности керосина проникать через имеющиеся неплотности и окрашивать мел, которым предварительно покрывается противоположная сторона сварного шва. Остальные способы основаны на уменьшении вакуума или давления через трещины и поры в сварном шве.

Мелкие поверхностные дефекты могут быть обнаружены с помощью цветной дефектоскопии, сущность которой состоит в следующем. На очищенную поверхность шва наносится слой индикаторной жидкости, которая после выдержки в 5–7 минут смывается, а поверхность протирается. Затем тонким слоем наносится проявитель, например, коалин. Проявитель окрашивается в яркий цвет оставшейся в дефектах индикаторной жидкостью, тем самым обнаруживая поверхностные дефекты сварного шва. Цветной метод позволяет обнаружить дефекты с минимальной глубиной 0,02 мм и минимальной шириной 0,002 мм. Метод обладает высокой мобильностью и производительностью, особенно при использовании материалов в аэрозольной упаковке. Работа с аэрозолями должна производиться в спецодежде (халат, фартук, перчатки) и на расстоянии не менее 20 м от места сварки, открытые участки тела следует оберегать от попадания аэрозольной

стрии, а помещение должно быть оборудовано приточно-вытяжной вентиляцией. К недостаткам метода следует отнести: трудность контроля сварных швов с грубой чешуйчатостью; огнеопасность и токсичность применяемых материалов.

Для обнаружения внутренних, а также мелких поверхностных дефектов используются физические методы контроля: просвечивание рентгеновскими и гамма-лучами, ультразвуковой и магнитографический. Первый метод основан на способности электромагнитных волн с частотой  $5 \cdot 10^{10} - 6 \cdot 10^{19}$  Гц проникать сквозь металлы и воздействовать на фотопленку. Кассета с фотопленкой располагается под сварным швом, а с противоположной стороны источник излучения – рентгеновская трубка или радиоактивный изотоп (тулий-170, иридий-192, цезий-137, кобальт-60). Дефект сварного шва поглощает лучи в меньшей степени, чем окружающий его металл, поэтому эмульсия под дефектом облучается более интенсивно и при обработке в проявителе чернеет. По этим участкам и определяется расположение, форма и размеры дефектов.

Преимуществами этого метода является возможность определения характера дефекта и его размеров, наличие документа (фотопленки), характеризующего качество сварного шва. К недостаткам метода относятся: вредность рентгеновских и гамма-лучей для человеческого организма, высокая стоимость и трудоемкость, связанная с последующей обработкой фотопленок, малая эффективность при обнаружении трещин, необходимость двустороннего доступа к сварному шву. При радиационных методах контроля для измерения индивидуальных доз облучения каждый работающий должен иметь дозиметр.

Ультразвуковой метод основан на способности ультразвуковых колебаний прямолинейно распространяться в металле и отражаться от границы раздела сред.

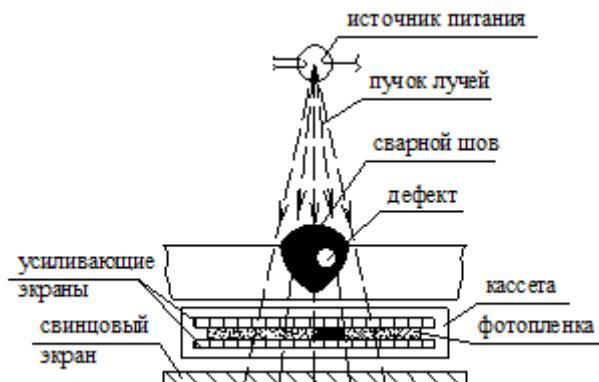


Рис. 6.2. Схема просвечивания металла

Для получения ультразвуковых колебаний используется пьезоэлектрический эффект, который заключается в преобразовании электрических колебаний высокой частоты в механические колебания с помощью искусственных пьезокристаллов, например, титаната бария BaTiO<sub>3</sub>. Схема проверки сварных швов ультразвуком приведена на рис. 6.3.

Ультразвуковой импульс подается в металл с помощью призматического щупа. При достижении поверхности раздела сред с различными акустическими свойствами, т.е. дефекта, ультразвуковая волна частично отражается и воспринимается тем же щупом, что фиксируется световой или звуковой сигнализацией. Ультразвуковой метод применяется при толщинах 1,5...200 мм. Ультразвуковой метод обнаружения дефектов свободен от недостатков просвечивания рентгеновскими и гамма-лучами, но не позволяет определять характер дефектов. Например, при этом методе трудно отличить трещину от непровара, поры от шлаковых включений; неэффективен при контроле качества сталей с крупнозернистой структурой; не позволяет иметь документ качества сварного соединения; достоверность обнаружения дефектов зависит от квалификации оператора.



Рис. 6.3. Схема обнаружения дефектов с помощью ультразвука

Магнитографический метод основан на фиксации магнитных полей рассеяния на магнитной ленте, которая прижимается к сварному шву при его намагничивании. В однородном металле магнитный поток распределяется равномерно без искажений, а при наличии дефектов магнитный поток искажается, что проявляется на поверхности металла в виде полей рассеяния. Намагничивание исследуемого участка сварного шва производят электромагнитами или соленоидами. После записи магнитного рельефа сварного шва лента пропускается через воспроизводящее устройство, где на одном из экранов его двухлучевой трубки возникают видимые изображения магнитных лучей, а на другом – импульсы, характеризующие наличие дефектов. Контрастность изображения характеризует глубину их залегания, а форма магнитных полей примерно соответствует очертаниям дефектов, например, газовые поры и шлаковые включения появляются на экране в виде

темных пятен, непровар – в виде линий, трещины – в виде зигзагообразных линий с неровными краями.

Магнитографический метод обладает высокой производительностью, низкой стоимостью и хорошей чувствительностью. К недостаткам метода относятся: малый диапазон контролируемых толщин (до 25 мм), зависимость обнаружения дефектов от глубины их залегания, трудность выявления дефектов при грубошершавых швах.

## Тема 6.4. Термическая резка, техника безопасности

### Лабораторная работа № 4

#### ТЕРМИЧЕСКАЯ РЕЗКА МЕТАЛЛОВ

**Цель работы** – изучение сущности, основных параметров и оборудования при резке металлов.

##### *Сущность термической резки и области применения*

Термическая резка металлов бывает следующих видов: кислородная (газовая), дуговая, воздушно-дуговая, кислородно-дуговая и плазменная.

##### *Кислородная резка*

Кислородная резка основана на свойстве некоторых металлов, нагретых до высокой температуры, сгорать в струе кислорода. Образующиеся при этом окислы и шлаки удаляются напором газовой струи. Предварительный нагрев металла до температуры воспламенения производится пламенем, образующимся при сгорании горючего газа (ацетилена, паров бензина, пропана, пропан-бутана, природного газа) в струе кислорода (рис. 4.1).

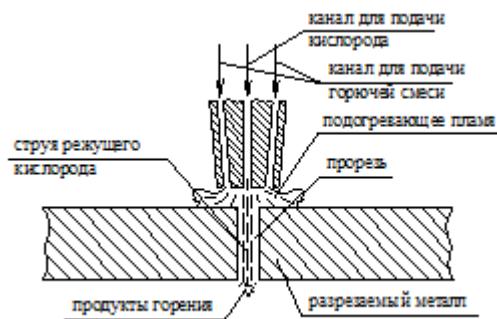


Рис. 4.1. Схема кислородной резки

Кислородная резка применима для металлов, обладающих следующими свойствами:

температура воспламенения металла в струе кислорода должна быть ниже температуры его плавления;

температура плавления окислов, образующихся в процессе сгорания металла, должна быть ниже температуры плавления металла;

тепловыделения при сгорании металла достаточны для прогрева глубинных слоев изделия до температуры воспламенения;

жидкотекучесть окислов и шлаков достаточна для удаления их из полости реза напором газовой струи;

невысокая теплопроводность необходима для быстрого и концентрированного нагрева.

Указанным требованиям удовлетворяют малоуглеродистые и низколегированные стали. Для сплавов алюминия, чугуна и сталей с повышенным содержанием углерода (более 0,5 %) и легирующих элементов (более 5 %) кислородная резка не применяется. Например, температура плавления чугуна ниже температуры его воспламенения, а сплавы алюминия и других цветных металлов обладают слишком большой теплопроводностью. Для резки этих металлов применяется кислородно-флюсовая резка. В этом случае в зону резки подается порошкообразный флюс, который, сгорая, выделяет дополнительное тепло в полости реза и, кроме того, вступая в реакцию с окислами сгораемого металла, снижает температуру их плавления и обеспечивает тем самым удаление их из полости реза.

Основными параметрами кислородной резки являются:

мощность подогревательного пламени (расход горючего газа);

продолжительность предварительного подогрева до воспламенения металла;

давление режущего кислорода;

объемный расход режущего кислорода;

ширина полости реза;

скорость реза.

Все параметры, кроме последнего, с увеличением толщины металла увеличиваются (значения основных параметров приведены в таблице 4.1).

### *Дуговая резка*

Дуговая резка выполняется расплавлением металла теплом электрической дуги. При этом удаление расплавленного металла осуществляется козырьком покрытия электрода. Для дуговой резки используется то же оборудование, что и для дуговой сварки, но при этом используют специальные электроды марки ОЗР-1. Процесс дуговой резки малопроизводителен и качество резки невысокое.

### *Воздушно-дуговая резка*

При воздушно-дуговой резке (рис. 4.2) металл расплавляется теплом электрической дуги, горящей между изделием и неплавящимся электродом, а удаление жидкого металла осуществляется струей сжатого воздуха. Давление воздуха обычно составляет 0,6–0,8 МПа, сила тока 300–1500 А. Воздушно-

дуговую резку применяют для высокоуглеродистых, низколегированных сталей, чугуна, сплавов алюминия и других цветных металлов толщиной 5–25 мм. При этом для резки малоуглеродистых сплавов в случае применения постоянного тока используется обратная полярность, а для сплавов цветных металлов – прямая полярность.

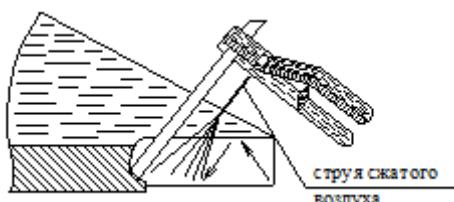


Рис. 4.2. Схема воздушно-дуговой резки

#### *Кислородно-дуговая резка*

При этом виде резки дуга разогревает металл, а затем в струе кислорода происходит его горение. Струя кислорода также используется для удаления продуктов горения из полости реза.

#### *Плазменная резка*

Плазменная резка основана на расплавлении металла и удалении его плазменной струей. Плазма может быть получена прямым или косвенным путем (рис. 4.3). В первом случае газ, подаваемый в сопло плазматрона, нагревается и ионизируется, увеличиваясь в объеме в 50–100 раз, и вырывается из сопла с большой скоростью. Поток ионизированного газа (плазмы), сжимая столб дуги, которая горит между изделием и электродом, повышает его температуру до  $30000^{\circ}\text{C}$ . При косвенном образовании плазмы дуга горит между соплом плазматрона и электродом. Газ, проходящий через дугу, образует поток плазмы, температура которого достигает  $16000^{\circ}\text{C}$ . Первый способ используется для резки только металлов, а второй способ используется для резки как металлических, так и неметаллических материалов.

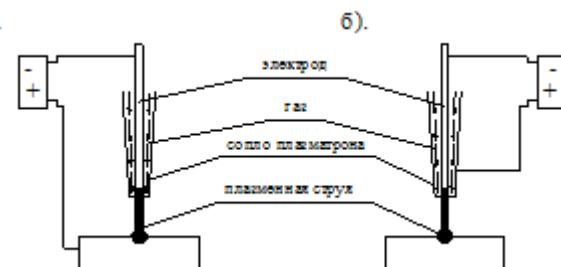


Рис. 4.3. Схема получения плазменной дуги прямого (а) и косвенного (б) действия

Основными параметрами плазменной резки являются: сила тока, расход и состав газа, диаметр и длина канала плазматрона, расстояние между

соплом плазматрона и изделием. В качестве плазмообразующих газов применяются: азот, водород, азотно-водородные смеси, а также воздух. Последний используется только для резки черных металлов и только при использовании циркониевых или гафниевых электродов. Для резки цветных металлов используются аргоно-водородные смеси. Источники питания при плазменной резке должны иметь крутопадающую или вертикальную характеристику с напряжением холостого хода до 120 - 300 В.

Плазменная резка может применяться для резки всех металлов толщиной до 100 мм. Скорость реза достигает 10 м/мин, а ширина реза может изменяться от десятых долей миллиметра до 8–10 мм.

Преимуществом всех видов термической резки по сравнению с механической резкой является мобильность и универсальность, возможность выполнить резы любой конфигурации и в разнообразных положениях, в стационарных условиях и в условиях монтажной площадки.

К недостаткам термической резки следует отнести большую, чем при механической резке ширину полости реза, изменение структуры металла вблизи кромок реза, шероховатую поверхность плоскости реза.

#### *Оборудование для термической резки металла*

В комплект оборудования для кислородной резки металлов входят: резак, шланги, регулирующая аппаратура (редукторы), газовые баллоны. Резаки подразделяются на газовые, для кислородной резки (рис.4.4), и газодуговые, для воздушно-дуговой, кислородно-дуговой (рис.4.5). Порядок работы газового резака(рис. 4.4) следующий: по отдельным каналам кислород и горючий газ поступают в смесительную камеру и образуют горючую смесь, которая при выходе из наконечника резака является топливом для подогревающего пламени; после нагрева металла до температуры воспламенения по специальному каналу подается режущий кислород.

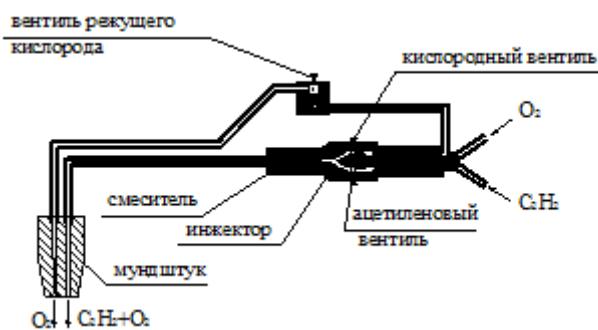


Рис. 4.4. Схема газового резака

Резаки для кислородной резки с применением керосина или бензина имеют испаритель, где жидкое горючее нагревается пламенем подогревателя

и превращается в пар. Газовые резаки используются для резки малоуглеродистых и низколегированных сталей толщиной 3–300 мм.

На рисунке 4.5 приведена схема резака для воздушно-дуговой резки. Электрод (неплавящийся) прижимается рычагом к головке резака, в которой имеются отверстия для выхода сжатого воздуха. К головке воздух подается через ниппель и канал, расположенный в рукоятке резака. Воздушно-дуговые резаки используются для резки металла толщиной до 25 мм.

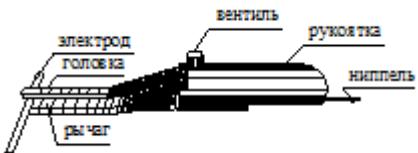


Рис. 4.5. Схема воздушно-дугового резака

Плазмотроны для плазменной резки бывают с воздушным и водяным охлаждением. Плазмotron состоит из головки и рукоятки с узлом управления. Головка включает в себя катодный узел с вольфрамовым или другим неплавящимся электродом и сопло, подключенное к аноду источника питания. В узле управления находится вентиль для подачи рабочего плазмообразующего газа и кнопка для включения источника питания.

## ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ПРОВЕДЕНИИ СВАРОЧНЫХ РАБОТ

### Общие сведения

Смертельным для человека является ток силой 0,1 А и выше. Сила тока, поражающего человеческий организм, зависит, прежде всего, от электрического сопротивления организма. При расчетах за величину сопротивления человеческого организма принимается 1000 Ом. Однако в действительности эта величина различна у разных людей и, кроме того, для каждого человека она не является величиной постоянной и зависит от многих факторов. Например, при наличии влаги на поверхности кожи, при усталости или опьянении, при повышенной влажности воздуха, при наличии в воздухе металлической пыли сопротивление человеческого организма резко снижается.

Кроме силы тока, степень поражения организма человека зависит от продолжительности действия электрического тока и от площади соприкосновения с токоведущими элементами – с увеличением указанных факторов степень поражения также увеличивается.

Наиболее опасным для человека является переменный ток частотой 80 Гц – он в три-пять раз опаснее постоянного при прочих равных условиях. С увеличением частоты переменного тока степень поражения человеческого

организма уменьшается, а при частоте 20000 Гц и выше он становится безопасным.

С увеличением напряжения сила тока, действующего на человека, также увеличивается. По нашим нормам относительно безопасным напряжением является электрический ток напряжением 36 В (при работе в сухих местах) и 12 В (при работе в сырых местах).

При поражении человека электрическим током необходимо, прежде всего, освободить пострадавшего от электропровода. Если пострадавший потерял сознание, его необходимо до прихода врача уложить на спину, обеспечить приток свежего воздуха, растирать и согревать тело пострадавшего, давать нюхать нашатырный спирт. При редком и судорожном дыхании необходимо сделать искусственное дыхание и массаж сердца.

*Мероприятия по предотвращению поражения электрическим током*

Корпуса сварочных аппаратов должны быть заземлены.

Перед началом лабораторных работ необходимо проверить исправность изоляции.

Нельзя использовать в качестве обратного провода трубы сантехнических устройств, металлоконструкции здания, технологическое оборудование.

При проведении лабораторных работ следует избегать прикосновений к токоведущим частям первичной цепи.

Все присоединения проводов производить только при выключенном рубильнике.

Следует избегать одновременного прикосновения к изделию и к неизолированным токоведущим частям сварочной цепи; особую осторожность следует проявлять при замене электрода, так как напряжение холостого хода больше, чем рабочее (при горении дуги).

Нельзя выполнять сварку в мокрой одежде.

*Мероприятия по защите от световой радиации*

Сварку и резку, а также наблюдение за электродугой при выполнении лабораторных работ следует вести с применением светофильтров.

Рабочее место по выполнению сварных швов необходимо изолировать специальными щитками или ширмами из несгораемых материалов.

*Защита от вредных газовых выделений*

К каждому сварочному посту необходимо обеспечить доступ свежего воздуха.

Для обезжиривания кромок соединяемых элементов нельзя применять хлорированные углеводороды (трихлорэтилен, дихлорэтилен), образующие в процессе сварки удушливый газ – фозген.

#### *Защита от тепловых ожогов*

Сварные швы и резку металла необходимо выполнять только в спецодежде (ботинки с боковой застежкой, брезентовые брюки навыпуск и без отворотов, брезентовая куртка с карманами, закрывающимися клапанами, и с рукавами, завязанными тесьмой), лицо должно быть закрыто щитком, а на голове должен быть головной убор или фибролитовая каска, руки должны быть в рукавицах, а при выполнении потолочной сварки – в асbestовых нарукавниках.

#### *Защита от пожаров*

Рабочее место при выполнении сварных швов и резки металлов в радиусе 5м должно быть очищено от взрывоопасных и огнеопасных веществ.

Деревянные предметы на рабочем месте должны быть покрыты стальным листом или асбестом.

При термической резке в случае пожара необходимо, прежде всего, погасить пламя горелки и прекратить подачу кислорода.

## **Раздел VII. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.**

### **Тема 7.1. Организация проектирования, основы технологии изготовления**

**Организация проектирования.** Проектирование металлических конструкций обычно выполняется в две стадии – проектное задание со сметно-финансовым расчетом и рабочий проект – при возможности широкого использования типовых проектов и типовых решений или повторного использования экономичных проектов аналогичных предприятий, зданий и сооружений.

**Проектное задание** – имеет целью выявить техническую возможность и экономическую целесообразность предполагаемого строительства в данном месте и в намеченные сроки, обеспечить правильный выбор площадки для строительства, источники снабжения сырьем, топливом, водой, энергией, строительным материалом, а также установить основные технические решения проектируемых объектов, общую стоимость строительства и основные ТЭП. Технический проект – разрабатывается на основе проектного задания при проектировании по трем стадиям. Технический проект состоит из тех же частей и разделов, что и проектное задание. В нем уточняются все

материалы и данные, принятые в проектном задании. Рабочий проект – предназначается для изготовления элементов конструкций (отправочных марок), их укрупнительной сборки, а также монтажа сооружений из укрупненных и не укрупненных отправочных элементов.

***Рабочий проект стальных конструкций состоит из двух частей:***

1. ***Рабочий проект стадии КМ*** (конструкции металлические), составляемых на основании утвержденного проектного задания при проектировании. В состав проекта входят: компоновочные схемы здания, сбор нагрузок, статические расчеты и подбор сечений основных элементов и конструкций, составляется ведомость элементов, рассчитывается смета на объект и разрабатываются основные чертежи стадии КМ. Эта стадия проекта разрабатывается специализированной проектной организацией.

2. ***Рабочий проект стадии КМД*** (конструкции металлические, деталировка), составляемых на основании чертежей КМ; чертежи КМД разрабатываются конструкторскими бюро завода-изготовителя. В состав чертежей КМ входят: пояснительная записка, данные о нагрузках, общие чертежи, схемы расположения элементов конструкций с таблицами сечений элементов, расчетные листы и чертежи наиболее важных узлов конструкций, а также рабочие чертежи фундаментов с закладными частями и полная сводная спецификация металла по профилям. Схемы расположения элементов конструкций даются для каждой группы конструкций (колонны, подкрановые балки, элементы покрытия, фахверка и т.д.). Элементы конструкций на схемах маркируются. На всех чертежах, где указаны расположение и маркировка деталей конструкций, даются таблицы сечений, содержащие марку элемента, эскиз сечения, состав сечения и усилия. Рекомендуемые масштабы схематических планов и разрезов отдельных групп конструкций – 1:200; 1:300; 1:400; поперечных разрезов – 1:50; 1:75; 1:100; узлов – 1:10; 1:15; 1:20.

Спецификация стали должна содержать: марку стали, профиль стали, длины, количество штук, вес и примечания. Чертежи КМД состоят из изображений заводских изделий (отправочных элементов), по которым производится изготовление, и монтажных схем, по которым производится монтаж конструкций.

В пояснительной записке указываются: общая характеристика конструкций, а также видов заводских и монтажных соединений, вес конструкций – общий и по отдельным группам (сварные и клепаные), весовые показатели на единицу площади объема.

Деталировочный чертеж включает в себя:

1. Графическое изображение отправочных марок в масштабе 1:10; 1:15; 1:20 со всеми размерами и указаниями, необходимыми для изготовления каждой детали, сборки отправочных элементов и их сварки или клепки.

2. Геометрическую схему (для решетчатых конструкций). 3. Спецификацию деталей для каждой отправочной марки с указанием марки стали.

4. Таблицу отправочных элементов, а также таблицу (спецификацию) заводских сварных швов или заклепок.

5. Примечания, касающиеся изготовления конструкций. При разработке деталировочных чертежей следует стремиться к уменьшению числа типов отправочных элементов и деталей каждого элемента, а также к уменьшению числа применяемых сортов и профилей проката.

#### ***Основы технологии изготовления металлических конструкций.***

Изготовление металлических конструкций выполняется на специализированных заводах металлоконструкций.

Работа начинается со склада металла, где в соответствии с технической спецификацией на объект производят комплектацию профилей проката.

Прокат поставляется в цех подготовки, в котором изготавливают заготовки для конструкций. Заготовки деталей и элементов изготавливают по рабочим чертежам стадии КМД.

Сборка конструкции из деталей выполняется в цехе сборки, где с помощью сварных прихваток собираются конструкции. При изготовлении большого количества одинаковых конструкций или их отправочных марок, собирают шаблон (копир) конструкции, который в дальнейшем используется в качестве шаблона для сборки таких же конструкций (называют сборка по копиру).

Сварка собранных конструкций выполняется в цехе сварки.

При выполнении всех операций по подготовке, сборке и сварке ведется тщательный контроль за правильным проведением всех видов операций и работ, соответственно марок сталей, типов профилей, качества сборки и сварочных работ в соответствии с чертежами стадии КМД. После покраски в цехе покраски, конструкции подаются на склад готовой продукции завода.

## **Раздел VIII. БАЛКИ, БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.**

### **Тема 8.1. Компоновка балочных конструкций**

Рабочие балочные площадки производственных зданий выполняются в виде самостоятельных встроенных в здание сооружений, опирающихся на отдельные колонны. По колоннам устанавливают систему несущих балок (балочную площадку). На балки опирается стальной или железобетонный настил (рисунок 8.1).

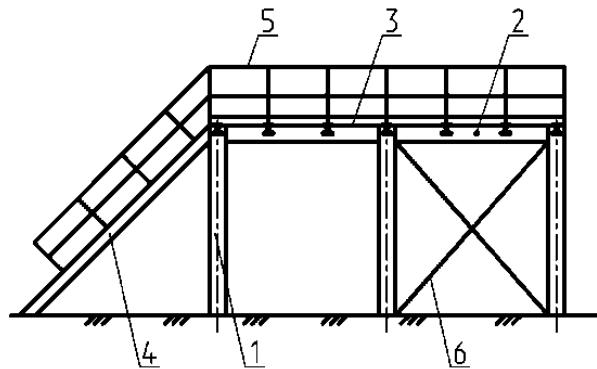


Рисунок 8.1 Технологическая площадка производственного здания:  
1– колонны; 2– система несущих балок; 3– настил; 4– лестница; 5– ограждение; 6– вертикальные связи по колоннам.

В зависимости от расположения балок балочные площадки разделяются на три основные типа (рисунок 8.2): упрощенный, нормальный и усложненный. В первом типе балочной площадки (рисунок 8.2,а) нагрузка от настила передается непосредственно на балки, опирающиеся на стены или колонны. В балочной площадке второго типа (рисунок 8.2,б) балки настила опираются на главные балки, а те, в свою очередь, на колонны или стены. И в третьем типе балочной площадки (рисунок 8.2,в) балки настила опираются на вспомогательные балки, которые крепятся к главным балкам. Для этого типа балочной площадки нагрузка от настила передается на опоры наиболее длинным путем.

Как правило, балки настила и вспомогательные балки проектируют из прокатных профилей, а главные – могут быть как прокатными (из больших профилей), так и составными (сварные или болтовые).

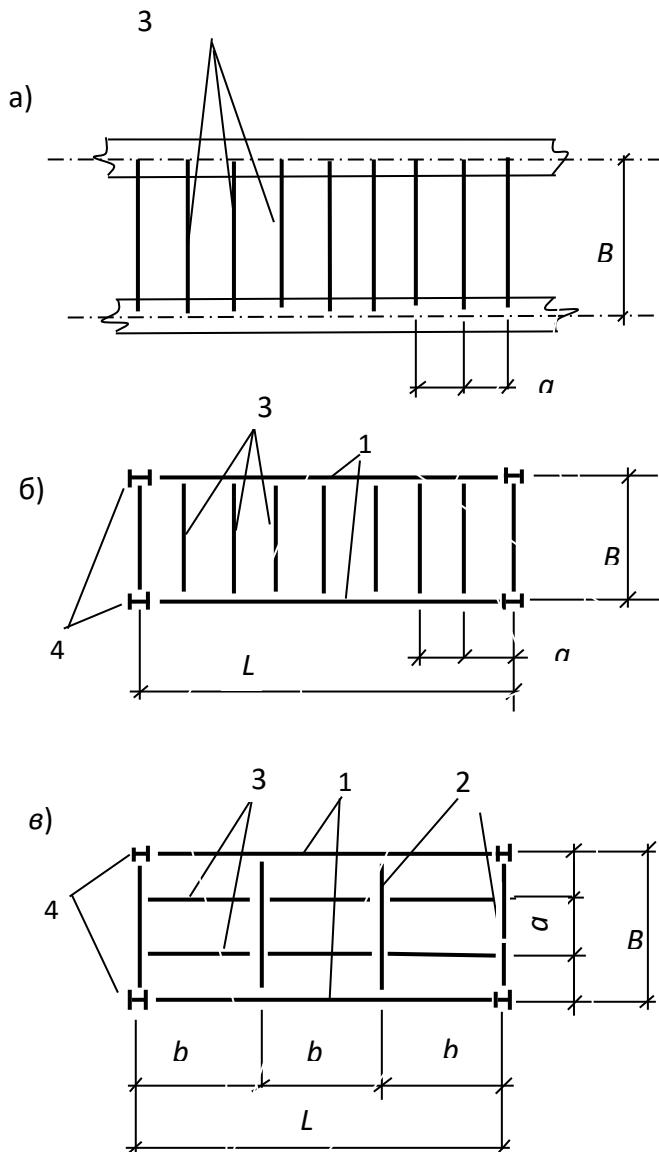


Рисунок 8.2. Типы балочных площадок  
 а) – упрощенная; б) – нормального типа; в) – усложненного типа;  
 1 – главные балки; 2 – вспомогательные балки;  
 3 – балки настила; 4 – колонны

Обычно балки настила проектируют пролетом до 8м. Наиболее рациональным профилем для балок является двутавр, реже балки настила проектируют из швеллеров.

Сопряжение балок может быть этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 8.3).

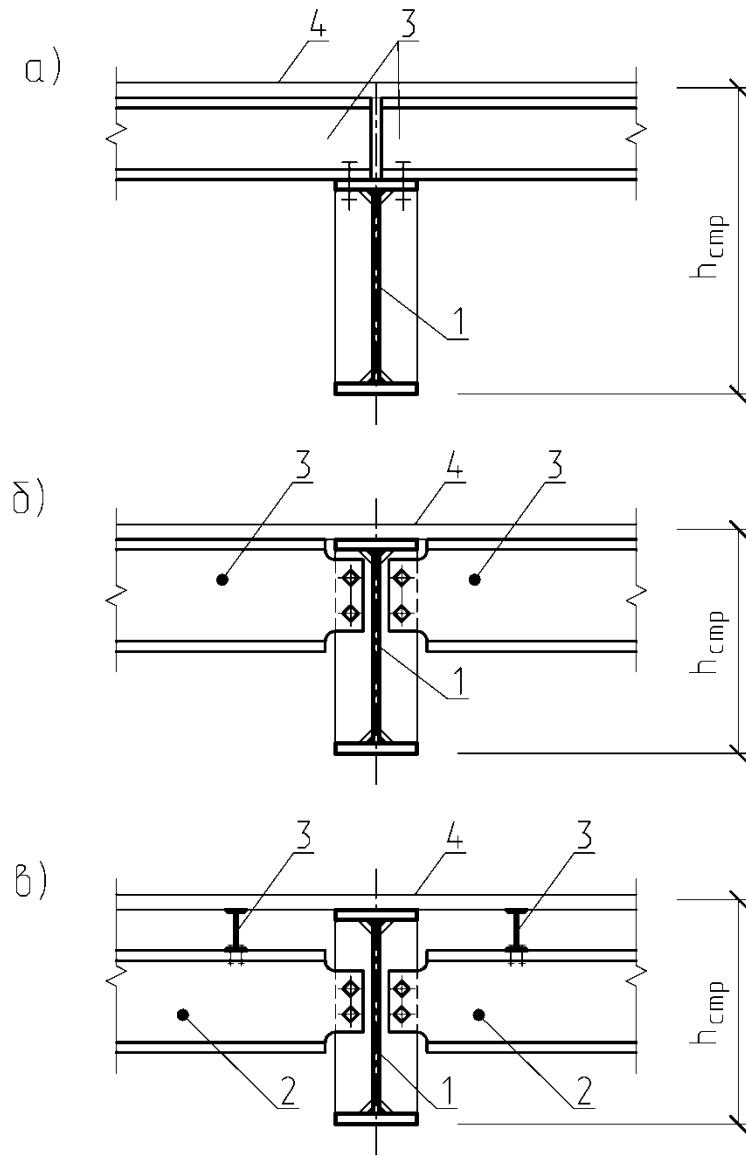


Рисунок 8.3. Схемы сопряжений балок:  
 а) – этажное сопряжение; б) – сопряжение в одном уровне;  
 в) – пониженное сопряжение; 1 – главные балки;  
 2 – вспомогательные балки; 3 – балки настила; 4 – настил

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется строительной высотой перекрытия балочной площадки.

Схему балочной площадки обычно назначают исходя из расположения технологического оборудования и в зависимости от типа настила.

Балки настила в плане рекомендуется размещать с постоянным шагом по длине поддерживающих их балок (главных или вспомогательных). Шаг балок\_настила определяется несущей способностью и жесткостью настила и обычно назначается равным 0,6...1,6 м при стальном настиле и 1,5...3,5 м при железобетонном настиле.

Толщину стального и железобетонного монолитного настилов определяют расчетом. В курсовом проекте рекомендуемая толщина настила в

зависимости от шага балок и временной полезной нормативной нагрузки приведена в таблицах 1 и 2 приложения 1.

Балки настила можно проектировать разрезными и неразрезными. Последняя статическая схема удобна при этажном сопряжении балок (см. рис. 8.3, а).

Главные балки ориентируют в направлении большего шага колонн (продольного или поперечного) и, как правило, их проектируют разрезными. Пролет главных балок может быть 9...18 м. Для удобства перевозки главные балки делят на отправочные элементы, которые на монтаже объединяют в единую конструкцию с использованием накладок на сварке или высокопрочных болтах.

При установке главных балок на колонны сбоку возможно размещение балок настила по осям колонн (рисунок 8.2, б). При установке главных балок на колонны сверху следует избегать размещения балок настила непосредственно над опорами главных балок. В этом случае балки настила смещают на полшага от оси колонны или устанавливают спаренные балки меньшей мощности (рис. 8.4).

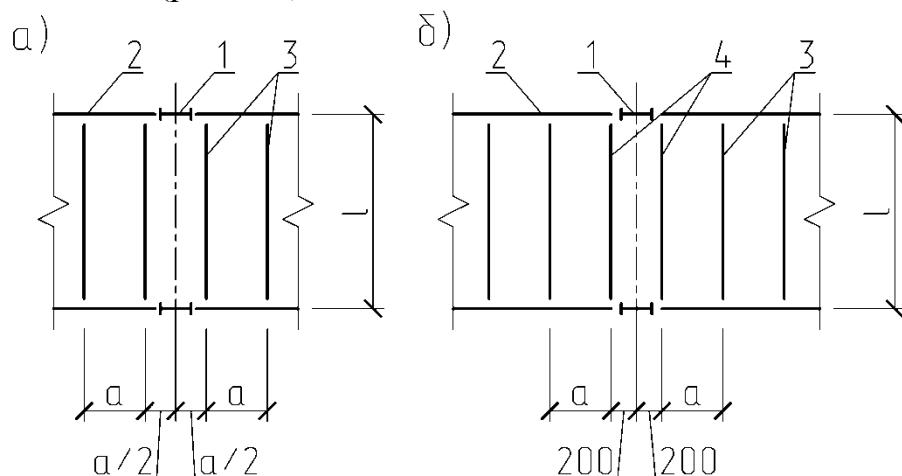


Рисунок 18.4. Размещение балок настила при установке главных балок на колонны сверху:

а) – со смещением балок настила на полшага; б) – с использованием спаренных балок с меньшей несущей способностью; 1 – колонны; 2 – главные балки; 3 – балки настила; 4 – спаренные балки.

При расположении монтажного стыка главных балок в середине их пролета установка балок настила в этом месте не рекомендуется. Для этого по длине главной балки принимается нечетное количество шагов балок настила.

### 8.1.1. Расчет прокатных балок.

Расчет на прочность балок (кроме балок с гибкой стенкой), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять в соответствии с 8.2.1 [5] по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{W_{n,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1; \quad (8.1)$$

где  $M_{Ed}$  - расчетное значение изгибающего момента;

$W_{n,min}$  – минимальный момент сопротивления сечения балки.

Разрезные балки, несущие статическую нагрузку, из стали с характеристическим значением предела текучести  $f_{yk} \leq 440$  Н/мм<sup>2</sup> для которых обеспечена общая устойчивость (сжатый пояс раскреплен жестким настилом), обеспечена местная устойчивость стенки и полок и в месте, где действует  $M_{max}$  касательные напряжения  $\tau_x \leq 0,9f_s$ , можно рассчитывать с учетом развития пластических деформаций по формуле (8.2.3 [5] ) :

- при изгибе в одной из главных плоскостей ( $I_x > I_y$ )

$$\frac{M_{x,Ed}}{c_x \beta W_{xn,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1; \quad (8.2)$$

где  $c_x W_{xn,min} = W_{pl}$  – пластический момент сопротивления;

$M_{x,Ed}$  — значение расчетного изгибающего момента;

$c_x$  — коэффициент перехода от упругого момента сопротивления к пластическому, принимают по таблице Е.1 (приложение Е) [5] ;

$\beta$  — коэффициент, принимают:

при  $\tau_x \leq 0,5f_s \quad \beta = 1;$

при  $0,5f_s < \tau_x \leq 0,9f_s$

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \cdot \left( \frac{\tau_x}{f_s} \right)^4,$$

здесь  $\alpha_f = \frac{A_f}{A_w}$  — отношение площади сечения пояса к площади сечения

стенки (для несимметричного сечения  $A_f$  — площадь меньшего пояса; для коробчатого сечения  $A_w$  — суммарная площадь сечений двух стенок);

На первом этапе расчета балок настила расчетные усилия разрешается определять

$$M_{Ed} = \alpha M_6, \text{ и } V_{Ed} = \alpha V_6;$$

где  $M_6$  и  $V_6$  – соответственно балочные значения момента и поперечной силы;

$\alpha = 1,01 \dots 1,02$  – коэффициент, учитывающий собственный вес балок.

При расчете балок настила и второстепенных балок требуемый момент сопротивления соответственно определяют по формуле:

при упругой стадии работы материала  $W_{ncal} = M_{Ed}/(f_{yd} \gamma_c)$ ,

при работе в пластической стадии  $W_{ncal} = M_{Ed}/(c_{x1}\beta f_{yd}\gamma_c)$ , где  $c_{x1}$  можно принять в первом приближении  $c_{x1} = 1,12$ .

По значению  $W_{ncal}$  из сортамента в соответствии с принятым сечением (двутавр, швеллер и др.) выбирают близлежащий номер профиля, у которого  $W_{n,min} \geq W_{ncal}$ , здесь  $W_{n,min}$  – момент сопротивления сечения нетто, принятый по сортаменту.

Принимая во внимание, что при определении расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки принималась приближенно или вообще не учитывалась, следует выполнить корректировку нагрузки с учетом собственного веса балки (в сортаменте дается вес одного погонного метра профиля) и уточнить расчетные значения действующих усилий  $M_{Ed}$  и  $V_{Ed}$ . Уточняют коэффициент « $c_x$ » по таблице Е.1 (приложение Е) [5] и проверяют прочность принятого сечения балки на изгиб по формулам 8.1 или 8.2.

**Прочность прокатных балок на сдвиг** в соответствии с 8.2.1 [5] выполняется по следующей формуле:

$$\frac{V_{Ed}S}{I t_w f_s \gamma_c} \leq 1; \quad (8.3)$$

где  $V_{Ed}$  – расчетное значение поперечной силы;

$S$  – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$I$  – момент инерции поперечного сечения;

$t_w$  – толщина стенки.

Сечение балок считается подобранным удовлетворительно, если отношение усилий по формуле 8.1 или 8.2 и 8.3 минимально близко к 1,0.

**Проверка жесткости балок** выполняется на характеристические нагрузки.

Прогибы балки не должны превышать предельных значений установленных нормами проектирования. Для разрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, прогиб можно определить по формуле

$$f_{max} = \frac{5q_n l^4}{384 E J} \leq f_u, \quad (8.4)$$

где  $q_n$  – характеристическая нагрузка;

$l$  – пролет балки;

$f_u$  – предельное значение прогиба, принимаемое в соответствии с 18 [5].

Если проверка на жесткость не выполняется, необходимо увеличить сечение балки и снова определить  $f_{max}$ .

**Расчет общей устойчивости прокатных балок.** Выполняют в соответствии с 8.4[5]. Проверка общей устойчивости балок не требуется, если выполняется одно из следующих условий:

1) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и непрерывно с ним связанный (железобетонные плиты или стальной настил);

2) если отношение расчетной длины балки  $l_{ef}$  из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса  $b_f$  не превышает предельно допустимых значений ( $l_{ef} / b_{ef}$ ), определяемых по формулам таблицы 12 [5].

Если эти требования не выполняются, то проверку общей устойчивости балок необходимо вести в соответствии с 8.4.2 [5].

Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок не требуется, т.к. она обеспечена их толщинами, принятыми в сортаменте.

## Тема 8.2. Проектирование составных балок

**8.2.1. Подбор сечения составной балки.** В балочной площадке главные балки, как правило, проектируют из составных сварных двутавров симметричного сечения (рисунок 8.5), реже – несимметричного сечения. Для экономии материала в составных балках изменяют сечение по длине в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. В этом случае упруго-пластическая работа материала не допустима.

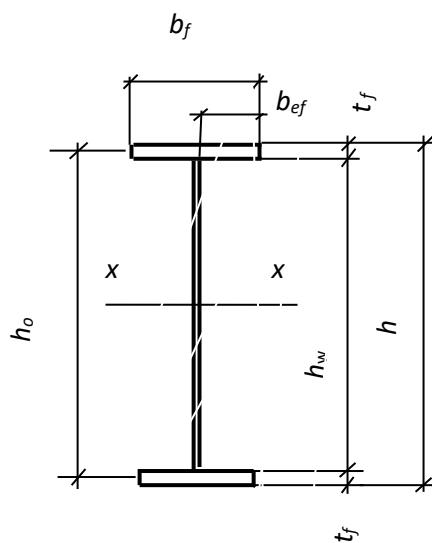


Рисунок 8.5. Сечение составной сварной балки.

### *Определение нагрузок и расчетных усилий.*

При определении нагрузок на главную балку необходимо учитывать

нагрузки от покрытия, тип балочной площадки, конструкцию сопряжения балок настила (этажное или в одном уровне) с главной. Нагрузку от собственного веса главных балок на первом этапе учитывают приближенно путем увеличения опорных реакций балок настила на 2...5 % в зависимости от значения нагрузки и пролета главной балки. При количестве балок настила  $n > 5$  опорные реакции этих балок могут быть заменены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой

$$q_{\text{экв}} = (1,02 \dots 1,05) F_{Ed} / a,$$

где  $F_{Ed}$  – опорное давление двух балок настила;

$a$  – шаг балок настила (расстояние между сосредоточенными силами).

Расчетный изгибающий момент при действии равномерно распределенной нагрузки на балку в середине пролета и поперечная сила на опоре будут равны

$$M_{Ed} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l^2}{8}; \text{ и } V_{Ed} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l}{2}, \quad (8.5.)$$

где  $l$  – пролет главной балки.

**Определение высоты балки.** Проектирование составных балок обычно ведут в два этапа:

- 1) компоновка и подбор сечения балки;
- 2) проверка прочности, жесткости и устойчивости балки в целом и ее элементов.

Подбор сечения балки начинают с определения ее минимальной высоты ( $h_{\min}$ ), при которой она будет удовлетворять заданным условиям жесткости. Для однопролетной шарнирно опертой по концам балки постоянной жесткости, нагруженной равномерно распределенной по всему пролету нагрузкой, минимальная высота сечения определяется по формуле

$$h_{\min} = \frac{5 f_{yd} l^2 (g_k + p_k)}{24 E f_u (g + p)}, \quad (8.6)$$

где  $g_k, p_k$  – соответственно характеристическое значение постоянной и временной нагрузки;  $g, p$  – соответственно расчетные нагрузки;

$f_u$  – нормируемое предельное значение прогиба балки (для главной балки, чаще всего,  $f_u = 1/400 l$ ).

Затем определяют оптимальную высоту сечения балки ( $h_{opt}$ ) из условия минимального расхода материала. Как правило, оптимальное сечение балки по расходу металла имеет место, когда площади сечений поясов и стенки равны между собой.

Оптимальную высоту сечения балки можно определить по формуле

$$h_{opt} = k \sqrt{\frac{W_{calc.}}{t_w}} . \quad (8.7)$$

где  $W_{calc.} = \frac{M_{Ed}}{f_y d \gamma_c}$  – требуемый момент сопротивления балки;

$k = 1,15$  – для балки постоянного по длине сечения;

$k = 1,1$  – для балки переменного сечения.

$t_w$  – толщина стенки предварительно можно определить по эмпирической формуле :

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} (\text{мм}) \quad (8.8)$$

где высоту балки можно принять

$h = (1/8 \dots 1/12)l$  (м) – для разрезных балок ;

$h = (1/14 \dots 1/20)l$  (м) – для неразрезных.

Рекомендуемая толщина стенки в зависимости от высоты балки приведена в таблице 8.1.

Таблица 8.1. Рекомендуемые толщины стенок составных балок и их гибкости

$h, \text{м}$	$\leq 1$	1,5	2,0	3,0
$t_w, \text{мм}$	8...10	10...12	12...14	16...18
$\lambda_w = h / t_w$	100..125	125...150	145...165	165...185

Кроме того, высота сечения балки должна быть не более строительной высоты перекрытия ( $h_{cmp}$ ), назначаемой из условий компоновки здания, и не более транспортного габарита по высоте  $h_{tp} \leq 3,85\text{м}$ .

Наиболее целесообразно принимать высоту балки близкой к оптимальной высоте  $h_{opt}$  и не меньшей  $h_{min}$ , установленной из условия допустимого прогиба балки. Естественно, что во всех случаях принятая высота балки должна быть не выше заданной строительной высоты перекрытия.

Рекомендуется также высоту стенки балки назначать с учетом сортамента на листовой прокат. Если высота подобранного значения отличается от размеров листов проката, следует назначать высоту составной балки кратной 50 мм при  $h \leq 1$  м и кратной 100 мм – при  $h > 1$  м.

**Определение толщины стенки.** После назначения высоты балки определяют толщину стенки. Минимальную толщину стенки определяют

исходя из условий работы ее на срез, в соответствии с сортаментом на прокат.

Предварительно высоту стенки принимают (рис. 8.5).

$$h_w = h - (2 \dots 6) \text{ см или } h_w = (0,95 \dots 0,98) h,$$

где  $h$  – высота сечения балки.

Определяют толщину стенки из условия ее работы на срез

$$t_{w,min} = k' \frac{V_{Ed}}{h_w f_s \gamma_c}, \quad (8.9)$$

где  $k' = 1,2$  – при работе на срез всего двутаврового сечения, при опирании балки на колонну сверху по типу, приведенному на рисунке 8.13, б;

$k' = 1,5$  – при работе на срез только стенки балки (без учета поясов), когда опирание сварной балки на колонну выполняется через опорное ребро, приваренное к торцу балки, по типу, приведенному на рисунке 8.13, а, в;

$V_{Ed}$  – максимальная поперечная сила для балки.

Если толщина  $t_{w,min}$  будет отличаться более чем на 2 мм от ранее принятой по формуле (8.8) для определения  $h_{opt}$ , тогда следует назначить толщину стенки  $t_w \approx t_{w,min}$  и затем откорректировать значения  $h_{opt}$  и  $h$ .

Толщину стенки из условия обеспечения местной устойчивости без дополнительной постановки продольных ребер жесткости определяют по формуле

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{f_y d}{E}}, \quad (8.10)$$

Окончательную толщину стенки  $t_w$  принимают из толщин, полученных по формулам (8.9) и (8.10), и увязывают с сортаментом на листовой прокат .

Обычно минимальную толщину стенки принимают  $t_w$  не менее 8 мм (очень редко 6мм) и назначают при толщине листов до 12 мм кратной 1 мм, а при большей толщине (до 20 мм) – кратной 2 мм. Стенки толщиной более 14 мм проектируют сравнительно редко – как правило, в балках высотой более 2 м и при отношении  $h_{opt} / t_w = 160 \dots 220$ .

**Подбор сечения поясов.** После назначения высоты стенки переходят к расчету размеров сечения поясов.

В сварных балках пояса обычно принимают из одиночных листов универсальной стали. Из условия свариваемости толщину поясов назначают не более 2...3 толщин стенки ( $t_f \leq 3 t_w$ ). Применение поясных листов с  $t_f > 30$  мм нерационально, так как в этом случае снижается расчетное значение предела текучести стали.

Ширину пояса составной балки принимают обычно в пределах  $b_f = (1/3 \dots 1/5) \cdot h$ , но не менее 180 мм ( $b_f \geq 180$  мм). При  $b_f/h > 1/3$  существенно

проявляется неравномерность напряжений по ширине пояса, а при  $b_f/h < 1/5$  мала боковая жесткость пояса балки. Поэтому по конструктивным соображениям ширину пояса  $b_f < 180$  мм или  $b_f < h/10$  принимать не следует.

Подбор сечения поясов составных балок производится в следующем порядке:

- 1) определяется момент инерции стенки

$$J_{w,calc} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12}, \quad (8.11)$$

где  $h_w \approx (0,96 \dots 0,98) h$  – принимают предварительно.

- 2) момент инерции поясов

$$J_{f,calc} = J_{calc} - J_{w,calc}, \quad (8.12)$$

где  $J_{cal} = W_{calc} \cdot h/2$  – требуемый момент инерции всего сечения балки;

- 3) определяют площадь сечения одной полки, учитывая, что момент инерции полок  $J_f \approx 2A_f(h_o/2)^2$ , где  $h_o = h_w + 0,5(h - h_w)$

$$A_{f,calc} = \frac{2J_{f,calc}}{h_o^2}; \quad (8.13)$$

- 4) задавшись шириной полки  $b_f \approx \frac{1}{4}h$ , определяют требуемую толщину полок

$$t_{f,calc} \geq A_{f,calc} / b_f. \quad (8.14)$$

Окончательно размеры  $t_f$  и  $b_f$  увязывают с сортаментом на листовой прокат. Ширину полки  $b_f$  рекомендуется принимать кратной 10 мм так, чтобы фактическая площадь полок была не менее расчетной:

$$A_f = b_f \cdot t_f \geq A_{f,calc}.$$

При назначении размеров  $t_f$  и  $b_f$  сжатого пояса необходимо, чтобы соблюдалось условие обеспечения местной устойчивости свеса полки, а именно

$$b_{ef} / t_f \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}},$$

где  $b_{ef} = 0,5(b_f - t_w)$ .

Для растянутого пояса балки не рекомендуется принимать ширину  $b_f > 30t_f$  из условия равномерного распределения напряжений по ширине пояса.

**Проверка прочности балки.** После назначения размеров элементов сечения балки выполняют ее поверочный расчет.

1). Проверка прочности балок на изгиб, работающих в упругой стадии относительно оси  $x-x$ , производится по формуле

$$\frac{M_{Ed}}{W_{xn,min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (8.15)$$

где  $M_{Ed} = M_{max}$  – максимальный изгибающий момент от внешней нагрузки с учетом уже фактического веса балки, определяемого по принятому ее сечению;

$W_{xn\ min} = \frac{2J_x}{h}$  – момент сопротивления сечения балки;

$J_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_f t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2$  – момент инерции сечения балки;

$h_w = h - 2t_f$  – высота стенки балки.

Отношение величин по формуле (8.15) должно быть как можно ближе к единице, превышение – не допускается.

Если эти условия не выполняются, то необходимо подкорректировать сечение балки. Обычно это достигается изменением размера ширины полки  $b_f$ .

2). Проверка касательных напряжений производится для сечения с поперечной силой  $V_{Ed} = V_{max}$ . Как правило, это относится к сечениям балок в припорных зонах. Проверка прочности по касательным напряжениям выполняется по формуле

$$\frac{V_{Ed} S_x}{I_x t_w f_s \gamma_c} \leq 1, \quad (8.16)$$

где  $S_x = b_f t_f (h_w + t_f)/2 + t_w h_w^2/8$  – статический момент полусечения балки относительно нейтральной оси (ось x-x).

Для балок переменного сечения проверка прочности по касательным напряжениям по формуле (8.16) выполняется после расчета по изменению сечения балки по длине.

3). Проверка жесткости балки требуется только тогда, когда сама высота сечения балки меньше минимальной ( $h < h_{min}$ ).

### 8.2.2. Изменение сечения балки по длине пролета.

Сечение балок подбирают по максимальному моменту. Ближе к опоре моменты уменьшаются и для разрезных балок равны нулю. Поэтому для экономии материала выполняют изменение сечения балки. Теоретически самой экономичной по расходу металла является балка, моменты сопротивления сечений которой повторяют очертание эпюры изгибающих моментов.

В разрезных сварных балках используют обычно два варианта изменения сечений: за счет изменения ширины пояса или высоты стенки (рисунок 8.6 а, б). В балках пролетом до 30 м обычно выполняют одно изменение сечения (по одну сторону от оси симметрии балки по длине).

Наиболее экономичными балками по расходу материала могут быть сечения, полученные при непрерывном изменении ширины поясов балки

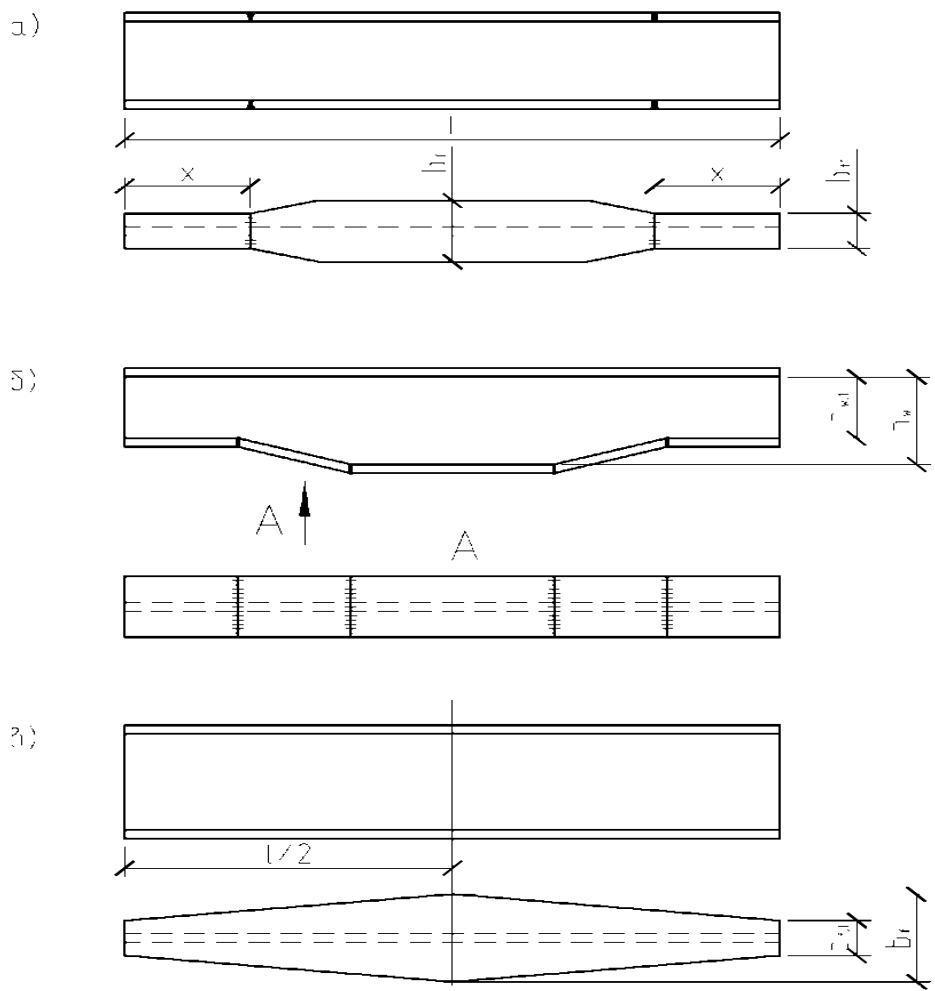


Рисунок 8.6.. Изменения сечений балок:  
 а) – изменение ширины полок; б) – изменение высоты стенки;  
 в) – непрерывное изменение ширины поясов.

(рисунок 8.6, в). Однако и в этом случае увеличиваются трудозатраты на изготовление. Такой вид изменения сечения балок используется редко.

Как правило, изменение сечения балки выполняют изменением ширины пояса на расстоянии  $x = (1/5 \dots 1/6)l$  от опоры (рисунок 8.6, а). Целесообразно толщину полки оставлять без изменения и уменьшать ширину полки. При равномерно распределенной нагрузке  $q$  изгибающий момент  $M_1$  в месте изменения сечения на расстоянии  $x$  от опоры определяется по формуле

$$M_1 = q \cdot x(l - x)/2. \quad (8.17)$$

Поясные листы в месте изменения сечения можно варить прямым швом встык (рисунок 8.7, а) или с применением косого шва (рисунок 8.7, б).

Если стыковать растянутый пояс прямым швом с выводом начала и конца шва на технологические планки с применением физических методов контроля или же выполнять косой (равнопрочный) стык, то при определении требуемого момента сопротивления балки в месте изменения сечения следует

использовать расчетное значение прочности стыкового шва  $f_{wy} = f_{yd}$ . В других случаях  $f_{wy} = 0,85 f_{yd}$ .

Для сжатых стыковых швов  $f_{wy} = f_{yd}$  независимо от методов контроля шва.

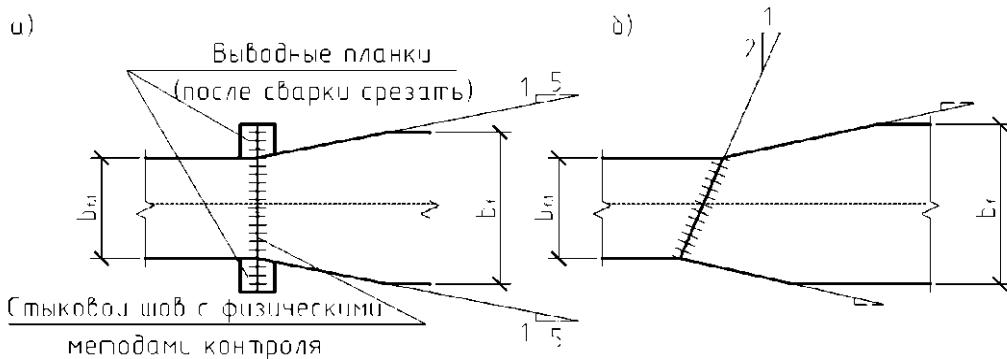


Рисунок 8.7. Конструкциястыка нижнего пояса (растянутого):

- а) – с прямым швом при применении физических методов контроля (с выводом концов шва на выводные планки); б) – с косым равнопрочным швом.

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения можно определить по формуле

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{f_{wy}\gamma_c}. \quad (8.18)$$

Далее определяют требуемую площадь пояса в месте изменения сечения

$$A'_{f,calc} = 2 \left[ W_{calc,1} \cdot \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right] / (h_w + t_f)^2.$$

Тогда ширина пояса в месте изменения сечения будет равна

$$b_{f,1} \geq \frac{A'_{f,calc}}{t_f}. \quad (8.19)$$

При окончательном назначении ширины пояса необходимо, чтобы соблюдались следующие технологические и конструктивные условия:

$$b_{f,1} \geq 0,5 b_f; \quad b_{f,1} \geq 0,1h \text{ и } b_{f,1} \geq 180 \text{ мм.}$$

По большему из них назначают ширину полки  $b_{f,1}$ . Если ширина пояса  $b_{f,1}$ , подсчитанная по формуле (8.19), оказалась значительно меньше назначенной, рекомендуется по заданной ширине пояса уточнить место изменения сечения балки.

Место изменения сечения определяется из условия равенства несущей способности балки в этом месте внешнему изгибающему моменту  $M' = M_1$ ,

где  $M' = W_{x,1} \cdot f_{wy} \cdot \gamma_c$  – несущая способность балки измененного сечения;

$W_{x,1}$  – момент сопротивления балки с шириной полки  $b_{f,1}$ ;

$M_1 = qx(\ell - x)/2$  – изгибающий момент в месте изменения сечения от внешней нагрузки.

Решив квадратное уравнение, определяют  $x_1$  и  $x_2$  – расстояния от опоры до мест изменения сечения

$$x_{1,2} = \frac{l}{2} \pm \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M'}{q}}.$$

**Расчет прочности стенки в месте изменения сечения балки** выполняют по приведенным напряжениям, так как в этом месте действуют большие нормальные напряжения от изгибающего момента и касательные напряжения (рисунок 8.8). Наиболее неблагоприятным является сечение стенки в уровне поясных швов в месте соединения полок со стенкой.

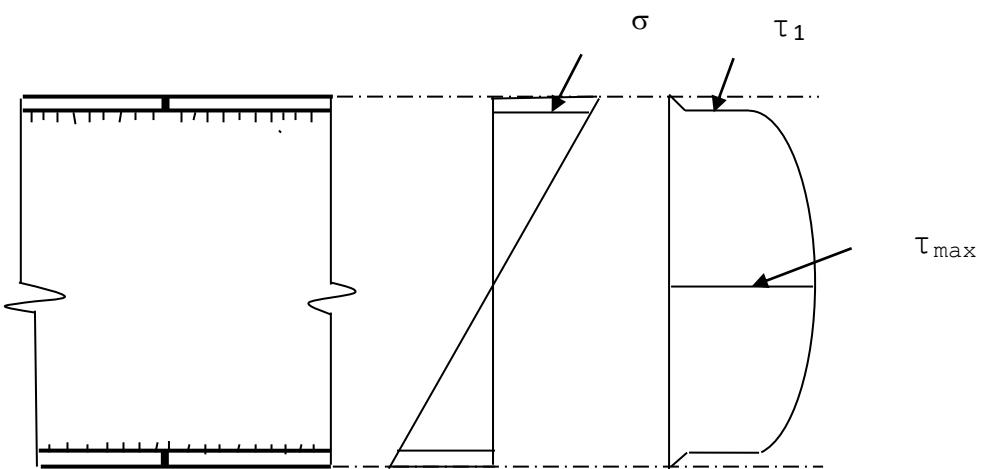


Рисунок 8.8. Напряженное состояние стенки.

Проверку прочности стенки по приведенным напряжениям (см. 3.2.2, формулу (3.11)) выполняют по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 f_{yd} \gamma_c, \quad (8.20)$$

где  $\sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_w}{W_{x,1} \cdot h} \leq f_{yd} \gamma_c$  и  $\tau_1 = \frac{V_1 S_{f,1}}{I_{x,1} t_w} \leq f_s \gamma_c$ ;

где  $M_1$  и  $V_1$  – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения;

$$V_1 = q \left( \frac{l}{2} - x \right);$$

$S_{f,1} = b_{f,1} \cdot t_f (h_w + t_w)/2$  – статический момент полки в измененном сечении;

$$J_{x,1} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2b_{f,1} \cdot t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \text{ – момент инерции измененного сечения.}$$

**Расчет прочности стенки по касательным напряжениям** выполняют у опоры, где действует максимальная поперечная сила  $V_{Ed}$

$$\frac{V_{Ed} \cdot S_x}{I_{x,1} \cdot t_w \cdot f_s \cdot \gamma_c} \leq 1, \quad (8.21)$$

где  $S_x = S_{x,1} = b_{f,1} \cdot t_f(h_w + t_w)/2 + t_w h_w^2/8$  – статический момент полусечения балки (в измененном сечении балки).

**Расчет жесткости балок** относится ко второй группе предельных состояний. Расчет ведут на характеристические нагрузки. Для главных балок постоянного по длине сечения при равномерно распределенной нагрузке проверку жесткости можно выполнять по формуле 8.4.

Для балок переменного сечения из-за уменьшения сечения у опоры посредством уменьшения ширины пояса снижается общая устойчивость балок и увеличиваются прогибы. Так для однопролетной балки, шарнирно опертой при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету и изменении сечения на расстоянии  $(1/6)l$  от опоры, проверку жесткости можно выполнить по формуле

$$f_{\max} = \frac{1}{54} \cdot \frac{q_n l^4}{384} \left( \frac{13}{EJ_{x,1}} + \frac{257}{EJ_x} \right) \leq f_u, \quad (8.22)$$

где  $J_x$  и  $J_{x,1}$  – моменты инерции полного и измененного сечений балки;  $t_u$  – предельное значение прогиба, принимаемое по 18 [5].

### 8.2.3. Проверка общей устойчивости балок составного сечения.

Общую устойчивость балок можно не проверять:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс (железобетонные плиты, плоский и профилированный металлический настил и т.п.) и связанный с ним с помощью сварки, болтов и др.;

б) а также, если отношение расчетной длины балки  $l_{ef}$  из плоскости действия нагрузки (или длины участка балки между связями) к ширине сжатого пояса  $b_f$  не превышает предельно допустимых значений, равных:

– приложении нагрузки к верхнему поясу и при значениях

$$\text{условной гибкости сжатого пояса балки } \bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{f_y df}{E}} \text{ не превышающих ее}$$

предельных значений  $\bar{\lambda}_{ub}$ , определяемых по формуле (71) таблицы 12 [5] для балок симметричного двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub} \sqrt{\frac{f_y df}{\sigma}} = \left[ 0,35 + \frac{0,0032 b_f}{t_f} + \left( 0,76 - \frac{0,02 b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h_o} \right] \sqrt{\frac{f_y df}{\sigma}}, \quad (8.23)$$

где  $h_o = h_w + t_f$  – расстояние между центрами тяжести поясов балки;

$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_{cx} \gamma_c}$ , здесь  $W_{cx}$  – момент сопротивления для сжатого пояса.

В формуле (8.23) значения  $\bar{\lambda}_{ub}$  определены при

$$1 \leq \frac{h_0}{b_f} \leq 6 \quad \text{и} \quad 15 \leq \frac{b_f}{t_f} \leq 35, \text{ для балок с отношением } \frac{b_f}{t_f} < 15 \text{ в}$$

приведенной формуле принимают  $\frac{b_f}{t_f} = 15$ .

Для балок с отношением  $b_f/t_f < 15$  в этой формуле следует принимать  $b_f/t_f = 15$ . Здесь  $b_f$  и  $t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса.

При невыполнении указанных требований общую устойчивость балок следует проверять по формуле (см. 3.3.4)

$$\frac{M_{x,Ed}}{\varphi_b W_{cx} f_y \gamma_c} \leq 1; \quad (8.24)$$

где  $\varphi_b$  – коэффициент устойчивости при изгибе; определяют согласно приложению Ж [5] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Расчетную длину  $l_{ef}$  балки из ее плоскости принимают равной расстоянию между связями или точками закрепления жесткого настила, препятствующими поперечному смещению сжатого пояса. При отсутствии связей или креплений настила  $l_{ef} = l$ ,  $l_y = l$ , где  $l$  – пролет балки.

Если окажется, что общая устойчивость балки не обеспечена, то следует уменьшить расчетную длину сжатого пояса, установив дополнительно связи.

#### 8.2.4. Проверка местной устойчивости элементов сечения составной балки

Потери местной устойчивости характеризуются выпучиванием отдельных участков сжатого пояса или стенки балки под действием сжимающих нормальных и касательных напряжений.

**1) Местная устойчивость сжатого пояса.** Пояс балки является пластинкой шириной  $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$  (свес полки), защемленной по одной продольной стороне стенки балки, нагруженной равномерно распределенными сжимающими напряжениями. При достижении напряжений критических значений пояс балки теряет устойчивость, выпучиваясь по синусоидальной кривой (рис.8.8а).

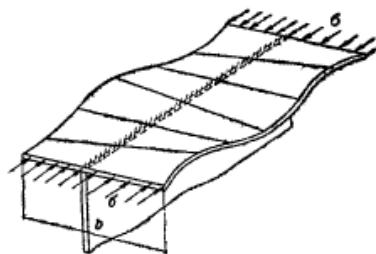


Рис. 8.8а Потеря местной устойчивости сжатого пояса балки.

Местную устойчивость сжатого пояса балки обычно обеспечивают соответствующим выбором отношения свеса пояса  $b_{ef}$  к толщине  $t_f$ , где  $b_{ef}$

принимается равной расстоянию от грани стенки до края поясного листа (полки) (см. рисунок 8.5).

Местная устойчивость сжатого пояса (свеса полки) при его упругой работе будет обеспечена, если условная гибкость свеса пояса  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$  балок 1-го класса при выполнении правил ее прочности по 3.2.2 формуле (3.8) не превышает предельных значений  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемых по формуле:

— для свеса полки (без окаймления и отгиба) двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{\sigma_c}}; \quad (8.25)$$

где  $\sigma_c$  — напряжение в сжатом поясе равное  $\sigma_c = \frac{M_{x,Ed}}{W_{xnc}\gamma_c} \leq f_{yd}$ .

Если местная устойчивость пояса не обеспечена, необходимо уменьшить ширину пояса или увеличить его толщину.

Для других типов сечений (коробчатые, бистальные) устойчивость сжатых поясов считают обеспеченной при соблюдении условий, приведенных в 8.5.18 [5].

**2) Местная устойчивость стенки.** Стенка балки представляет собой длинную пластинку, упруго защемленную в поясах. В различных сечениях стенки по длине балки возникают касательные напряжения от сдвига ( $\tau$ ), нормальные напряжения от изгиба ( $\sigma$ ) и нормальные напряжения от локальных воздействий ( $\sigma_{loc}$ ). Выпучивание стенки (потеря местной устойчивости) может произойти отдельно от действия главных сжимающих касательных напряжений  $\tau$ , сжимающих нормальных  $\sigma$  и местных сжимающих  $\sigma_{loc}$  напряжений, а также при совместном их действии. На рисунке показан характер выпучивания стенки от нормальных напряжений в сжатой зоне стенки и касательных напряжений — по линии главных сжимающих напряжений..

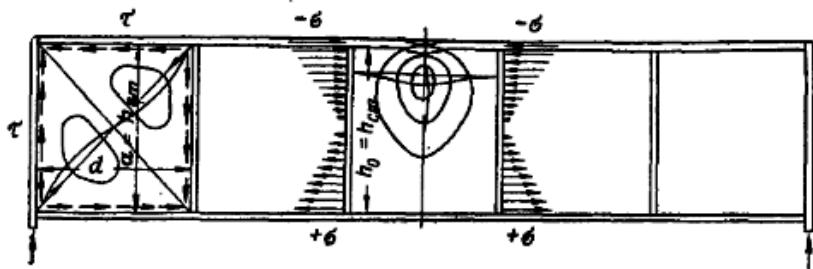


Рис. 8.8 б. Потеря местной устойчивости стенки от нормальных и касательных напряжений.

Местная устойчивость стенки может быть обеспечена путем увеличения ее толщины или постановкой ребер жесткости. Увеличение

толщины стенки из-за больших ее размеров приводит к большому перерасходу материала, а постановка ребер жесткости расположенных нормально к поверхности выпучивания листа увеличивает жесткость стенки.

Ребра жесткости могут быть следующих типов (рис.8.9):

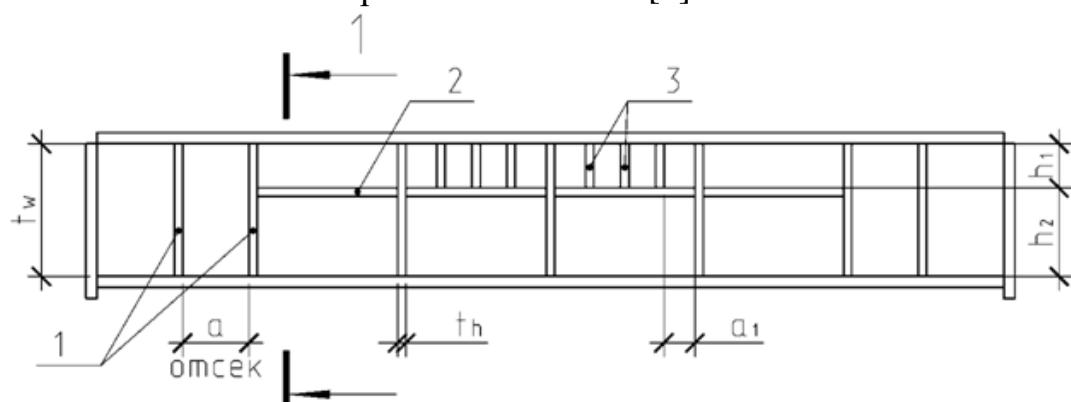
- поперечные основные ребра, поставленные на всю высоту стенки;
- продольные ребра;
- промежуточные поперечные короткие ребра (располагают между сжатым поясом и продольным ребром).

При постановке ребер жесткости стенка балки разбивается на отдельные прямоугольные отсеки (пластинки), заключенные между поясами и ребрами, для которых и выполняют проверки местной устойчивости (рисунок 8.9).

Расчетными размерами проверяемых отсеков являются: расстояния между осями поперечных основных ребер жесткости ( $a$ ) и расчетная высота стеки ( $h_{ef}$ ), равная в сварных балках полной высоте стенки, и в балках, составленных их прокатных профилей – расстоянию между началами внутренних закруглений.

В соответствии с 8.5.9 [5], если значение условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  больше 3,2 ( $\bar{\lambda}_w > 3,2$ ) — при отсутствии подвижной нагрузки на пояса балки или  $\bar{\lambda}_w > 2,2$  — при наличии такой нагрузки, стенку балки следует укреплять основными поперечными ребрами жесткости.

Ребра жесткости обычно располагаются в местах опирания балок настила или неподвижных сосредоточенных сил и на опорах, желательно с постоянным шагом по длине балки. Отсутствие поперечных ребер жесткости должно быть обосновано расчетом по 8.2.2 [5].



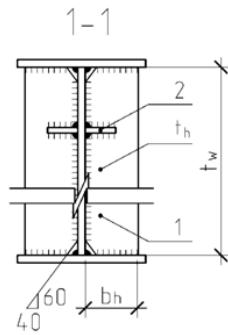


Рисунок 8.9. Ребра жесткости в составной балке:

- 1 – основные поперечные ребра; 2 – продольные ребра;  
3 – дополнительные поперечные ребра

Ребра жесткости не располагаются в местах монтажных стыков. При наличии сварного стыка стенки поперечные ребра удаляются от места стыка не менее, чем на 10 толщин стенки.

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости (а) (рис.8.9) не должно превышать  $a \leq 2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$  и  $a \leq 2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,2$ .

При  $\bar{\lambda}_w > 5,5 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma}}$  ( $\sigma$  — напряжение в сжатом поясе балки), кроме основных поперечных ребер устанавливают продольные ребра жесткости на расстоянии  $h_1 = (0,25 \dots 0,3)h_w$  со стороны сжатого пояса (рис. 8.9).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости, будет обеспечена, если при соблюдении для стенки условия прочности по приведенным напряжениям (формула 8.20) условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$  не будет превышать

3,5 — при отсутствии местного напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) в балках с двусторонними поясными швами;

2,5 — при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в балках с двусторонними поясными швами.

**3). Местная устойчивость стенки балки 1 класса симметричного сечения при отсутствии местных напряжений ( $\sigma_{loc} = 0$ ), с условной гибкостью стенки  $\bar{\lambda}_w \leq 5,5 \sqrt{\frac{f_{ed}}{\sigma}}$  ( $\sigma$  — напряжение в сжатом поясе балки), укрепленной только поперечными основными ребрами жесткости, выполняется по формуле:**

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c, \quad (8.26)$$

где  $\sigma = \frac{M_x E d Y}{I_x} y$  — сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс»;

$\tau = \frac{V_{Ed}}{t_w h_w}$  – среднее касательное напряжение в пределах отсека;  
 $\gamma_c$  – коэффициент условия работы, принимаемый для балок  $\gamma_c=1$ .

Средние значения момента  $M_{x,Ed}$  и поперечной силы  $V_{Ed}$  определяют в расчетном сечении отсека. Отсек – это зона балки длиной  $a$  между смежными поперечными ребрами (рис. 8.9). Расчетные сечения балки для отсеков с различным соотношением шага ребер  $a$  и высоты стенки  $h_w$  следует принимать по рисунку 8.10. Если длина отсека больше его расчетной высоты, то  $M_{x,Ed}$  и  $V_{Ed}$  следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека.

Критические нормальные ( $\sigma_{cr}$ ) и касательные ( $\tau_{cr}$ ) напряжения, являющиеся критерием оценки местной устойчивости стенки, зависящей от геометрических размеров отсека, степени защемления стенки поясами, настилом и прочностных свойств стали, определяют в соответствии с 8.5.3 [5].

Критические нормальные напряжения в рассматриваемом отсеке балки определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} f_{yd}}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (8.27)$$

Коэффициент  $c_{cr}$  для сварных составных балок определяется по табл. 8.2 в зависимости от значений  $\delta$

$$\delta = \beta \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{b_f}{h_{ef}}, \quad (8.28)$$

где  $b_f$ ,  $t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки рассматриваемого отсека;

$\beta = \infty$  – при непрерывном опирании плит на пояс балки;

$\beta = 0,8$  – в прочих случаях.

Таблица 8.2 Значения коэффициента  $c_{cr}$

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$c_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

Критические касательные напряжения в стенке, укрепленной поперечными ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{f_s}{\bar{\lambda}_d^2}, \quad (8.29)$$

где  $\mu$  – отношение большей стороны отсека к меньшей,

если  $a < h_{ef}$ ,  $\mu = h_{ef}/a$ ; если  $a \geq h_{ef}$ ,  $\mu = a/h_{ef}$ .

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} ; \quad (8.30)$$

$d$  – меньшая из сторон отсека, если  $a < h_{ef}$ , то  $d = a$ ; если  $a \geq h_{ef}$ , то  $d = h_{ef}$ , (для сварных балок  $h_{ef} = h_w$ ).

При отсутствии поперечных ребер жесткости  $\mu = l / h_{ef}$ , где  $l$  – пролет балки.

Критические касательные напряжения в стенке, неукрепленной ребрами жесткости, определяют по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3 \frac{f_s}{\lambda_d^2} . \quad (8.31)$$

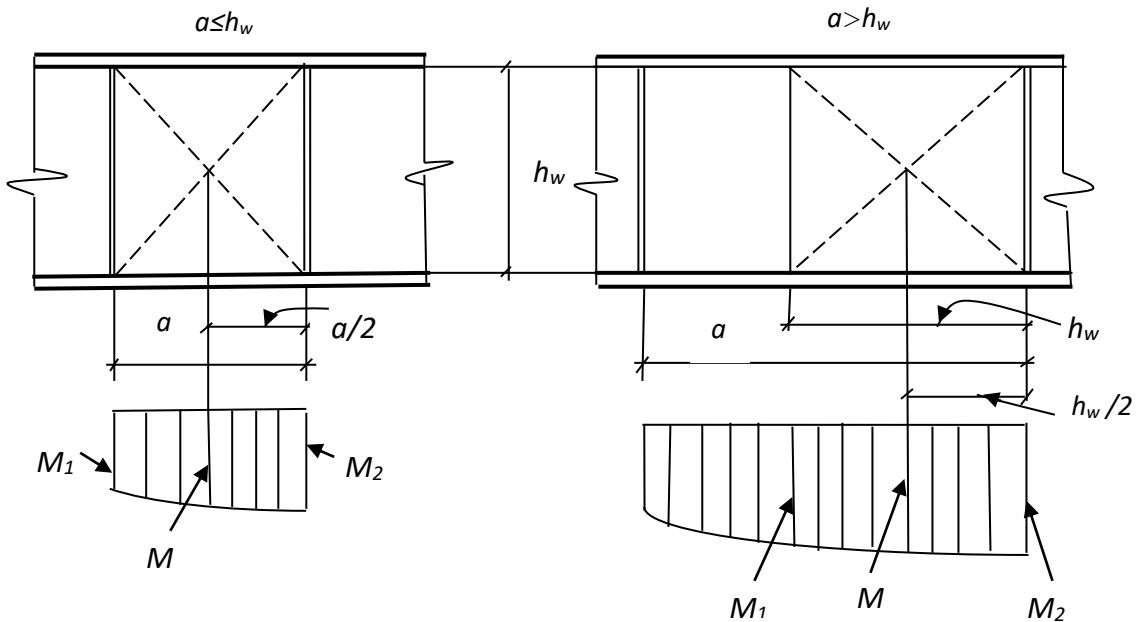


Рисунок 8.10. К определению расчетного изгибающего момента ( $M$  – расчетный изгибающий момент для отсека).

После проверки местной устойчивости стенок назначаются размеры ребер жесткости.

Ширину поперечных ребер жесткости ( $b_h$ ) принимают не меньше:

а)  $b_h = \frac{h_w}{30} + 40$  мм – для парных симметричных ребер;

б)  $b_h = \frac{h_w}{24} + 50$  мм – для односторонних ребер.

Толщина ребра должна быть не менее  $t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{f_y d}{E}}$ .

Ребра жесткости прикрепляются к стенке непрерывными угловыми швами (см. рисунок 8.11).

Сварные швы назначаются обычно конструктивно в соответствии с таблицей 5.3. При статической нагрузке поперечные ребра привариваются и к поясям балок.

Торцы ребер должны иметь скосы с размерами 40x40мм или 40x60мм для снижения концентрации сварочных напряжений и пропуска поясных швов (рисунок 8.11).

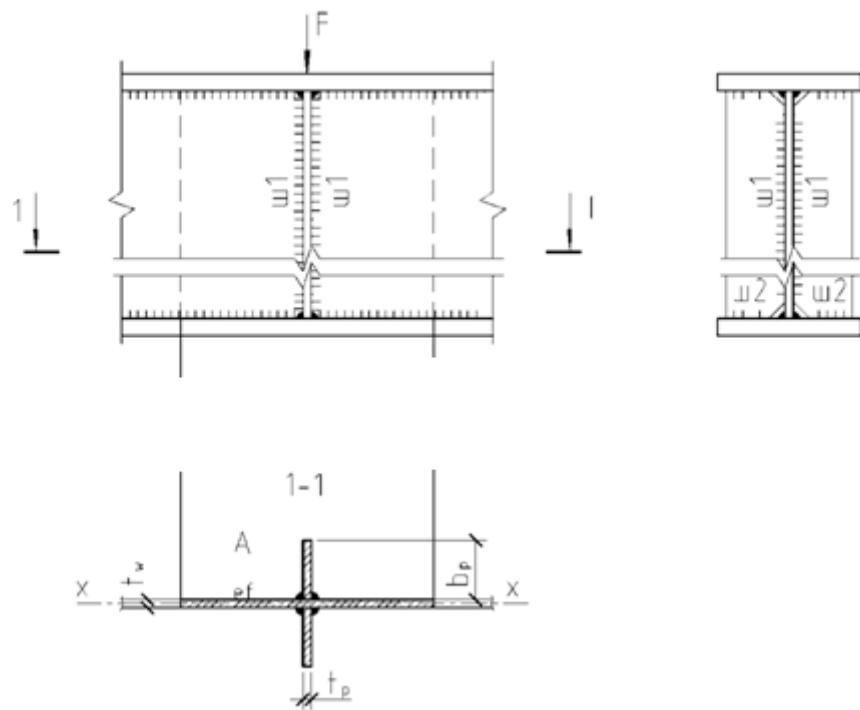


Рис. 8.11. Поперечные парные ребра жесткости.

Поперечные ребра жесткости, расположенные в месте приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, проверяют расчетом на устойчивость, как центрально-сжатую стойку (могут быть односторонние ребра – расчет см. 8.5.9, 8.5.10 [5]).

При этом в расчетное сечение стойки включают сечение ребер жесткости и полосы стенки шириной  $0,65t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$  с каждой стороны ребра (на рисунке заштрихованный участок стенки), а расчетную длину стойки принимают равной расчетной высоте стенки  $h_{ef}$ .

**4) Местная устойчивость стенок балок 1-го класса при наличии местного напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ), симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости и при условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w \leq 6 \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma}}$  выполняется по формуле**

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq 1, \quad (8.31 \text{ a})$$

где  $\sigma_{cr}$  и  $\tau_{cr}$  — критическое напряжение определяют по 8.5.3–8.5.4 [5];  $\sigma_{loc,cr}$  — критические местные напряжения, вычисляют по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 c_2 f_{yd}}{\bar{\lambda}_w^2},$$

здесь  $c_1$  и  $c_2$  — коэффициенты, определяют в соответствии с 8.5.5[5]. Параметры в формуле (8.31 а) и расчетные положения также определяются по 8.2.4 3).

### 8.2.5. Расчет соединения поясов со стенкой

Если бы пояса и стенка балки не были соединены друг с другом, то при изгибе они сдвинулись бы один относительно другого, этому сдвигу препятствуют их соединение на сварке или на болтах (заклепках) (рис. 8.12).

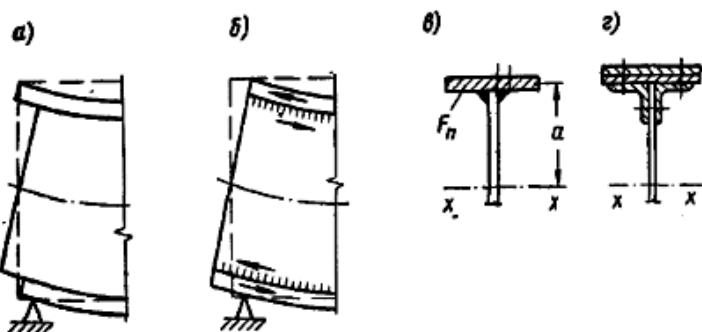


Рисунок 8.12. К расчету соединения поясов балок со стенкой  
а) – без соединения пояса со стенкой; б) – с соединением швами; в) - с двухсторонними угловыми швами; г) - с соединением на болтах.

В балках составного сечения соединения поясов со стенкой обычно выполняют с двусторонними или, реже, с односторонними угловыми швами.

Поясные соединения обеспечивают совместную работу поясов и стенки и препятствуют их взаимному сдвигу. Расчетное сдвигающее усилие на единицу длины пояса, вызываемой поперечной силой, определяют по формуле

$$T_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I}, \quad (8.32)$$

где  $V_{ed}$  – расчетное значение поперечной силы на опоре балки;

$S = A_f \cdot y = (b_f t_f) \cdot y$  – статический момент брутто сдвигаемой части сечения (пояса) относительно нейтральной оси; здесь  $y$  – расстояние от центра тяжести пояса до нейтральной оси  $x-x$  (рис. 8.12, в);

$I$  – момент инерции сечения балки брутто (без учета ослабления отверстиями при болтовых соединениях).

Поясные швы выполняют непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки.

Применять односторонние угловые швы допускается при следующих условиях:

- 1) статическая нагрузка, расположенная симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки;
- 2) местная устойчивость стенки обеспечена;
- 3) общая устойчивость балки обеспечена;
- 4) отсутствуют местные напряжения в балке ( $\sigma_{loc} = 0$ );

5) материал балки работает в упругой стадии.

Выбор материалов для сварки (типы электродов или сварочной проволоки, флюсов) производится по таблице 5.1 в зависимости от группы конструкций и марки свариваемой стали.

Сварные поясные соединения составной двутавровой балки на единицу длины при  $\sigma_{loc} = 0$  (например, при опирании балок настила на главную балку в местах установки поперечных ребер жесткости), рассчитывают на сдвигающее усилие  $T_{Ed}$ :

- если  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  - расчет ведут по металлу шва по формуле

$$\frac{T_{Ed}}{n\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} \leq 1 \quad (8.33)$$

- если  $\beta_f f_{wf} > \beta_z f_{wz}$  - расчет ведут по металлу границы сплавления, в этом случае в формуле (8.33) следует вместо  $\beta_f f_{wf}$  подставить  $\beta_z f_{wz}$ .

где  $n$  – количество угловых поясных швов ( $n = 2$  – при двусторонних и  $n = 1$  – при односторонних швах);

$f_{wf}$  – расчетное значение прочности угловых швов на срез (условный) по металлу шва (табл.5.4);

$f_{xz} = 0,45f_{uk}$  – расчетное значение прочности угловых швов на срез (условный) по металлу границы сплавления;

$f_{uk}$  – характеристическое значение предела прочности;

$\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коэффициенты условия сварки, принимаемые для стали по таблице 5.2;

$k_f$  – катет шва, принимается из условия, что  $k_{f,max} \geq k_f \geq k_{f,min}$ ,

здесь  $k_{f,max} = 1,2t_{min}$ , а  $t_{min}$  – меньшая из толщин стенки и пояса балки;

$k_{f,min}$  – минимально допустимый катет, определенный по таблице 5.3 в зависимости от максимальной толщины свариваемых элементов  $t$  мм.

Расчет фрикционных поясных соединений составной двутавровой балки на высокопрочных болта выполняют в соответствии с 14.4 [5].

### 8.2.6. Расчет и конструирование опорных частей составных балок

Сопряжение балок со стальными колоннами осуществляется путем их опирания сверху или примыкания сбоку к колонне (рисунок 8.13).

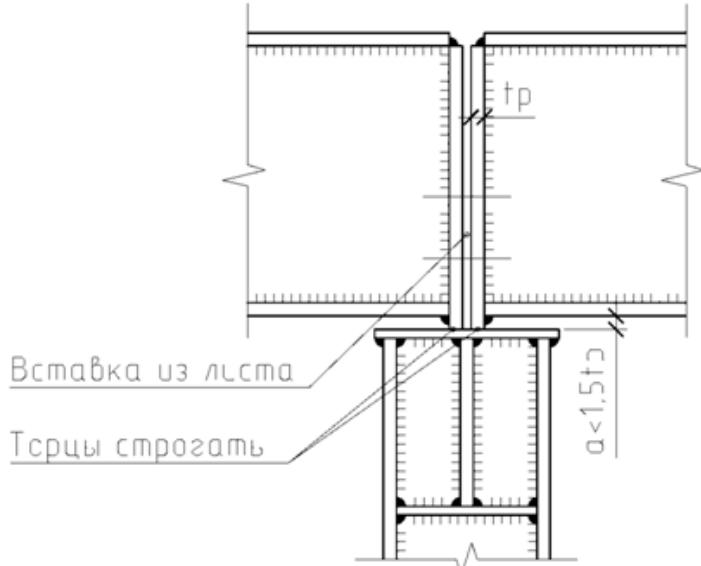
В практике строительства широко применяется конструктивное решение опорной части балки с торцевым ребром (рисунок 8.13, а), в). Конструктивное решение опорной части с внутренними ребрами (рисунок 8.13, б)) используется реже, т.к. оно сложнее и не обеспечивает центральной передачи нагрузки на колонну.

Ширину опорного ребра по конструктивным соображениям обычно принимают  $b_p \geq 180$  мм. Она не должна быть больше ширины пояса балки на опоре. Задавшись шириной опорного ребра, определяют его толщину из условия смятия торцевой поверхности

$$t_p = \frac{F}{b_p f_p \gamma_c}, \quad , \quad (8.34)$$

где  $F$  – опорная реакция балки;  
 $\gamma_c = 1$  – коэффициент условия работы;  
 $f_p$  – расчетное значение прочности стали на смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки), которое определяется по таблице А.6 [5] в зависимости от  $f_{uk}$ .

a)



б)

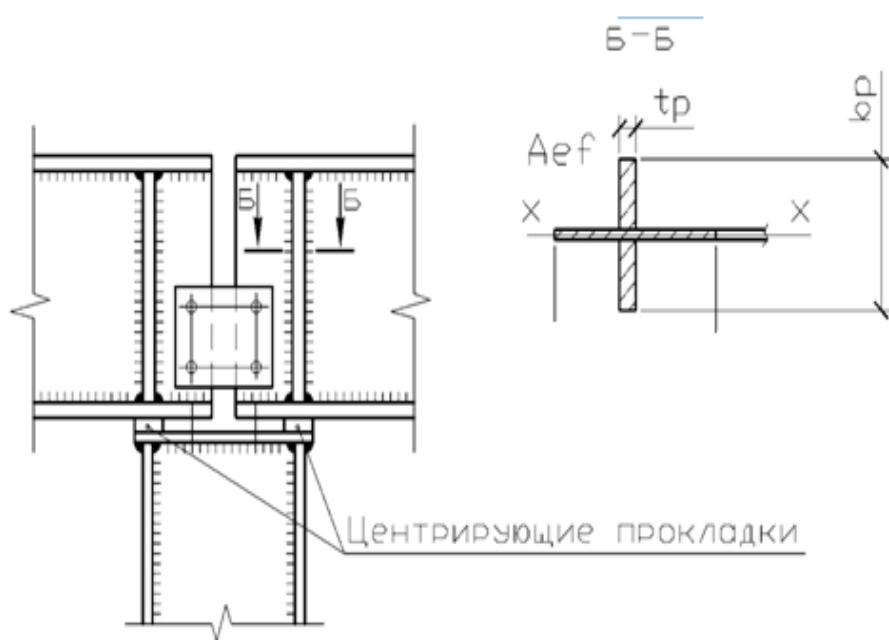


Рисунок 8.13. (начало). Опирание главных балок на колонны:  
 а) – сверху, через строгальные опорные ребра балки;  
 б) – сверху, через опорные подкладки;

в)

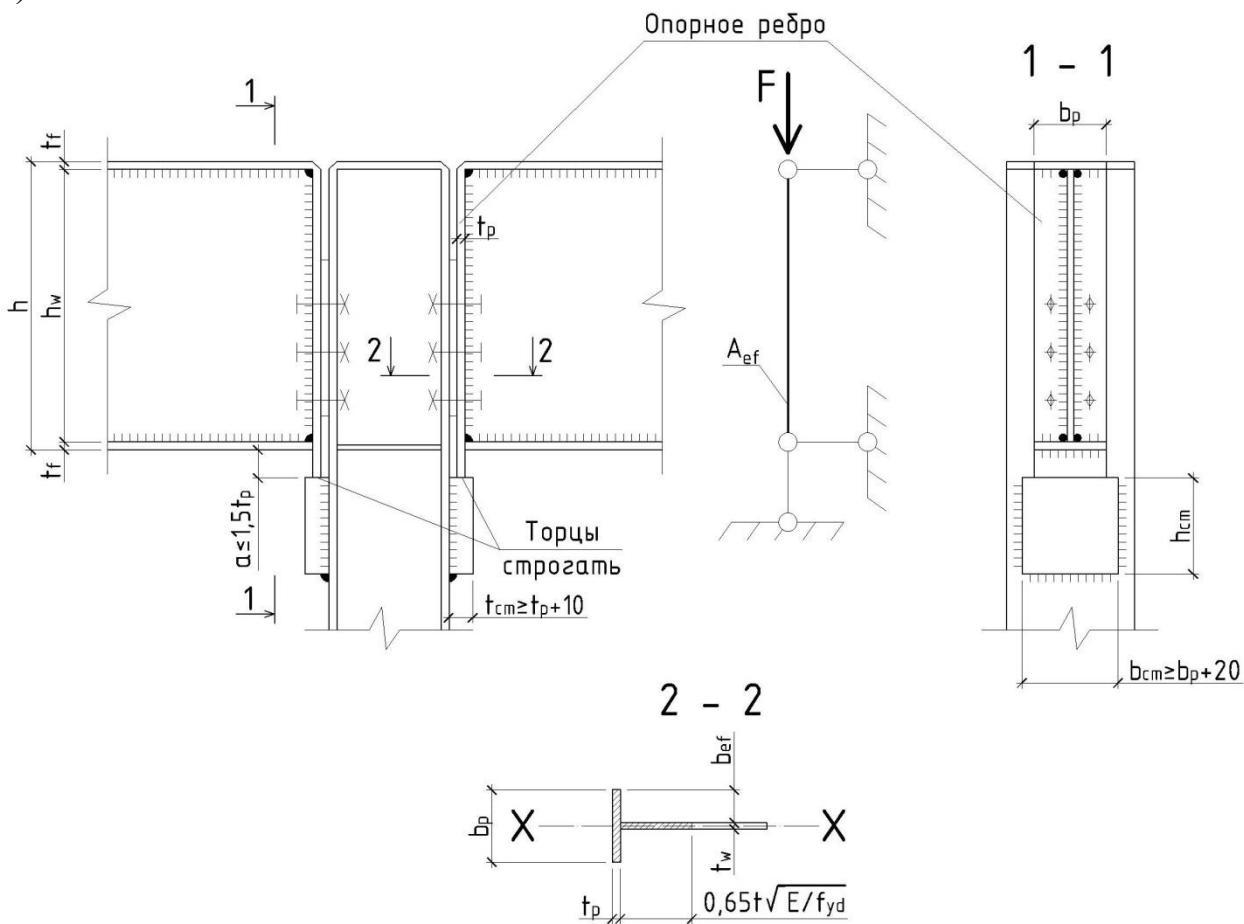


Рисунок 8.13. (продолжение). Опирание главных балок на колонны:  
в) – сбоку, через строганные опорные ребра балки.

Толщину опорного ребра, обычно, принимают близкой к толщине пояса, но не менее 10...12 мм. Отношение  $t_p / t_w$  должно быть не более 3.

Проверка местной устойчивости опорного ребра.

В соответствии с 7.3.8 [5] местная устойчивость ребра будет обеспечена, если условная гибкость свеса ребра  $\bar{\lambda}_p = \frac{b_{ef}}{t_p} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  не превышает предельной гибкости  $\bar{\lambda}_{ut}$ , определяемой по формуле (36) таблицы 10 [5], т.е. должно соблюдаться условие  $\bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}_{ut}$

$$\frac{b_{ef}}{t_p} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}), \quad (8.35)$$

где  $b_{ef} = 0,5(b_p - t_w)$  – расчетная ширина свеса опорного ребра;

$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  – условная гибкость опорной части балки с гибкостью  $\lambda_x$ , определяемой по формуле (8.37).

Нижние торцы опорных ребер жесткости (рисунок 8.13) должны быть огнебраны либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны

превышать расчетного значения прочности стали: в первом случае (рисунок 8.13 а). в)) — на смятие  $f_p$  при  $a \leq 1,5t$  и на сжатие  $f_{yd}$  при  $a > 1,5t$ ; во втором случае (рисунок 8.13 б)) — на смятие  $f_p$ .

В балках с внутренними опорными ребрами при небольших опорных реакциях их торцы не пристрагивают и опорная реакция передается через горизонтальные сварные швы, соединяющие ребра с нижним поясом (рисунок 8.13, б). Эти швы проверяют на срез от опорной реакции, а ребра — на смятие. При строганных нижних торцах опорных ребер их приваривают швами с минимальным катетом.

### **Расчет на устойчивость опорного сечения балки**

Участок стенки балки над опорой рассчитывают на устойчивость при центральном сжатии из плоскости балки как стойку, нагруженную опорной реакцией.

Для балки с опорными ребрами жесткости (рис. 8.13) в расчетное сечение этой стойки включают сечение опорных ребер и полосы стенки шириной не более  $0,65t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$  с каждой стороны ребра.

Проверку устойчивости опорной стойки из ее плоскости (ось х-х) выполняют как для центрально-сжатого условного стержня длиной, равной высоте стенки и нагруженной силой равной опорной реакции балки (рис. 8.13.в) по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi A_{ef} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (8.36)$$

где  $A_{ef} = t_p \cdot b_p + 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$  — расчетная площадь опорного сечения балки (для опорных частей по рисунку 8.13, а, в);

и  $A_{ef} = t_p b_p + c t_w + 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$  — расчетная часть опорного сечения балки (для опорных участков по рисунку 8.13, б) с внутренними ребрами, для случая если  $c \leq 0,65t_w \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$ , здесь  $c$  — выступающая часть стенки;

$\varphi$  — коэффициент устойчивости центрально сжатого стержня, определяемый по таблице Д.1 (приложение Д) [5] в зависимости от гибкости  $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  и типа сечения «с» (табл.7 [5]) ;

$$\text{где } \lambda_x = \frac{h}{i_x} \text{ — гибкость опорной части; } \quad (8.37)$$

$h$  — расчетная высота стойки равная высоте стенки;

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{ef}}} \text{ — радиус инерции условного стержня с площадью сечения } A_{ef};$$

$I_x$  — момент инерции опорной части сечения относительно оси стенки (из плоскости балки).

Опорная реакция в сварных балках передается на опорное ребро через угловые швы приварки ребра к стенке. Учитывая локальный характер действия опорной реакции, за расчетную длину сварного шва принимают участок шва длиной  $I_w = 85 \beta_f \cdot k_f$ . Значение катета сварного шва Ш1 (см. рисунок 8.1в) определяем по формуле

$$k_{f,min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{170 f_{wf} \gamma_c}}. \quad (8.38)$$

Катеты швов (для опорных частей) прикрепляющих опорное ребро к поясам балки, назначают конструктивно, принимая катет шва в соответствии с таблицей 5.3 (или табл. 39 [5]).

### Тема 8.3. Расчет деталей и узлов составных балок

#### 8.3.1. Расчет и конструирование узлов сопряжений балок

Сопряжения главных и второстепенных балок между собой бывают: этажные, в одном уровне верхних поясов и с пониженным расположением верхних поясов второстепенных балок (рисунок 8.3). Наиболее широко в практике строительства применяется сопряжение балок в одном уровне.

##### *Расчет сопряжения балок в одном уровне.*

На рис. 8.14 приведены сопряжения балок настила с главными балками в одном уровне. На рисунках приведены примеры расположения отверстий.

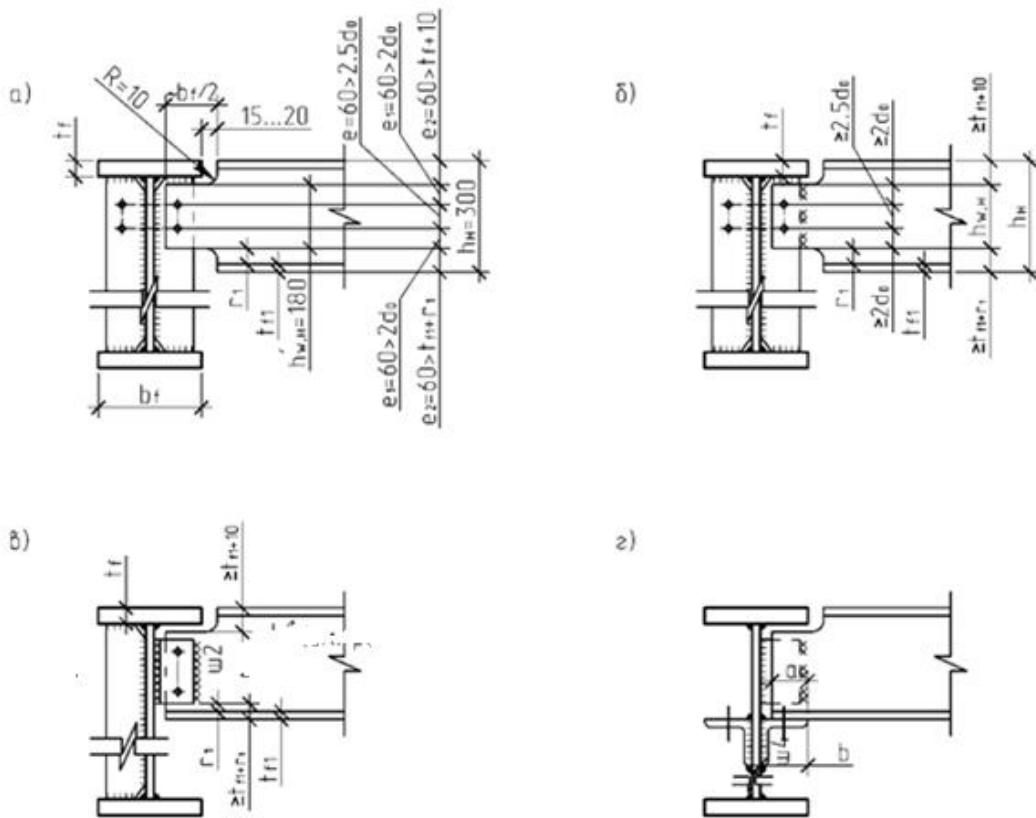


Рис.8.14. Шарнирные узлы сопряжений балок в одном уровне:  
 а) – к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах;  
 б) – то же, на монтажной сварке; в) – к стенке главной балки;  
 г) – с монтажными столиками.

При сопряжении балок в одном уровне (рисунок 8.14, а) количество болтов определяется по формулам:

Для болтов грубой и нормальной точности

$$n_{cal} \geq \frac{1,2F_1}{N_{b,min}}; \quad (8.39)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий частичное защемление балок на опоре;

$F_1$  – опорная реакция второстепенной балки;

$N_{b,min}$  – расчетное усилие болта, определяемое как меньшее из двух расчетных усилий при работе на срез или смятие, которые определяют:

при работе на смятие

$$N_{bp} = f_{bp} \gamma_b d \cdot t_{min} \gamma_c; \quad (8.40)$$

при работе на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \gamma_b \frac{\pi d^2}{4} n_s \gamma_c, \quad (8.41)$$

где  $d$  – наружный диаметр стержня болта;

$n_s$  – число расчетных срезов одного болта (для рассматриваемого случая  $n_s = 1$ );

$t_{min}$  – толщина ребра жесткости главной балки ( $t_s$ ) или стенки балки настила ( $t_w$ );

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы болтового соединения; определяют по таблице 42 [5] и принимают не более 1,0;

$\gamma_c$  — коэффициент условий работы конструкций и элементов; определяют по таблице Б.1 (приложение Б) [5];

$f_{bp}$ ,  $f_{bs}$  – расчетные значения прочности болта на смятие и срез, устанавливаемые по таблицам Г.2 и Г.6 приложения Г [5].

Количество болтов при сопряжении балок в одном уровне (рисунок 8.14, а)) обычно принимается не более 4. Размещение болтов выполняют в соответствии с требованиями таблицы 41 [5] и, как правило, расстояния между болтами принимают близкими к минимальному (с округлением до 5мм). На рис.8.14 а) приведен пример расположения болтов М20 с отверстиями  $d = 21$  мм.

При большом количестве болтов целесообразно перейти к сопряжению балок на сварке (рисунок 8.14, б, в) или с применением опорных столиков (рисунок 8.14,г).

Расчет сварных соединений выполняют угловыми швами, которые рассчитывают на опорную реакцию балок настила. При креплении балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на монтажной сварке (рисунок 8.14, б) или к стенке главной балки (рисунок 8.14, в) длина сварного шва определяется конструктивно в зависимости от высоты балки настила. Если  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет ведут по металлу шва, катет угловых сварных швов Ш2 может определяться по формуле

$$k_f \geq \frac{1,2F_1}{\beta_f l_w f_{wf} \gamma_c}, \quad (8.42)$$

где  $f_{wf}$  – расчетное значение прочности сварного шва на срез по металлу шва.

Если  $\beta_z f_{wz} < \beta_f f_{wf}$  в формуле (8.42) следует вместо  $\beta_f$ ,  $f_{wf}$  подставить  $\beta_z$ ,  $f_{wz}$ .

При вырезе полок в балках настила (рисунок 8.14, а-в) необходимо выполнить проверку прочности ослабленного сечения по касательным напряжениям (в опорных участках) по формуле

$$\tau = \frac{V_{max}}{A_{nt}} \leq f_s \gamma_c, \quad (8.43)$$

где  $V_{max} = F_1$  – опорная реакция балки настила;

$A_{nt} = (h'_w - n \cdot d_0)t_w$  – площадь сечения стенки балки настила с учетом выреза и ослабления стенки отверстиями;

$h'_w$  – высота стенки балки в опорном сечении;

$n$ ,  $d_0$  – количество и диаметр отверстий под болты, соответственно.

### 8.3.2. Проектирование монтажных стыков балок на сварке и болтах

Стыки балок могут быть заводские и монтажные.

В заводских стыках их расположение обусловлено длинами проката или конструктивными соображениями (стык не должен совпадать с местом примыкания вспомогательных балок, с ребрами жесткости и т.п.)

Монтажные стыки назначают для балок большой длины. Изготовленные на заводе отправочные марки перевозят на строительную площадку, где производят укрупнительную сборку конструкции.

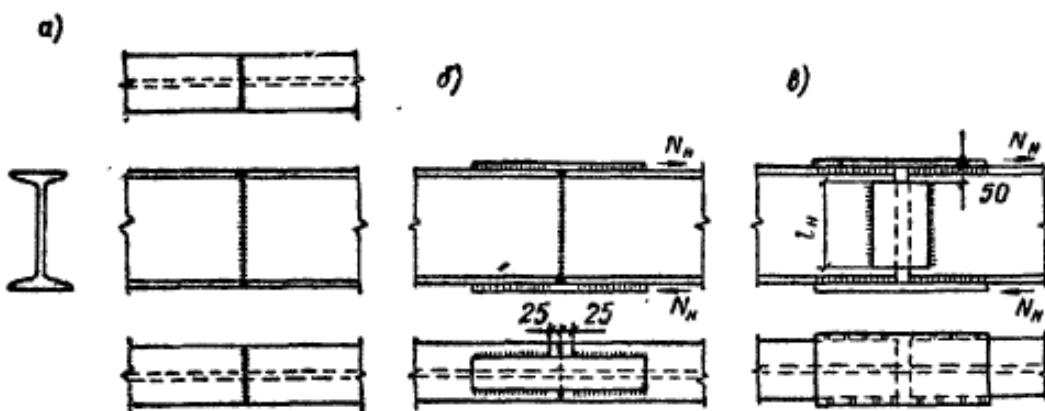


Рис. 8.14.1. Стыки прокатных балок

а) – встык; б) – встык с накладками; в) – только с накладками

На рис 8.14.1 показаны заводские и монтажные стыки прокатных балок.

Наиболее простым является стык на рис. 8.14.1а), однако при ручной сварке без физических методов контроля шов для растянутого пояса будет иметь меньшую прочность, так как  $f_{wy} = 0,85f_{yd}$ . Поэтому при устройстве такого стыка в сечении, где действует большой изгибающий момент, делают прямой стык балок, а полки усиливают накладками (рис. 8.14.1 б)):

$$M_{Ed} = W_{wn} f_{wy} + N_h h,$$

где  $W_{wn}$  – момент сопротивления стыкового шва;  $N_h$  – усилие в накладке;  $h$  – высота балки. Из этой формулы определяют усилие в накладке и площадь ее поперечного сечения  $A_h = N_h/f_{yd}$ . Швы прикрепляющие накладки рассчитывают на усилие в накладке (по каждую сторону накладки) и для уменьшения сварочных напряжений не доводят до оси стыка на 25 мм с каждой стороны.

Стык балок с накладками (рис.8.14.1 в)) применяют тогда, когда трудно обработать торцы под сварку (например, в полевых мастерских), а из-за большой концентрации напряжений его применяют только при статической нагрузке. Рассчитывают стык в предположении (в запас прочности), что момент воспринимается горизонтальными накладками, а поперечная сила – вертикальными накладками по стенке.

Заводскиестыки сварных балок осуществляют соединением листов до сборки их в балку (рис.8.14.2 а), стык растянутого пояса, если он расположен в зоне максимального момента выполняют косым или сваривают прямым швом на выводные планки с физическими методами контроля, а сжатого – прямым швом.

На монтаже сжатый пояс и стенку соединяют прямым швом, а растянутый пояс – косым, так как на монтаже применяют ручную сварку, физические методы контроля шва затруднены, поэтому для растянутого пояса  $f_{wy} = 0,85f_{yd}$ . Чтобы уменьшить сварочные напряжения, швы выполняют в последовательности, приведенной на рис 8.14.2 б).

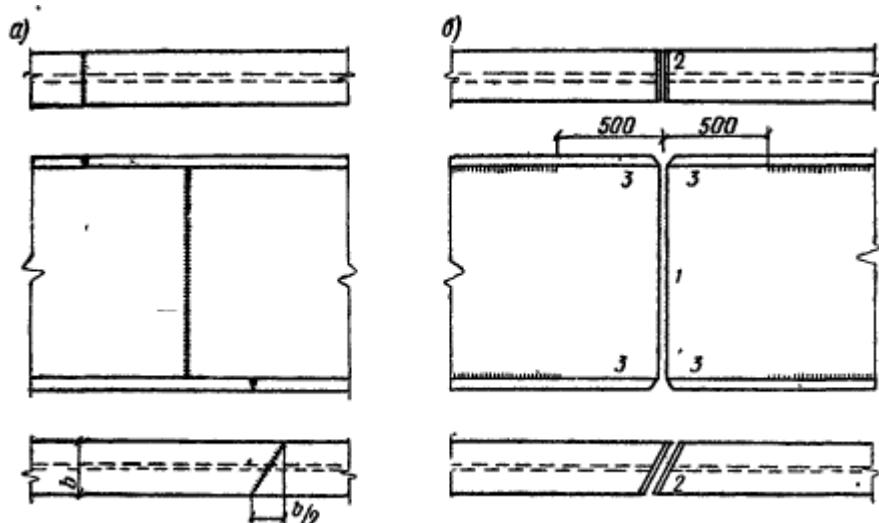


Рис. 8.14.2. Стыки составных сварных балок  
а) – заводской; б) - монтажный

Обычно стык выполняют по середине балки (одинаковые отправочные марки) в зоне максимального момента. Расчет ведут в следующей последовательности: определяют момент воспринимаемый поясами

$$M_f = M_{Ed} \frac{I_f}{I} \text{ и усилие в поясах } N_f = \frac{M_f}{h_f}, \text{ здесь } h_f = h_b - t_f,$$

где  $I$  и  $I_f$  – моменты инерции балки и поясов, соответственно;  $h_6$  и  $t_f$  – высота балки и толщина пояса, соответственно.

На усилие  $N_f$  проверяют прямой шов верхнего пояса ( $f_{wy} = f_{yd}$ ), если прочность не обеспечена – шов выполняют на выводные планки. Для нижнего растянутого пояса определяют расчетную длину косого шва при  $f_{wy} = 0,85f_{yd}$ , по которой определяют угол наклона шва.

На момент в стенке  $M_w = M_{Ed} - M_f$  проверяют прочность стыкового шва стенки.

### **Монтажный стык балок на высокопрочных болтах**

В ряде случаев монтажныестыки составных балок выполняют на болтах. На монтаже предпочтение необходимо отдавать сдвигостойчивым соединениям на высокопрочных болтах.

Монтажные стыки балок составного сечения на высокопрочных болтах выполняют с накладками обычно по три на каждом поясе и по две на стенке (рисунок 8.15). Монтажные стыки чаще устраивают по середине пролета.

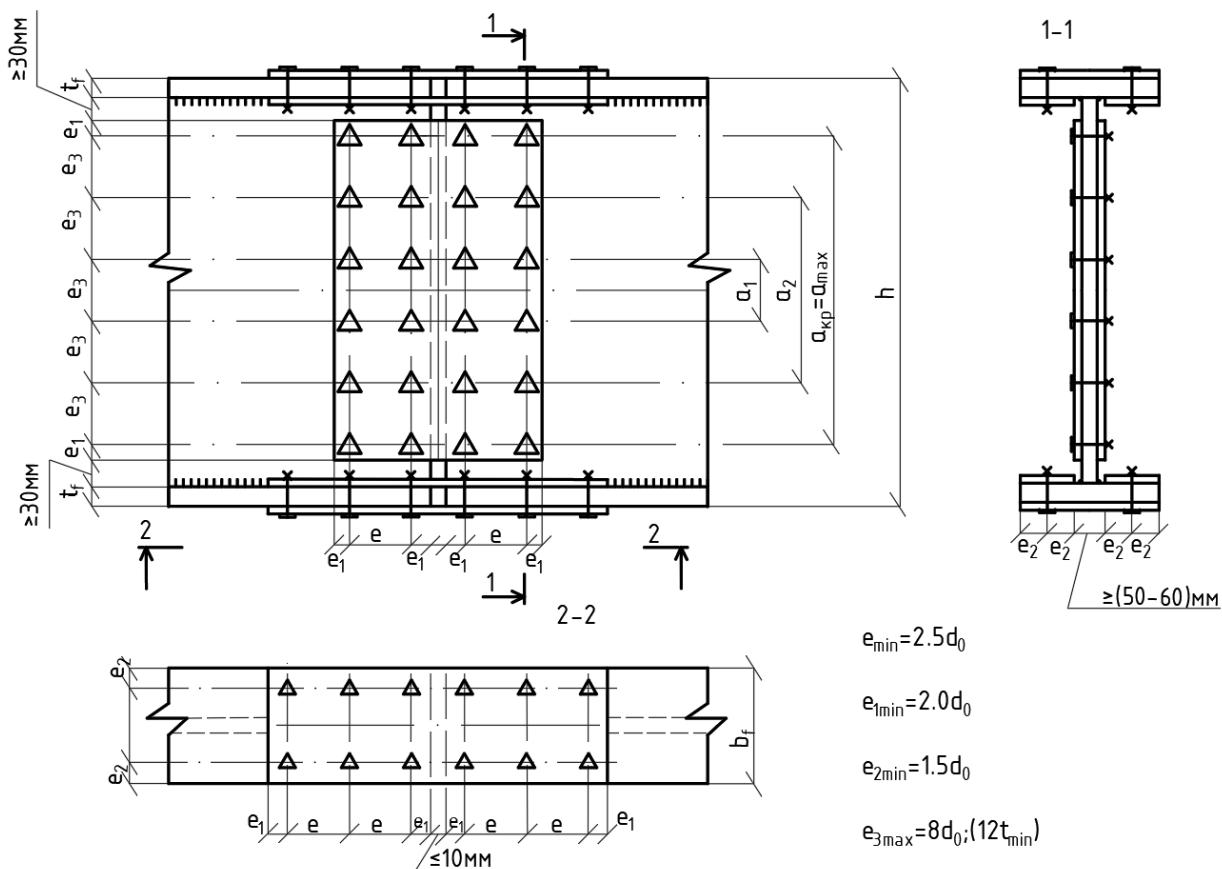


Рис. 8.15. Монтажный стык составных балок на высокопрочных болтах.

Стык рассчитывается на изгибающий момент, поперечная сила равна нулю. В случае устройства стыка в промежутках пролета, расчет стыка выполняют на совместное действие момента и поперечной силы.

Изгибающий момент распределяется между элементами сечения пропорционально их изгибным жесткостям:

- момент, воспринимаемый поясами, равен  $M_f = M_{Ed} \frac{I_f}{I}$ ;
- момент, воспринимаемый стенкой, равен  $M_w = M_{Ed} \frac{I_w}{I}$ ;

где  $I_w$ ,  $I_f$ ,  $I$  – соответственно моменты инерции стенки, поясов и всего сечения относительно нейтральной оси;

Если действует поперечная сила, то она воспринимается стенкой.

В качестве примера рассмотрим расчет и конструирование монтажного стыка по середине пролета балки.

### **1) Расчет соединения стыка поясов.**

Суммарная площадь горизонтальных накладок должна быть не менее площади сечения пояса. Ширину наружных накладок принимают равной ширине пояса балки. Ширину внутренних накладок принимают конструктивно из условия расположения болтов и поясных швов. Рекомендуется применять для стыков высокопрочные болты диаметром 20, 24 и 27 мм (см. 5.3, конструктивные требования). Разность номинальных диаметров отверстия и болта может приниматься от 1 до 6 мм (см. таблицу 5.5] ).

Усилие, воспринимаемое накладками:

$$N_f = \frac{M_f}{h_o},$$

где  $h_o$  – расстояние между поясами балки.

Необходимое количество болтов по одну сторону стыка для горизонтальной накладки можно определить:

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c}, \quad (8.44)$$

где  $k$  – число поверхностей трения ( $k = 1$  – при односторонних накладках;  $k = 2$  – при двусторонних);

$Q_{bh}$  – несущая способность одной поверхности трения для одного высокопрочного болта,

$$Q_{bh} = \frac{f_{bh} A_{bn} \mu}{\gamma_h}, \quad (8.45)$$

где  $f_{bh} = 0,7 f_{buk}$  – расчетное значение предела прочности на растяжение высокопрочного болта;

$f_{buk}$  – характеристическое значение предела прочности материала высокопрочных болтов (см. табл. Г.8 приложение Г [5]);

$\mu$ ,  $\gamma_h$  – соответственно коэффициент трения и коэффициент надежности, принимаемые по таблице 43[5] в зависимости от способа обработки соединяемых поверхностей, способа регулирования натяжения болтов, разности между номинальными диаметрами отверстий и болтов и вида нагрузки (динамическая или статическая);

$A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто (по резьбе) (см. таблицу А.16 приложение А);

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы соединения, значение которого зависит от количества болтов  $n$  и равно 0,8 при  $n < 5$ ; 0,9 – при  $5 \leq n < 10$ ; 1,0 – при  $n \geq 10$  (для поясных болтов  $\gamma_b = 1,0$ ).

По поясам болты необходимо размещать с минимальным шагом (см. таблицу 5.6) что позволяет уменьшить размеры поясных накладок.

## 2) Проверка прочности пояса ослабленного отверстиями.

Согласно 14.3.11[5] проверку прочности соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетом того, что половина усилий, приходящаяся на каждый болт, в рассматриваемом сечении уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений выполняют при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках — по площади сечения нетто  $A_{net}$ ; при статических нагрузках — по площади сечения брутто  $A$  (при  $A_{net} \geq 0,85A$ ) или по условной площади  $A_{ef} = 1,18A_{net}$  (при  $A_{net} < 0,85A$ ).

Таким образом расчетное усилие, действующее в ослабленном сечении пояса равно

$$N_{f,o} = N_f - N_f \cdot 0,5 \frac{n_o}{n},$$

где  $n_o$  — число болтов в ослабленном сечении пояса;

$n$  — число болтов в соединении по одну сторону стыка.

Пояса балки, ослабленные отверстиями, должны быть проверены на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N_{f,o}}{A_{f,o}} \leq f_{yd} \gamma_c, \quad (8.46)$$

где  $A_{f,o}$  — площадь ослабленного сечения пояса, принимается равной:

$A_f = t_f b_f$  — площадь сечения поясов брутто (без учета отверстий);

$A_{net}$  — площадь сечения пояса нетто (с учетом ослабления пояса отверстиями).

## 3) Стык стенки.

Рассчитывают на совместное действие в сечении изгибающего момента, воспринимаемого стенкой ( $M_w$ ) и поперечной силы ( $V_{Ed}$ ). Равнодействующее усилие  $S$  от изгибающего момента и поперечной силы для крайнего ряда болтов по одну сторону стыка можно определить по формуле:

$$S = \sqrt{N_{max}^2 + V^2}. \quad (8.47)$$

где  $N_{max} = \frac{M_w a_{max}}{\sum a_i^2}$  — максимальное усилие для болтов крайнего ряда от

действия изгибающего момента в стенке;

$a_{max} = a_{kp}$  — расстояние между крайними рядами болтов;

$$\sum a_i^2 = a_1^2 + a_2^2 + \dots + a_{kp}^2;$$

$a_1, a_2, a_i$  — расстояние между болтами симметрично расположенных относительно нейтральной оси балки;

$V = \frac{V_{Ed}}{n}$  — усилие, передаваемое на болт от действующей в зоне стыка поперечной силы (распределяется равномерно на все болты по одну сторону стыка).

Если поперечная сила  $V_{Ed} = 0$ , то расчет выполняют только на  $N_{max}$ .

Необходимое количество болтов ( $m$ ) в крайнем ряду по одну сторонустыка определяют

$$m = \frac{S}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c}, \quad \text{если } V_{Ed} \neq 0, \text{ и} \quad (8.48)$$

$$m = \frac{N_{max}}{Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c}, \quad \text{если } V_{Ed} = 0. \quad (8.49)$$

Количество рядов болтов по стенке принимают не менее двух. Размещение болтов на вертикальных накладках выполняют в соответствии с таблицей 5.6 (или табл. 41 [5]). Расстояние между центрами болтов по вертикали нужно принимать близким к максимальному  $e_3 \leq 8d_0$  или  $e_3 \leq 12t$ , где  $d_0$  – диаметр отверстия под болт,  $t$  – толщина наиболее тонкого листа. Это позволяет уменьшить количество болтов в стыковом соединении стенки. Расстояния между вертикальными рядами болтов принимаются близким к минимальному  $e \geq 2,5d_0$ , что позволяет уменьшить ширину накладок. Размеры от центра болта до края элемента назначают близким к минимальному размеру  $e \geq 2 d_0$  (рисунок 8.15). Толщину накладок принимают конструктивно с учетом сортамента на прокат, чтобы суммарная толщина накладок была не менее толщины стенки.

### 3) Проверка ослабленного сечения стенки.

При выполнении стыка по середине пролета балки, проверка прочности сечения стыка выполняют на момент  $M_w$ .

Расчетное значение изгибающего момента, действующего в ослабленном сечении стенки (накладки), можно определить по формуле

$$M_{w.o} = M_w - M_w \frac{0,5}{m_{kp}},$$

где  $m_{kp}$  – число болтов в крайнем ряду по одну сторону стыка в накладке.

Стенку (накладки) балки, ослабленную отверстиями, проверяют на прочность по формуле

$$\frac{M_{wo}}{W_{wn}} \leq f_{yd} \gamma_c, \quad (8.50)$$

где  $W_{wn}$  – момент сопротивления нетто стенки (накладок), ослабленных отверстиями.

## Содержание практических занятий по разделу VIII.

### Практическое занятие №6. Подбор и проверка сечений прокатных и составных балок для стадий упругой и упруго пластической работы

#### Пример 8. 1. Расчет балки настила.

Подобрать сечение балки настила, шарнирно опертой на главные балки. Пролет балки настила равен 5,4 м. Расчетная схема балки приведена на рис. VIII.1, характеристическая нагрузка  $q_k = 35 \text{ кН/м}$ ; расчетная нагрузка  $q =$

40 кН/м (при расчете нагрузки учтен коэффициент ответственности сооружения  $k_{FL}$ ).

Принимаем сталь марки С245, в соответствии с таблицей А.4  $f_{yd} = 240 \text{ МПа}$   $= 24 \text{ кН/см}^2$  при  $t = 4 - 20 \text{ мм}$ . В соответствии с таблицей Б.1[5] коэффициент условия работы равен  $\gamma_c = 1,0$ .

Расчетная схема балки приведена на рисунке VIII.1 .

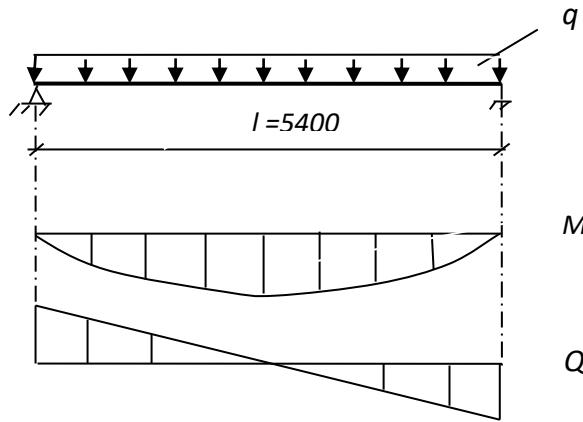


Рис. VIII.1 Расчетная схема балки.

Выполним предварительный подбор сечения балки без учета ее собственного веса.

Расчетное значение изгибающего момента

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{40 \cdot 5,4^2}{8} = 145,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{calc.} = \frac{M_{Ed}}{c_1 \beta f_{yd} \gamma_c} = \frac{145,8 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1,0} = 542,4 \text{ см}^3,$$

где  $c_1$  принимаем равным 1,12 и  $\beta = 1$ .

По сортаменту ГОСТ8239 выбираем двутавр I № 33 со следующими характеристиками сечения:

$W_x = 597 \text{ см}^3$ ;  $J_x = 9840 \text{ см}^4$ ;  $S = 339 \text{ см}^3$ ,  $h = 330 \text{ мм}$ ;  $b_f = 140 \text{ мм}$ ;  
 $t_w = 6 \text{ мм}$ ;  $t_f = 11,2 \text{ мм}$ ;  $p = 42,2 \text{ кг/м} = 0,422 \text{ кН/м}$ .

Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса

$$q' = (q + p \cdot \gamma_f) = (40 + 0,422 \cdot 1,2) = 40,51 \text{ кН/м}.$$

Расчетное значение изгибающего момента

$$M_{Ed} = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{40,51 \cdot 5,4^2}{8} = 147,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение поперечной силы в опорной части

$$V_{Ed} = \frac{q' \cdot l}{2} = \frac{40,51 \cdot 5,4}{2} = 109,38 \text{ кН}$$

2). Проверку прочности балки по изгибающему моменту выполняем по формуле (см. 8.2.1 [5])

$$\frac{M_{Ed}}{c_1 \beta W_{xN} f_{yd} \gamma_c} = \frac{147,66 \cdot 10^2}{1,085 \cdot 1 \cdot 597 \cdot 24 \cdot 1} = 0,95 < 1,0,$$

где  $c_1 = c_x = 1,085$  (по таблице Е.1 [5]), так как

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{t_f b_f}{t_w (h - 2t_f)} = \frac{11,2 \cdot 140}{6(330 - 2 \cdot 11,2)} = 0,85 \text{ и в средней}$$

части балки ( где действует  $M_{max}$  )  $\tau_x = 0$ ;

$\beta = 1$ , т.к.  $\tau_x \leq 0,5 f_s$  (см. 8.2.3 [5]).

Прочность балки на изгиб обеспечена.

3). Проверку прочности по поперечной силе в опорной части балки ( $M=0$ ) выполняют по формуле (см. 8.2.1 [5])

$$\frac{V_{Ed} S}{I t_w f_s \gamma_c} \leq 1; \text{ тогда } \frac{109,38 \cdot 339}{9840 \cdot 0,6 \cdot 14,5 \cdot 1,1} = 0,38 < 1,0$$

где  $h_w = h - 2 t_f = 34,6 - 2 \cdot 0,85 = 32,9$  см;

$f_s = 0,58 \cdot f_{yd} = 0,58 \cdot 24,0 = 13,92$  кН/см<sup>2</sup> – расчетное значение прочности стали на срез.

Прочность балки на срез обеспечена.

4). Проверка жесткости балки настила

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q' \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{5 \cdot 35,422 \cdot 10^{-2} \cdot 540^4}{384 \cdot 20600 \cdot 9840} = 1,93 \text{ см} < f_u = \frac{540}{250} = 2,16 \text{ см},$$

где  $q' = (q_k + p) = (35 + 0,422) = 35,422$  кН/м – характеристическая нагрузка на балку настила;

$f_u$  – см. таблицу 49 [5].

Жесткость балки обеспечена.

5). Общая устойчивость балки обеспечена железобетонным настилом, непрерывно опирающимся на верхний сжатый пояс. Проверка общей устойчивости балки не требуется.

### Пример 8. 2. Подбор сечения главной балки.

Рассчитать главную балку балочной площадки и выполнить изменение ее сечения по длине.

Исходные данные: нагрузка статическая, пролет балки  $l = 10,8$  м, настил – стальной лист. Тип сечения – симметричный сварной двутавр из листового проката.

Балки настила примыкают к главной балке сбоку с шагом 1,2 м, по балкам сверху приварен стальной настил.

Расчетная сосредоточенная нагрузка от балок настила, примыкающих к главной балке с обеих сторон, равна  $F = 2R_n = 2 \cdot 77,32 = 154,64$  кН, где  $R_n$  – опорная реакция одной балки настила, и  $F_k = 130,07$  кН – характеристическая нагрузка от балок настила (при расчете нагрузки на балки настила уже учтен коэффициент ответственности сооружения  $k_{FL}$ ).

1). Статический расчет балки.

Расчетная схема балки показана на рисунке VIII.2 .

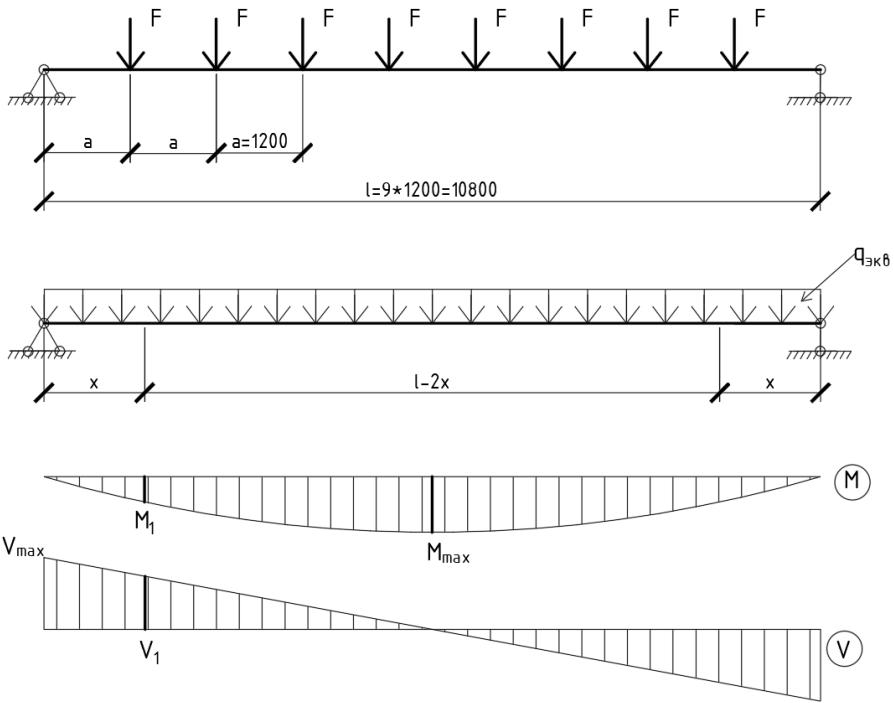


Рис. VIII.2 Расчетная схема главной балки

Так как число балок настила более пяти, то узловая нагрузка ( $F$ ) может быть заменена расчетной эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

$$q_{\text{экв}} = 1,03 \frac{F}{a} = 1,03 \frac{154,64}{1,2} = 132,7 \text{ кН/м},$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий собственный вес балки.

Характеристическая эквивалентная нагрузка

$$q_{k,\text{экв}} = 1,03 \frac{130,7}{1,2} = 111,6 \text{ кН/м},$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета главной балки и максимальная поперечная сила на опоре будут равны

$$M_{\max} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l^2}{8} = \frac{132,7 \cdot 10,8^2}{8} = 1934,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{\max} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot l}{2} = \frac{132,7 \cdot 10,8}{2} = 716,6 \text{ кН.}$$

## 2). Подбор сечения главной балки.

Балки относятся ко второй группе конструкций, для нее используем листовую широкополосную универсальную сталь С245 с  $f_{yd} = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$  (при  $t = 4 \dots 30 \text{ мм}$ ) табл. А.3[5] (или табл. А.3 приложение А УМК).

Требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{calc.}} = \frac{M_{\max}}{f_{yd} \gamma_c} = \frac{1934,8 \cdot 10^2}{23 \cdot 1} = 8412,2 \text{ см}^3.$$

Минимальная по жесткости высота сечения балки

$$h_{min} = \frac{5f_{yd}l^2q_{k,3KB}}{24Ef_uq_{3KB}} = \frac{5 \cdot 230 \cdot 10^2 \cdot 250 \cdot 111,6}{24 \cdot 206000 \cdot 10,8 \cdot 132,7} = 0,528 \text{ м},$$

где  $f_u = \frac{l}{250}$ , определяется по табл. 49[5].

Определяем оптимальную высоту балки, предварительно задав ее высоту

$$h = \frac{1}{10}l = \frac{10800}{10} = 1080 \text{ мм} > h_{min} = 528 \text{ мм}$$

и рассчитав толщину стенки

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1080}{1000} = 10,24 \text{ мм.}$$

Предварительно принимаем  $t_w = 10 \text{ мм}$ . Тогда оптимальная высота балки будет равна

$$h_{opt} = \kappa \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{8412,2}{1,0}} = 100,9 \text{ см.}$$

Принимаем высоту сечения балки  $h = 1000 \text{ мм}$ .

Минимальная толщина стенки из условия ее работы на срез (для варианта опирания балки на колонну через торцевое ребро (см. рисунок 8.13, в))

$$t_{w,min} = k' \frac{V_{max}}{h_w f_c \gamma_c} = 1,5 \frac{716,6}{95 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,85$$

где предварительно принимаем

$$h_w = h - (2 \dots 6) \text{ см} = 100 - 5 = 95 \text{ см};$$

$$f_s = 0,58 \cdot f_{yd} = 0,58 \cdot 23,0 = 13,34 \text{ кН/см}^2.$$

Так как  $t_{w,min} = 8,5 \text{ мм} < t_w = 10 \text{ мм}$  принимаем толщину стенки  $t_w = 9 \text{ мм}$ .

Определяем оптимальную высоту балки с  $t_w = 9 \text{ мм}$ .

$$h_{opt} = \kappa \sqrt{\frac{W_{calc}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{8412,2}{0,9}} = 106,3 \text{ см} = 1063 \text{ мм.}$$

Окончательно назначаем высоту балки  $h = 1100 \text{ мм}$ .

Толщина стенки из условия обеспечения местной устойчивости без постановки дополнительных продольных ребер жесткости (см. формулу (8.10)).

$$t_w = \frac{105}{6} \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,58 \text{ см} < t_w = 0,9 \text{ см},$$

где  $h_w = h - (2 \dots 6) \text{ см} = 110 - 5 = 105 \text{ см}$ .

Принимаем высоту балки  $h = 1100 \text{ мм}$  и  $t_w = 9 \text{ мм}$ .

Определим требуемый момент инерции всей балки

$$I_{x,cal} = \frac{W_{cal}h}{2} = \frac{8412,2 \cdot 110}{2} = 462671 \text{ см}^4.$$

Определим момент инерции стенки балки

$$I_{w,cal} = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} = 86821,9 \text{ см}^4,$$

где принимаем  $h_w = 105 \text{ см}$  при толщине полки  $25 \text{ мм}$ .

Определим требуемый момент инерции поясов

$$I_{f,cal} = I_{x,cal} - I_{w,cal} = 462671 - 86821,9 = 375849,1 \text{ см}^4.$$

Определим требуемую площадь сечения одной полки

$$A_{f,cal} = \frac{2I_{f,cal}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 375849,1}{107,5^2} = 65 \text{ см}^2,$$

где  $h_0 = h_w + 0,5 \cdot (h - h_w) = 105 + 0,5(110 - 105) = 107,5 \text{ см}$ .

Определим ширину полки, принимают  $b_f \approx (1/3 - 1/5)h$ , обычно принимают  $b_f \approx \frac{1}{4}h = \frac{1}{4} \cdot 110 = 27,5\text{ см}$ .

При  $t_f = 25\text{ мм}$  получим ширину полки  $b_{f,calc} = 65/2,5 = 26\text{ см}$ , что примерно близко к  $b_f = 27,5\text{ см}$ . Примем  $b_f = 27\text{ см}$ ,  $t_f = 25\text{ мм}$ ,  
тогда  $A_f = 27 \cdot 2,5 = 67,5\text{ см}^2 > 65\text{ см}^2$ .

$\frac{t_f}{t_w} = \frac{25}{9} = 2,78 < 3$  – условие свариваемости соблюдается.

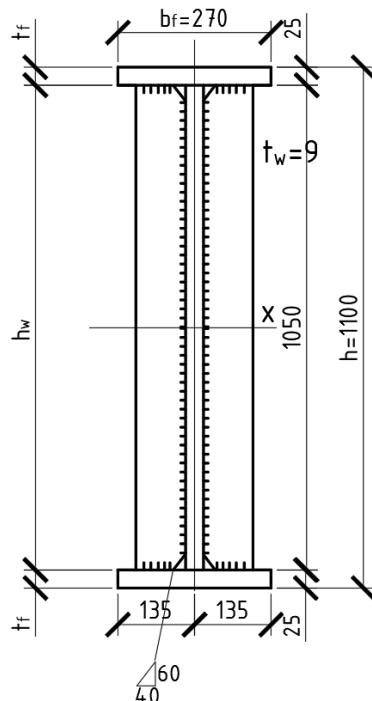


Рис. VIII.3 Сечение главной балки

3) Геометрические характеристики принятого сечения балки (рис. VIII.3):

$$I_x = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 27 \cdot 2,5 \left( \frac{105+2,5}{2} \right) = 86821,9 + 390023,4 = 476845,3\text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{476845,3 \cdot 2}{110} = 8669,2\text{ см} > W_{calc} = 8412,2\text{ см}^3;$$

$$S_x = \frac{27 \cdot 2,5 (105+2,5)}{2} + \frac{0,9 \cdot 105^2}{8} = 3628,1 + 1240,3 = 4868,4\text{ см}^3.$$

4) Уточняем расчетную нагрузку на балку с учетом ее собственного веса

$$q'_{экв} = \frac{154,64}{1,2} + 1,802 \cdot 1,2 = 131,1\text{ кН/м}$$

где  $p = (h_w t_w + 2b_f t_f)l \cdot \rho = (1,05 \cdot 0,009 + 2 \cdot 0,27 \cdot 0,025) \cdot 1 \cdot 7850 = 180,2\text{ кг/м}$ ,  
здесь плотность стали  $7850\text{ кг/м}^3$  и на длине  $1,0\text{ м}$ .

Уточненные расчетные значения усилий

$$M_{Ed} = \frac{131,1 \cdot 10,8^2}{8} = 1911,44\text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{131,1 \cdot 10,8}{2} = 707,94$$

5). Проверка прочности балки на изгиб

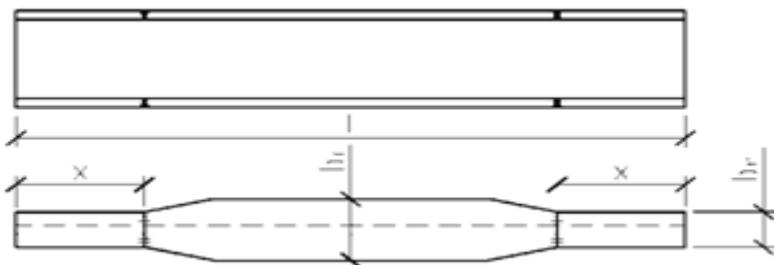
$$\frac{M_{ed}}{W_{x,n} \min f_{yd} \gamma_c} = \frac{1911,44 \cdot 10^2}{8412,2 \cdot 23,0 \cdot 1} = 0,99 < 1,$$

Несущая способность балки на изгиб обеспечена.

Проверка прочности балки на срез будет выполнена после изменения ее сечения по длине.

#### 6). Изменение сечения балки по длине пролета.

Изменение сечения балки выполняем уменьшением ширины пояса у опоры, толщина пояса постоянная (см. рисунок).



Предварительно назначаем расстояние от опоры балки до точки начала измерения сечения  $x = \frac{1}{6}l = \frac{1}{6}10,8 = 1,8\text{м}$ .

Изгибающий момент в месте измерения сечения

$$M_1 = \frac{q'_{\text{ЭКВ}} x(l-x)}{2} = \frac{131,1 \cdot 1,8(10,8-1,8)}{2} = 1061,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления балки в месте изменения сечения

$$W_{calc,1} = \frac{M_1}{f_{wy} \gamma_c} = \frac{1061,9 \cdot 10^2}{19,55 \cdot 1} = 5431,7 \text{ см}^3,$$

где расчетное значение прочности стыкового шва равно

$$f_{wy} = 0,85 f_y = 0,85 \cdot 230 = 195,5 \text{ МПа} = 19,55 \text{ кН}/\text{см}^2,$$

т.к. сварка поясных листов предполагается без физических методов контроля с использованием прямых стыковых швов.

Момент инерции в месте изменения сечения

$$I_{x,cal,1} = \frac{W_{cal,1} h}{2} = \frac{5431,7 \cdot 110}{2} = 298743,5 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции пояса

$$I_{f,cal,1} = I_{x,cal,1} - I_w = 298743,5 - \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} = 211921,6 \text{ см}^4.$$

Требуемая площадь пояса в месте изменения сечения

$$A_{f,1} = \frac{I_{f,cal,1} \cdot 2}{(h-t_f)^2} = \frac{211921,6 \cdot 2}{107,5^2} = 36,6 \text{ см}^2.$$

Уменьшенная ширина поясных листов

$$b_{f,1} = \frac{36,6}{2,5} = 14,6 \text{ см} = 146 \text{ мм} < 180 \text{ мм}.$$

Назначаем  $b_{f,1} = 180 \text{ мм}$ .

Определим момент инерции балки для измененного сечения

$$I_{x,1} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2b_{f,1} t_f \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = \frac{0,9 \cdot 105^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 2,5 \left( \frac{105 + 2,5}{2} \right)^2 =$$

$$=86822 + 260016 = 346838 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки для измененного сечения равен

$$W_{x,1} = \frac{2I_{x,1}}{h} = \frac{2 \cdot 346838}{110} = 6306 \text{ см}^3.$$

Несущая способность балки по изгибающему моменту измененного сечения

$$M_{x,Rd,1} = W_{x,1} f_{wy} \gamma_c = 6306 \cdot 19,55 \cdot 1 \cdot 10^{-2} = 1232,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда

$$x = \frac{l}{2} - \sqrt{\frac{l^2}{4} - \frac{2M_{x,Rd,1}}{q'_{\text{ЭКВ}}}} = \frac{10,8}{2} - \sqrt{\frac{10,8^2}{4} - \frac{2 \cdot 1232,8}{131,1}} = 5,4 - 3,2 = 2,2 \text{ м}.$$

Принимаем расстояние до места изменения сечения пояса  $x = 2,1 \text{ м}$ .

### 7) Проверка прочности стенки балки в измененном сечении

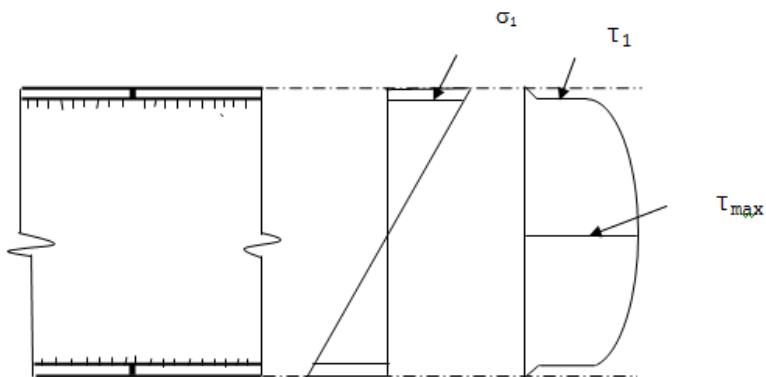


Рис.VIII.3.a. Напряженное состояние стенки в месте изменения сечения

Проверку прочности стенки в измененном сечении выполняют по приведенным напряжениям по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 f_{yd} \gamma_c.$$

Определим усилия на расстоянии  $x = 2,1 \text{ м}$  от опоры

$$M_1 = \frac{131,1 \cdot 2,1 (10,8 - 2,1)}{2} = 1197,6 \text{ кНм},$$

$$V_1 = 131,1 (0,5 \cdot 10,8 - 2,1) = 432,6 \text{ кН}.$$

Значения напряжений в стенке измененного сечения

$$\sigma_1 = \frac{M_1 h_w}{W_{x,1} h} = \frac{1197,6 \cdot 105 \cdot 10^2}{6306 \cdot 110} = 18,1 \text{ кН}/\text{см}^2 < 23 \cdot 1 = 23 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$$\tau_1 = \frac{V_1 S_{f1}}{I_{x,1} t_w} = \frac{432,6 \cdot 2418,7}{346838 \cdot 0,9} = 3,35 \text{ кН}/\text{см}^2 < f_s \gamma_c = 13,34 \cdot 1 = 13,34 \text{ кН}/\text{см}^2$$

$$S_{f,1} = b_{f,1} t_f (h_w + t_f) / 2 = 18 \cdot 2,5 (105 + 2,5) / 2 = 2418,7 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_{ef} = \sqrt{18,1^2 + 3 \cdot 3,35^2} = 19,0 \leq 1,15 f_{yd} \gamma_c = 1,15 \cdot 23 \cdot 1 = 26,45 \text{ кН}/\text{см}^2.$$

Прочность обеспечена.

### 7). Проверка прочности балки на срез по касательным напряжением (у опоры)

$$\frac{V_{edS}}{I_x t_w f_s \gamma_c} = \frac{707,94 \cdot 3659}{346838 \cdot 0,9 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,62,$$

где

$$S_{x,1} = b_{f,1}(h_w + t_f)/2 + t_w h_w^2 / 8 = 18 \cdot 2,5(105+2,5)/2 + 0,9 \cdot 105^2 / 8 = \\ 2419 + 1240 = 3659 \text{ см}^3$$

Несущая способность балки на срез обеспечена.

### **Пример 8.3. Расчет соединения поясов со стенкой балки.**

По данным примера 8.2 рассчитать сварные швы соединения поясов со стенкой балки (рис. VIII.3). Поперечная сила у опоры равна 707,94 кН.

Соединение поясов со стенкой назначаем с двусторонними угловыми швами с применением автоматической сварки в лодочку в среде углекислого газа, сварочной проволокой диаметром 3 мм марки Св-08А табл. Г.1 [5]. Сталь С245,  $f_{ud} = 360$  МПа. Расчет выполняем в соответствии с 8.2.5 ЭУМК.

Определим расчетное, сдвигающее пояс усилие на единицу длины

$$T = \frac{V_{EdS_f}}{I} = \frac{707,94 \cdot 2418,75}{346838} = 4,94 \text{ кН/см},$$

где для сечения балки у опоры

$$S_f = 18 \cdot 2,5(105+2,5)/2 = 2418,75 \text{ см}^3, I_x = 346838 \text{ см}^4.$$

Расчетные характеристики для расчета сварных швов

$$f_{wf} = 180 \text{ МПа табл. Г.2[5]}; \quad f_{wf} = 0,45 \cdot 360 = 162,0 \text{ МПа табл. 4[5]},$$

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1, \text{ табл. 40[5] при толщине св. 16мм.}$$

$$f_{wf} \beta_f 180 \cdot 0,7 = 126 \text{ МПа} > f_{wz} \beta_z = 162 \cdot 1 = 162 \text{ МПа.}$$

Следовательно расчет ведем по металлу шва .

Определим катет сварного поясного шва:

$$k_f = \frac{T}{n \beta_f f_{wf} \gamma_c} = \frac{4,9}{2 \cdot 0,7 \cdot 18,0 \cdot 1} = 0,2 \text{ см} = 2 \text{ мм}$$

В соответствии с таблицей 39 [5], назначаем  $k_f = k_{f,min} = 10$  мм.

### **Пример 8. 4. Расчет опорного ребра (опорного участка) балки на устойчивость.**

Рассчитать опорное ребро главной балки и проверить опорный участок балки на устойчивость (рис. VIII.4). Опорная реакция равна поперечной силе на опоре  $F=710$  кН. Высота балки - 1100 мм, стенки – 1050 мм, ширина пояса – 180 мм, толщина стенки –  $t_w = 9$  мм. Сталь балки С245. Примыкание балки к колонне сбоку .

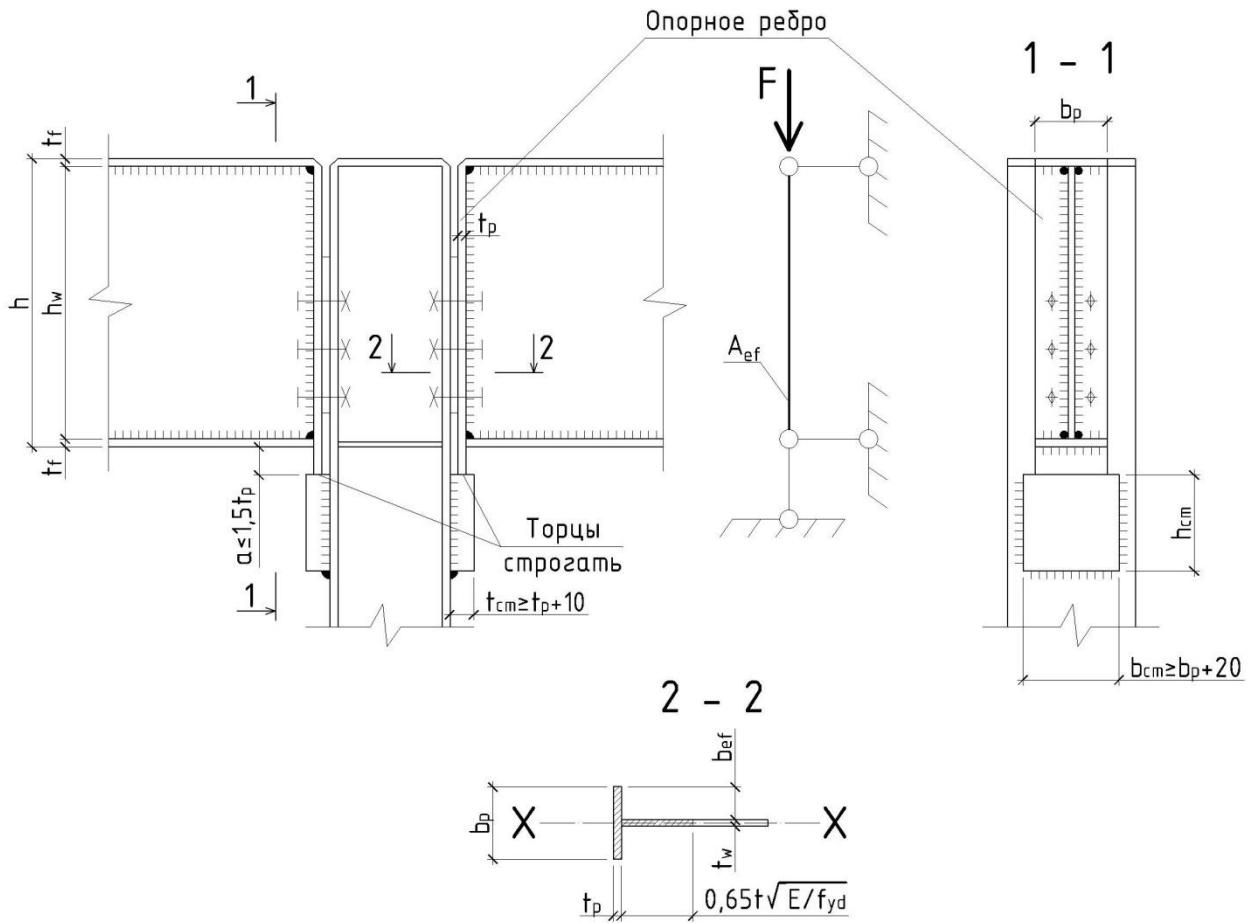


Рис. VIII.4. К расчету опорного узла.

Расчет выполняем в соответствии с 8.5.17[5] (или 8.2.6 ЭУМК).

1) Принимаем ширину опорного ребра  $b_p = b_f = 180$  мм, тогда его толщина равна

$$t_p = \frac{F}{b_p f_p \gamma_c},$$

где  $F$  – опорная реакция балки;

$\gamma_c = 1$  – коэффициент условия работы;

$f_p$  – расчетное значение проката стали на смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки), которое определяется по таблице А.6 [5] в зависимости от  $f_{uk}=360$  МПа,  $f_p = 351$  МПа =  $35,1$  кН/см<sup>2</sup>,

$$t_p = \frac{710}{18 \cdot 35,1 \cdot 1} = 1,12 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем  $t_p = 14$  мм.

2) Проверим устойчивость опорной части балки (расчетная схема опорной части балки приведена на рис. VIII.4) по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi A_{eff} f_{yd} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $A_{ef} = t_p \cdot b_p + 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} = 18 \cdot 1.4 + 0,65 \cdot 0,9^2 \sqrt{\frac{20600}{23}} = 49,44 \text{ см}^2$  – расчетная площадь опорного сечения балки (рис. VIII.4.);  $f_{yd} = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ , табл. А.3[5];

$$I_x = \frac{1,4 \cdot 18^3}{12} + \frac{0,65 \cdot 0,9^4 \sqrt{\frac{20600}{23}}}{12} = 681,1 \text{ см}^4; i_x = \sqrt{\frac{681,1}{49,44}} = 3,71 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{105}{3,71} = 28,3.$$

$$\text{Определим } \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 28,3 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,95,$$

тогда  $\varphi_x = 0,907$  – коэффициент устойчивости центрально сжатого стержня, определяем по таблице Д.1 приложение Д [5] в зависимости от гибкости  $\bar{\lambda}_x = 0,95$  и типа сечения «с» табл.7 [5].

Проверка устойчивости

$$\frac{710}{0,907 \cdot 49,44 \cdot 23 \cdot 1} = 0,69 \leq 1.$$

Устойчивость опорной стойки обеспечена.

3) Проверим местную устойчивость опорного ребра (см. 7.3.8 [5]).

$$\text{Определим } \bar{\lambda}_p = \frac{b_{ef}}{t_p} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = \frac{0,5(18-0,9)}{1,4} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,204 \text{ и}$$

$$\bar{\lambda}_{ut} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda} = 0,36 + 0,1 \cdot 0,95 = 0,455.$$

Так как  $\bar{\lambda}_p = 0,204 < \bar{\lambda}_{ut} = 0,455$  местная устойчивость ребра обеспечена.

## Практическое занятие №7. Конструирование и расчет узлов сопряжения балок

**Пример 8.5.** Рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой на болтах.

Дано: балка настила двутавр I 30Б1 ( $t_f = 8,5 \text{ мм}$ ,  $t_w = 5,8 \text{ мм}$ ). Сталь С255 по ГОСТ 27772,  $f_{yd} = 250 \text{ МПа}$  (табл. А.4[5] при  $t \leq 10$ ). Опорная реакция балки  $F = 70,1 \text{ кН}$ . Рассчитать узел сопряжения балки настила с главной балкой. Толщина ребра жесткости балки 9 мм. Сопряжение выполнить в одном уровне.

1). Принимаем конструкцию сопряжения с примыканием балки настила к поперечному ребру жесткости главной балки на болтах (рис. VIII.5).

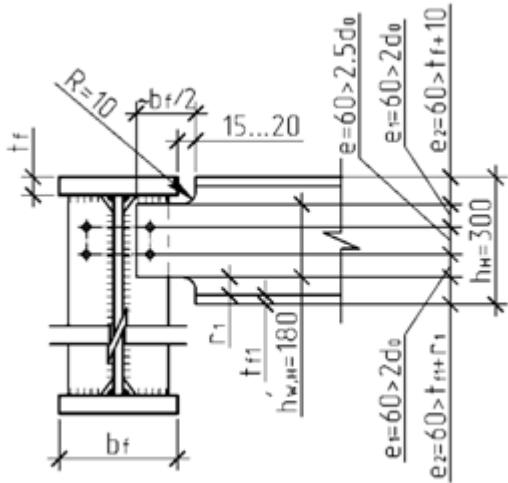


Рис. VIII.5. Сопряжение балки настила с главной.

По таблице Г.3 [5] принимаем в соединении болты нормальной точности класса 4.6 диаметром  $d = 20$  мм.

Расчетное усилие одного болта на срез

$$N_{bs} = f_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \frac{\pi d^2}{4} n_s \cdot \gamma_c = 15,0 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} \cdot 1 \cdot 1 = 42,4 \text{ кН},$$

где  $f_{bs} = 150$  МПа – по таблице Г.5 [5];  $\gamma_b = 0,9$  (табл.42[5],  $a/d=2d/d=2$ ,  $\gamma_b = (0,4 \cdot \frac{a}{d} + 0,2) 0,9 = 0,9$ ).

Расчетное усилие одного болта на смятие

$$N_{bp} = f_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min} \cdot \gamma_c = 50 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 0,58 \cdot 1 = 52,2 \text{ кН},$$

где  $f_{bp} = 500$  МПа – по таблице Г.6 [5] для болтов класса точности «В» при  $f_{uk} = 380$  МПа для С255;

$t_{min} = t_{w,h} = 5,8$  мм – толщина стенки балки настила (I30Б1).

## 2). Количество болтов в соединении

$$n_{cal} = \frac{1,2F}{N_{b,min}} = \frac{1,2 \cdot 70,1}{42,4} = 1,98 \text{ шт.}$$

где  $F = 70,1$  кН – опорная реакция балки настила;

$N_{b,min} = 42,4$  кН.

Принимаем количество болтов в соединении  $n = 2$  шт. (см. рисунок VIII.6.).

Диаметр отверстий под болты

$$d_0 = d + 1 \text{ мм} = 20 + 1 = 21 \text{ мм.}$$

Расстояние между болтами по вертикали (см. таблицу 41, [5])

$$e \geq 2,5 d_0 = 2,5 \cdot 21 = 52,5 \text{ мм.}$$

Принимаем  $e = 60$  мм  $< 8 d_0 = 8 \cdot 21 = 168$  мм;

$$e = 60 \text{ мм} < 12 t_{w,h} = 12 \cdot 5,8 = 69,6 \text{ мм.}$$

Расположение болтов и вырезов по балке приведено на рисунке.

3). Прочность ослабленного опорного сечения балки

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_n} = \frac{70,1}{8} = 8,76 \text{ кН/см}^2 < f_s \gamma_c = 14 \cdot 1 = 14 \text{ кН/см}^2.$$

где  $V_{Ed} = F = 70,3 \text{ кН}$ ;

$f_s = 0,58 \cdot f_{yd} = 0,58 \cdot 250 = 140 \text{ Мпа} = 14 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление стали на срез;

$$A_n = (18 - 2 \cdot 2,1) \cdot 0,58 = 8,0 \text{ см}^2;$$

Прочность ослабленного опорного сечения балки обеспечена.

## Раздел IX. ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ КОЛОННЫ.

### Тема 9.1. Общая характеристика колонн, расчетная схема

В металлических конструкциях широко применяются колонны (рис. 9.1 а) или стержни, работающие на центральное сжатие (рис. 9.1 б).

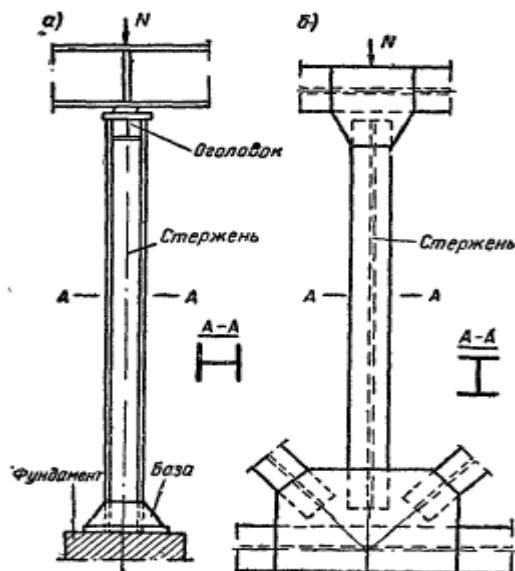


Рис.9.1 Элементы , работающие на центральное сжатие  
а) – колонна; б) - сжатый стержень тяжелой фермы.

Колонны передают нагрузку от вышележащих конструкций на нижележащие конструкции или на фундаменты. Центрально сжатые колонны применяются для поддержания междуэтажных перекрытий и покрытий зданий, в рабочих площадках, путепроводах, эстакадах и т. п. Колонна состоит из трех частей (рис. 9.1а): *оголовок*, на который опираются вышележащие конструкции; *стержень*, элемент передающий нагрузку от *оголовка* к *базе*; *база*, передающая нагрузку от *стержня* на фундамент.

Колонны и сжатые стержни могут быть сплошными (рис. 9.2, 9.3) - все оси материальные или сквозными, состоящими чаще из двух ветвей, соединенных решеткой (см. рис. 9.6), имеющие одну свободную ось.

Расчет и конструирование центрально-сжатых колонн и стержней производится аналогично.

### *Выбор расчетной схемы.*

Расчетную схему одноярусной колонны определяют с учетом способа закрепления ее в фундаменте, а также способа прикрепления вышележащих конструкций, передающих нагрузку на колонну.

Соединение колонны с фундаментом может быть жестким и шарнирным. Если фундамент достаточно массивен, опирается на непросадочный грунт, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте. В других случаях – шарнирное закрепление.

Сопряжение балок с колоннами может быть сверху на оголовок и сбоку (рис. 9.2).

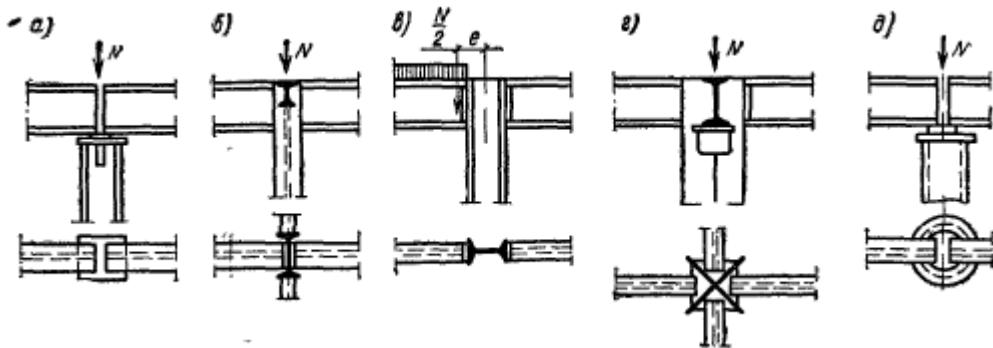


Рис. 9.2 Схемы сопряжения балок с колонной

При одноярусных колоннах балки или другие конструкции могут опираться сверху (рис. 9.2, а, д)). Такое соединение, при защемленных внизу колоннах, удобно при монтаже, осуществляется четкая передача нагрузки от выше лежащих конструкций на оголовок; при этом колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Тогда при жестком закреплении колонны в фундаменте расчетная длина колонны (табл. 9.1) принимается равной  $0,7l$ , а при шарнирном –  $l$ , где  $l$  – геометрическая длина колонны от фундамента до низа балок .

Более жестким является соединение балочной конструкции к колонне сбоку (рис. 9.2, б)). При достаточно мощной балочной конструкции и жестком прикреплении балок к колоннам последние можно считать защемленными вверху. Тогда расчетная длина в плоскости главных балок может приниматься равной  $0,7l$  при шарнирном закреплении колонны с фундаментом и  $0,5l$  при жестком. Однако и в последнем случае чаще принимают  $0,7l$ , поскольку вследствие изгиба балок нет полного защемления.

В общем случае расчетная длина колонны определяется, как  $l_{ef} = l \cdot \mu$ , здесь  $l$  - геометрическая длина колонны;  $\mu$  - коэффициент расчетной длины, зависит от закрепления концов стержня, принимается по табл. 9.1.

Таблица 9.1 Коэффициент расчетной длины  $\mu$  для стержней постоянного сечения

Схема закрепления концов стержня					
	1	0,7	0,5	1	2
Коэффициент расчетной длины $\mu$					

При двутавровых колоннах главные балки удобно прикреплять не к стенке, а к полкам (рис. 9.2, в)). В этом случае при расположении временной нагрузки с одной стороны колонны, последняя работает на внецентренное сжатие, где значение момента можно принимать равным  $M_{Ed}=N_{Ed}e$ , здесь  $N_{Ed}$  - опорное давление от односторонней временной нагрузки (рис. 9.2, в)).

## 9.2. Конструкция и расчет сплошных колонн.

Наиболее распространенным сечением сплошных колонн является двутавр, прокатной (широкополочный) или сварной, наиболее удобный в изготовлении при помощи автоматической сварки и позволяющий довольно просто осуществлять примыкание балок и других поддерживающих конструкций. Различные типы сечений сплошных колонн показаны на рис. 9.3 и 9.4.

Чтобы колонна была равноустойчивой, гибкость ее в плоскости оси  $x$ - $x$  должна быть равна гибкости в плоскости оси  $y$ - $y$ , т.е.  $\lambda_x = \lambda_y$ . Однако для двутавровых сечений (рис. 9.3, а)) это условие не соблюдается, поскольку у них радиусы инерции относительно осей разные. Так для двутавра (табл.9.2)  $i_x \approx 0,43h$ , а  $i_y \approx 0,24b$ , следовательно, при  $\lambda_x = \lambda_y$  для получения равноустойчивого сечения нужно, чтобы  $0,43h = 0,24b$ , или  $b \approx 2h$ , что приводит к весьма неудобным в конструктивном отношении сечений, практически неприменимым.

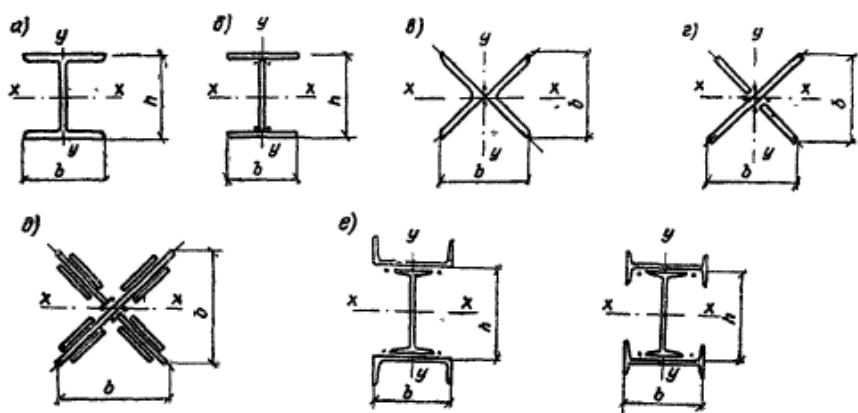


Рис. 9.3 Открытые сечения сплошных стержней

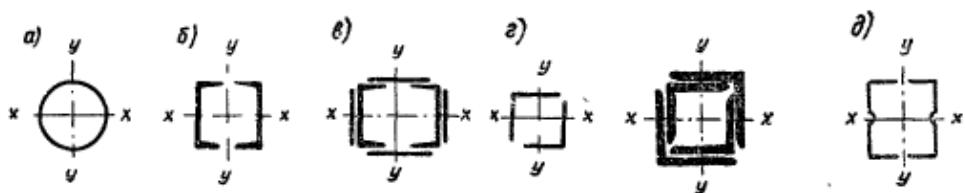


Рис. 9.4 Замкнутые сечения сплошных стержней

Обычные прокатные обыкновенные двутавры применяют редко, чаще применяют широкополочные двутавры, у которых  $b \approx h$ , что также не удовлетворяет условию равноустойчивости, но все же является вполне пригодным.

Сварные колонны (рис. 9.3, б)) достаточно экономичны, так как могут иметь развитое сечение, обеспечивающие колонне достаточную жесткость, поэтому они являются основным типом сечения сжатых колонн.

Таблица 9.2 Приближенные значения радиусов сечения сплошных колонн ( $i_x \approx \alpha_x h$  и  $i_y \approx \alpha_y b$ )

Сечение				
$\alpha_x$	0,42	0,32	0,32	0,33
$\alpha_y$	0,24	0,49	0,58	0,33

Равноустойчивыми в двух направлениях являются колонны крестового сечений (рис. 9.3, в) и г)), для увеличения прочности их можно усилить дополнительно листами (рис. 9.3, д)). Сварка дает возможность получать колонны замкнутого сечения и других типов, например из двух швеллеров,

уголков, сечения которых при больших нагрузках могут быть усилены (рис. 9.4, в), г)).

Весьма рациональны колонны трубчатого сечений (рис. 9.4, а)) .

### **Подбор сечения сплошной колонны.**

Сечение колонны принимают в зависимости от нагрузки, высоты, схемы сопряжения с фундаментом и вышележащими конструкциями. Чаще всего проектируют сечение в виде сварного двутавра с  $h \geq b_f$  (рис. 9.5).

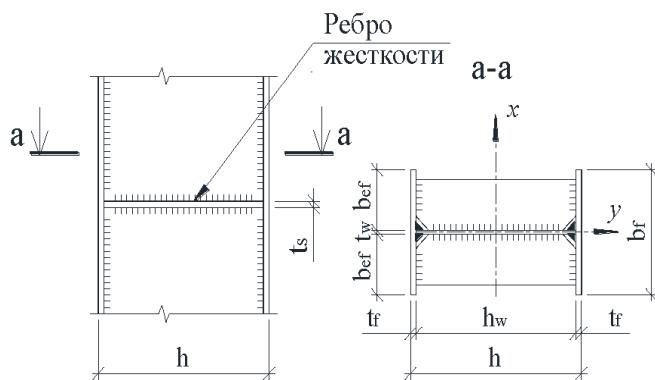


Рис. 9.5. Стержень колонны сплошного сечения:

$h$  – высота сечения колонны;  $b_f, t_f$  – ширина и толщина полок колонны;

$h_w, t_w$  – высота и толщина стенки колонны;  $b_{ef}$  – свес полок

Задавшись типом сечения колонны, определяем требуемую площадь сечения по формуле:

$$A_{cal} = N_{Ed} / (\varphi_1 f_{yd}, \gamma_c) \quad (9.1)$$

где  $N_{Ed}$  –расчетное усилие на колонну;  $f_{yd}$  - принимается в зависимости от принятой марки стали по табл. А.3[5] (или табл. А.4 приложение А ЭУМК).

Для определения  $\varphi_1$  задаются гибкостью колонны  $\lambda_1$ , значение которой можно принимать при длине колонны 5 - 7 м с нагрузкой 1500-2000кН –  $\lambda_1=100\dots70$ , для более мощных колонн с нагрузкой 2500-4000кН –

$\lambda_1=70\dots50$ . Задавшись  $\lambda_1$ , определяют условную гибкость  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ . По табл. Д.1 [5] для типа сечения «b» и условной гибкости  $\bar{\lambda}_1$  по интерполяции определяем  $\varphi_1$  и в первом приближении определяют требуемую площадь колонны. (Тип сечения стержней приведен табл.7 [5]).

Затем определяют требуемые радиусы инерции сечения относительно осей x-x и y-y

$$i_{xcal} = l_x / \lambda_1, \text{ и } i_{ycal} = l_y / \lambda_1$$

здесь  $l_x$  и  $l_y$  - расчетная длина стержня колонны относительно осей  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$  соответственно. Зависимость радиуса инерции от типа сечения (табл.9.2) приближенно выражается формулами

$$i_x \approx \alpha_x h \text{ и } i_y \approx \alpha_y b$$

где  $h$  и  $b$  – высота и ширина сечения колонны.

Отсюда определяем требуемые генеральные размеры колонны

$$h_{cal} = i_x / \alpha_x \text{ и } b_{cal} = i_y / \alpha_y.$$

По данным значений  $A_{cal}$ ,  $h_{cal}$  и  $b_{cal}$  компонуем сечение колонны с учетом следующего;

- для колонны двутаврового сечения рекомендуется принимать высоту сечения и ширину полки колонны, примерно, равными  $h \approx b$ , толщину стенки пронимать в пределах  $t_w = 8-16$  мм, толщину полки  $t_f = 8-40$  мм;
- учитывать условия свариваемости, чтобы  $t_f/t_w \leq 3$ ;
- условия обеспечения местной устойчивости: стенки  $h_w/t_w \leq 60$  для малоуглеродистой и  $h_w/t_w \leq 50$  для низколегированной сталей, полки  $b_f/t_f \leq 30$  для малоуглеродистой и  $b_f/t_f \leq 30$  для низколегированной сталей.

С учетом всех этих требований назначается сечение колонны, так чтобы площадь колонны  $A$  была близка к  $A_{cal}$ .

Определяем геометрические характеристики сечения: площадь  $A$ , моменты инерции  $I_x$  и  $I_y$ , радиусы инерции  $i_x = \sqrt{I_x/A}$  и  $i_y = \sqrt{I_y/A}$ .

Определяем фактическую гибкость стержня

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \text{ и } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad (9.2)$$

И далее по  $\lambda_{max}$  определяем условную гибкость  $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max} \sqrt{\frac{f_y d}{E}}$ . По табл. Д.1 [5] в зависимости от типа сечения а, б или с и  $\bar{\lambda}_{max}$  по интерполяции определяем коэффициент  $\varphi_{min}$ . Тип сечения стержней приведен в табл.7 [5].

Значение  $\varphi$  — коэффициента устойчивости при центральном сжатии для сплошной колонны при  $\bar{\lambda} \geq 0,6$  так же можно определить по формуле (9) 7.1.3 [5]).

Проверка устойчивости принятого сечения колонны выполняется по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_{min} A f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (9.3)$$

Отношение расчетного усилия  $N_{Ed}$  к несущей способности колонны должно быть близко к 1,0 (примерно 0,9 - 1,0). Если условие не

соблюдается, вносят поправку в размеры сечения и проверяют сечение повторно.

Кроме проверки колонны на устойчивость должно соблюдаться условие, при котором гибкость ее стержня должна быть меньше предельной, т. е.,  $\lambda \leq \lambda_u$ , которую определяют по табл. 33 [5]:  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ , здесь

$$\alpha = \frac{N_{Ed}}{\varphi A f_y \gamma_c} \geq 0,5 \text{ и не}$$

### 9.2.1. Местная устойчивость элементов сечения колонны

Тонкостенные стержни колонны стенка и полка, особенно небольшой гибкости, при действии сжимающих усилий могут выпучиться, то есть потерять устойчивость раньше, чем происходит потеря устойчивости



стержня в целом (см. рисунок). Местное выпучивание каким либо элементом сечения колонны (потеря местной устойчивости) и выход его из работы резко ослабляет стержень, часто делая оставшуюся часть сечения несимметричной; центр изгиба при этом перемещается, стержень начинает закручиваться и быстро теряет общую устойчивость.

Стержень колонны состоит из отдельных пластин, сочлененных между собой шарнирно, упруго или жестко. При действии сжимающих усилий напряжения в пластинках достигают критических значений, что приводит их к выпучиванию, как правило, по волнообразной поверхности. Критические напряжения пластины зависят от свойств материала Е и размеров пластины – ширины, длины и толщины.

#### а) Местная устойчивость полки.

В соответствии с 7.3.8 [5] устойчивость поясных листов и полок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной,

если условная гибкость свеса пояса (полки)  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса (полки)  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемых по формулам таблицы 10 [5].

Из условия  $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$ , где  $\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}$  (табл. 10 [5]), найдем отношение  $b_{ef}$  к  $t_f$ , при котором местная устойчивость стенки колонны двутаврового сечения будет обеспечена:

при условной гибкости колонны  $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4,0$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} \quad (9.4)$$

при  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4,0$  в формуле (9.4) принять  $\bar{\lambda} = 0,8$  либо  $\bar{\lambda} = 4,0$  соответственно.

При проверке устойчивости поясных листов за расчетную ширину свеса  $b_{ef}$  принимают расстояние:

- от грани стенки до края поясного листа (полки) — в сварных элементах;
- от оси крайнего болта в поясе до края поясного листа — в элементах с фрикционными поясными соединениями;
- от начала внутреннего закругления до края полки — в прокатных профилях.

Если местная устойчивость полки не обеспечена, увеличивают ее толщину или уменьшают ширину (свес).

### б) Местная устойчивость стенки.

В соответствии с 7.3.2 [5] местная устойчивость стенок центрально-сжатых элементов сплошного сечения считают обеспеченной, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$ , определяемых по формулам таблицы 9 [5].

Исходя из этого условия  $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$ , получим отношение  $h_{ef}$  к  $t_w$  при котором местная устойчивость стенки колонны двутаврового сечения будет обеспечена.:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} \leq \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}} \quad (9.5)$$

где наибольшая условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_{uw}$  равна:

при  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ , —  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2$ ;

при  $\bar{\lambda} > 2,0$ , —  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}$ , но не более 2,30;

где  $h_{ef}$  — расчетная высота стенки, принимают равной:

— для сварного двутавра  $h_{ef} = h_w$ ;

— для прокатных профилей колонн, расстоянию между началами внутренних закруглений;

$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  – условная гибкость стержня относительно оси с максимальной гибкостью.

При  $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$  стенку колонны следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии  $(2,5-3)h_{ef}$  друг от друга, но не менее двух ребер на каждый отправочный элемент. Размеры парных поперечных ребер жесткости принимают следующими:

ширина ребра

$$b_h \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (9.6)$$

толщина ребра

$$t_s \geq 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (9.7)$$

но не менее 6 мм.

### Тема 9.3. Конструкция и расчет сквозных колонн

Стержень сквозной колонны состоит из двух или нескольких ветвей, соединенных планками или решеткой. Наиболее широко применяются колонны с ветвями из прокатных швеллеров или двутавров, соединенных в плоскостях полок ветвей планками или решеткой (рис. 9.6 и рис. 9.7). Подбор сечений таких колонн ведут, исходя из расчета на устойчивость относительно материальной оси  $x-x$  и свободной оси  $-y-y$ . Ось, пересекающая ветви колонны из двутавров или швеллеров, называется материальной, а ось пересекающая планки или раскосы, – свободной. В сечении, состоящем из четырех ветвей (из уголков), обе оси – свободные (рис. 9.6 в)).

а)

б)

в)

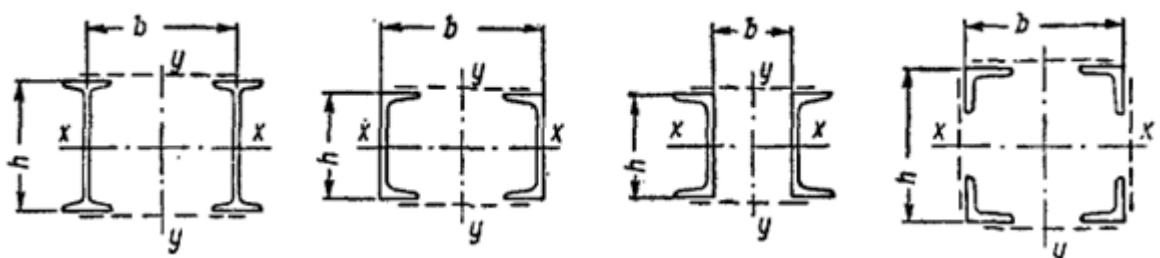


Рис. 9.6. Сечения сквозных колонн с ветвями из двутавров, швеллеров и уголков.

#### 1) Расчет сквозных колонн на устойчивость относительно материальной оси $x-x$ .

Расчет ведут, как и колонн сплошного сечения, (см. рис 9.6, ось  $x-x$ ), см. 9.2. Задавшись гибкостью колонны  $\lambda_1$  определяют  $\varphi_1$  (табл. Д.1 [5], сечение

«б») и по формуле (9.1) определяют  $A_{cal}$  колонны, площадь сечения ветви принимают по сортаменту так чтобы  $A_b \geq 0,5 A_{cal}$ . Затем проверяют прочность колонны по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_x A f_{yd} \gamma_c} \leq 1 \quad (9.8)$$

где  $A = 2A_b$ , здесь  $A_b$  – площадь сечения ветви колонны;

$\varphi_x$  — коэффиц. устойчивости при центральном сжатии относительно материальной оси x-x, определяют по  $\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ , тип сечения «б», табл. Д.1 [5].

## 2) Компоновка сечения сквозных колонн относительно свободной оси y-y.

Ведут по формуле (9.8) с заменой  $\varphi_x$  на  $\varphi_y$ . Коэффициент  $\varphi_y$  относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) определяют по формулам (9) и (10) [5] для сечений типа «б», заменяя  $\bar{\lambda}$  на условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$ , или интерполяцией по таблице Д.1 [5] по значениям  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{ef}$  для типа сечения «б».

Значение  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{f_{yd}/E}$  определяют в зависимости от величины приведенной гибкости  $\lambda_{ef}$ , определяемых по формулам (9.9) и (9.10) или по таблице 8 [5], для стержней сквозного сечения с количеством панелей не менее шести.

На рис. 9.7 приведена конструктивная схема колонн с решеткой а) и б) и с планками в). Решетку обычно выполняют из уголков, а планки – из листа.

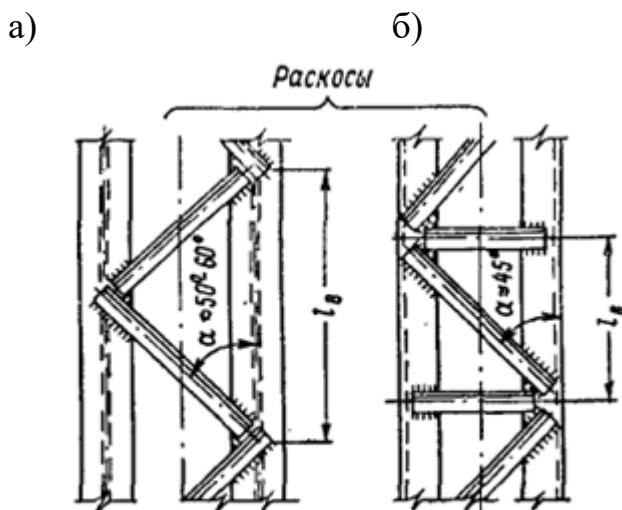


Рис. 9.7.(Начало рис.) Стержень колонны сквозного сечения  
а) – с треугольной решеткой; б) – треугольная с распорками;

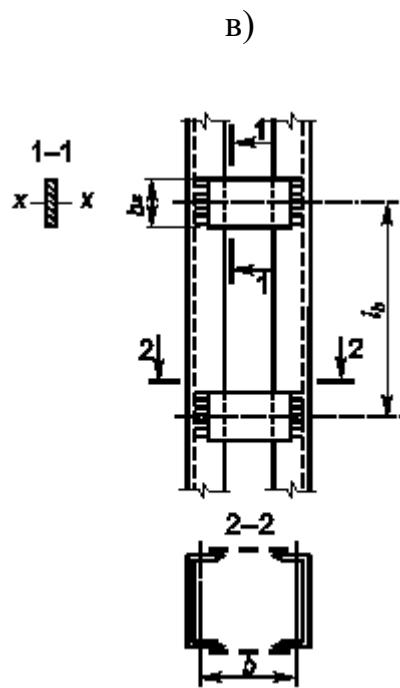


Рис. 9.7. (Продолжение рис.). Стержень колонны сквозного сечения:  
в) – с планками;

Значение приведенной гибкости определяется по формулам табл. 8 [5] и для схем сечений (рис. 9.6 а), б) ):

$$- \text{ с планками (рис. 8.7 в))} \quad \lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot (1+n) \cdot \lambda_{b1}^2}, \quad (9.9)$$

$$- \text{ с решеткой (рис.9.7 а) б))} \quad \lambda_{\text{ef}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{\text{eff}}}}, \quad (9.10)$$

где  $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$  — гибкость сквозного стержня в плоскости, перпендикулярной оси  $y-y$ ;

$\lambda_{b1}$  — гибкость отдельной ветви при изгибе из плоскости ветви, на участке между швами, прикрепляющие планки (принимается не более 40);

$n = \frac{l_{b1}b}{l_s l_b}$  - отношение погонных жесткостей ветви и планки;

$I_s = \frac{t_s d_s^3}{12}$  — момент инерции одной планки относительно собственной оси;

$b$  — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны;

$t_s$  и  $d_s$  - толщина и ширина планки;

$I_{b1}$  — момент инерции ветви относительно оси 1-1 параллельной свободной оси сквозной колонны (рис. 9.8);

$A$ ,  $A_{d1}$  – площади сечения стержня колонны и раскосов решетки, соответственно;

$$\alpha = 10 \cdot \frac{d^3}{b^2 l_b} - \text{коэффициент, зависящий от типа решетки, см. рис. 9.7 а) и б),}$$

других типов см. рис. 3[5] ;

$l_b$  – расстояние между узлами решетки и планок;

$d$  – длина раскоса.

Ширину колонны  $b$  (раздвижку ветвей) определяют из условия равноустойчивости стержня относительно осей  $x$ - $x$  и  $y$ - $y$  (т. е. из условия, что  $\lambda_x \approx \lambda_{ef}$ ). Размер  $b$  можно определить по формуле

$$b \geq 1,3 \frac{l_y \alpha_x}{l_x \alpha_y} h, \quad (9.11)$$

где  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  – коэффициенты, принимаемые по табл. 9.3;

$l_x$  и  $l_y$  – расчетные длины колонны относительно осей  $x$  и  $y$ .

Таблица 9.3. Приближенные значения радиусов инерции сквозных колонн  
( $i_x = \alpha_x h$ ,  $i_y = \alpha_y b$ )

Сече- ние				
$\alpha_x$	0,41	0,39	0,33	0,43
$\alpha_y$	0,52	0,44	0,6	0,43

При эксплуатации (очистка, покраска и др.) для доступа внутрь сечения, необходимо наличие зазора между ветвями, который принимается не менее 100 мм, тогда ширина колонны должна быть не менее

$$b \geq 2b_f + 100 \text{ мм},$$

где  $b_f$  – ширина полки ветви колонны.

Таким образом, чтобы определить значение приведенной гибкости и выполнить проверку устойчивости колонны относительно свободной оси, необходимо выполнить расчет планок или решетки.

### 3) Проверка устойчивости колонны относительно свободной оси.

После компоновки сечения колонны, выбора типа решетки, схемы ее расположения и расчета сечения элементов решетки (планки или раскосы), определяют приведенную гибкость колонны  $\lambda_{ef}$ , относительно свободной

оси у-у, затем условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef}\sqrt{f_{yd}/E}$  и выполняют проверку общей устойчивости колонны относительно свободной оси у-у по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y A f_{yd} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $A=2A_e$  – площадь сечения колонны;

$\varphi_y$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) определяют интерполяцией по в зависимости от  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{ef}$  и типа сечений «b».

#### 4) Проверка устойчивости ветви колонны.

Кроме проверки устойчивости колонны делают проверку устойчивости ветви относительно собственной оси параллельно оси у-у. Расчетное усилие  $N_{eEd} = 0,5N_{Ed}$ . За расчетную длину отдельной ветви принимается расстояние "в свету" при использовании планок и расстояние между геометрическими центрами узлов при раскосной решетке (рис. 9.7).

##### 9.3.1. Расчет планок сквозной колонны.

В прямом центрально-сжатом стержне сквозного сечения усилия в планках и раскосах не возникают. Однако в предельном состоянии стержень может искривиться, появляется изгибающий момент  $M=Ny$  ( $y$  - величина стрелки прогиба) и как следствие этого, - поперечная сила. Так как она возникает при условии продольного изгиба, то и называется условной поперечной силой  $V_{fic}$ . Расчет решетки (планки и раскосы) выполняют на условную поперечную силу, определяемую по формуле (см. п. 7.2.7 [5])

$$V_{fic} = 7.15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{f_{yd}} \right) \frac{N_{Ed}}{\varphi}, \quad (9.12)$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное усилие в сквозном стержне;

$\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый при расчете стержня сквозного сечения в плоскости планок или решеток.

Планки проектируют из листового проката. Ширину планок принимают  $d_s \approx (0,5-0,8)b$ , а толщину  $t_s \approx (1/15-1/30)d_s$ .

Как правило, толщину планок назначают в пределах 6–12 мм.

Расстояние между планками в свету назначают  $l_{b1} = (35-40)i_1$ ; при назначении расстояния в свету между планками  $l_{b1}$  необходимо, чтобы  $\lambda_y > \lambda_{b1}$ ;  $i_1$  – радиус инерции ветви относительно своей оси, параллельной оси у-у сквозного стержня колонны;

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad \text{– гибкость колонны относительно оси } y-y';$$

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ ;  $I_y = 2 \left( I_1 + A_1 \left(\frac{b}{2}\right)^2 \right)$  – соответственно радиус и момент инерции колонны относительно оси  $y-y$ ;

$I_1$  – момент инерции сечения ветви колонны относительно собственныйой оси ветви  $y_1-y_1$ ;

$A$ ,  $A_1$  – площадь сечения стержня колонны и ее одной ветви.

Планки работают на изгиб и срез.

Условная поперечная  $V_{fic}$  сила распределяется поровну между планками одной грани  $V_s = V_{fic}/2$ , в плоскостях ветвей, перпендикулярных свободной оси (см. 7.2.7 [5]). Расчетная схема приведена на рис. 9.8.

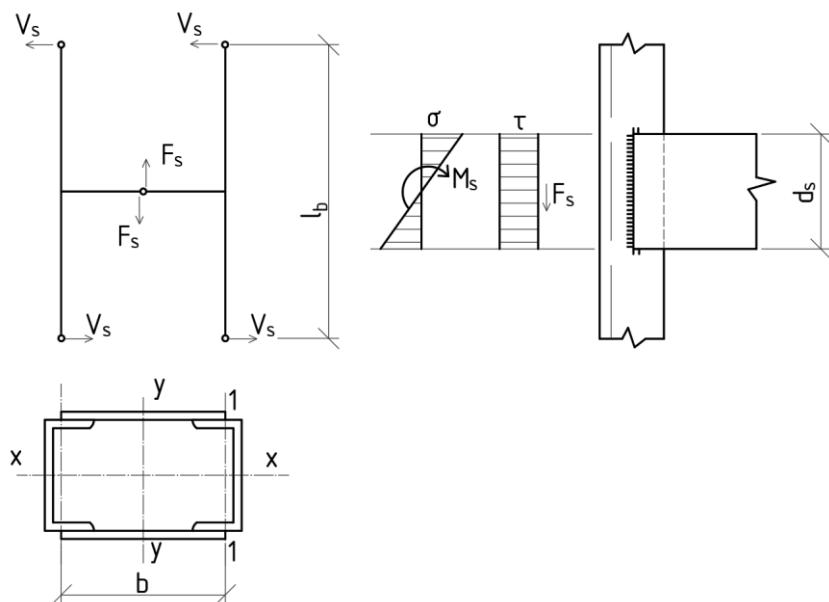


Рис.9.8 К расчету планок

Расчет соединительных планок и их креплений (см. рис. 9.8) выполняют, как расчет элементов безраскосных ферм, на совместное действие силы  $F_s$ , срезающей планку, и момента  $M_s$ , изгибающего планку в ее плоскости. Значения  $F_s$  и  $M_s$  определяют по формулам:

$$F_s = \frac{V_s l_b}{b}, \quad (9.13)$$

$$M_s = \frac{V_s l_b}{2}, \quad (9.14)$$

где  $V_s$  — условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

Проверку прочности соединительных планок на изгиб и срез выполняют по нормальным и касательным напряжениям по формулам

$$\sigma = 6 \cdot M_s / (t_s \cdot d_s^2 \gamma_c) \leq f_{yd}, \text{ и } \tau = F_s / (t_s \cdot d_s \gamma_c) \leq f_s. \quad (9.15)$$

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям

колонны, производится на равнодействующие напряжения от изгиба  $\tau_M$  и от среза  $\tau_F$ . Если  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет ведем по металлу шва по формуле

$$\sqrt{\tau_M^2 + \tau_F^2} \leq f_{wf} \gamma_c, \quad (9.16)$$

где  $f_{wf}$ ,  $f_{wz}$  – расчетные значения прочности углового шва на срез соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, принимают по табл. Б.1[5].

$\tau_M$  и  $\tau_F$  – напряжения в сварном шве от  $M_s$  и  $F_s$  по металлу шва.

Если  $\beta_f f_{wf} > \beta_z f_{wz}$  расчет ведем по металлу границы сплавления шва по формуле (9.16) с заменой  $f_{wf}$  на  $f_{wz}$  и  $\tau_M$  и  $\tau_F$  – рассчитывают по металлу границы сплавления. При расчете швов катет углового шва  $k_f$  принимается не менее катета, согласно табл. 39[5].

Чтобы предотвратить закручивание сквозных колонн, примерно через 3-4м по высоте устанавливают горизонтальные диафрагмы, обычно из листа толщиной 8-12 мм.

### 9.3.2. Расчет раскосной решетки.

Расчет сводится к определению сечения и расчету сварного соединения раскосов и стоек к ветвям колонны. Схемы решеток приведены на рис. 9.9. Сечение раскосов и стоек обычно проектируют из одиночных уголков, привариваемых к полкам ветвей колонны (рис. 9.7).

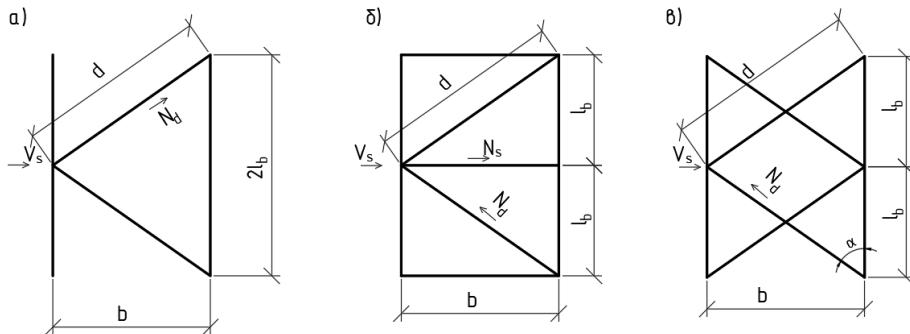


Рис.9.9 К расчету раскосной решетки

Расчет элементов соединительных решеток составных стержней выполняют как расчет элементов решеток плоских ферм. Усилие в раскосе и стойке (рис.9.9 б)) определяют по фиктивной поперечной силе (см. 9.3.1 формулу (9.12)) по формулам

$$N_d = V_s / \sin \alpha. \quad \text{и} \quad N_c = V_s$$

В общем случае для решеток, приведенных на рис. 9.9, усилие в раскосе определяют по формуле

$$N_d = \frac{\alpha_1 V_s d}{b}, \quad . \quad (9.17)$$

где  $\alpha_1$  — коэффициент; принимают равным: 1,0 — для решетки согласно рисунку 9.9 а), б) и 0,5 — согласно рисунку 9.9 в);

$V_s$  — условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки.

Сечение уголков раскоса и стойки определяют по формуле расчета центрально сжатого элемента (см. 3.2.1) для типа сечения «с». За расчетную длину принимается длина элемента между узлами. Предварительно гибкость назначают близкой к предельной в пределах 120...150. Для сечений из уголков, гибкость элемента определяют относительно оси с минимальной жесткостью и значение коэффициента  $\gamma_c$  принимается равным  $\gamma_c = 0,75$ .

Из условия унификации рекомендуется сечение раскосов и стоек принимать одинаковыми. Крепление раскосов и стоек к ветвям осуществляется с помощью сварных угловых швов, расчет которых выполняется как для обычных сварных соединений.

## Тема 9.4 Конструкция и расчет узлов и деталей колонн

### 9.4.1. Базы центрально сжатых колонн

База (башмак) колонны служит для передачи нагрузки от стержня равномерно по площади опирания на фундамент (опору) и обеспечивает закрепление нижнего конца в соответствии с принятой расчетной схемой.

Базы центрально сжатых колонн могут быть шарнирные или жесткие. Конструкция баз должна отвечать принятому в расчетной схеме способу сопряжения колонн с фундаментом (рис. 9.10).

Различают два основных типа баз — с траверсами и фрезерованным торцом. Базы с траверсами обычно принимают для колонн с усилиями до 4000–5000 кН. На рис. 9.10 приведены конструктивные решения баз с траверсами при их шарнирном и жестком сопряжениях с фундаментом. В первом случае (рис. 9.10 а)) соединение базы с фундаментом осуществляется анкерными болтами диаметром 24–30 мм непосредственно через плиту, а во втором (рис. 9.10 б)) — анкерными болтами диаметром 24–36 мм через траверсы с использованием анкерных плиток толщиной 30–40 мм.

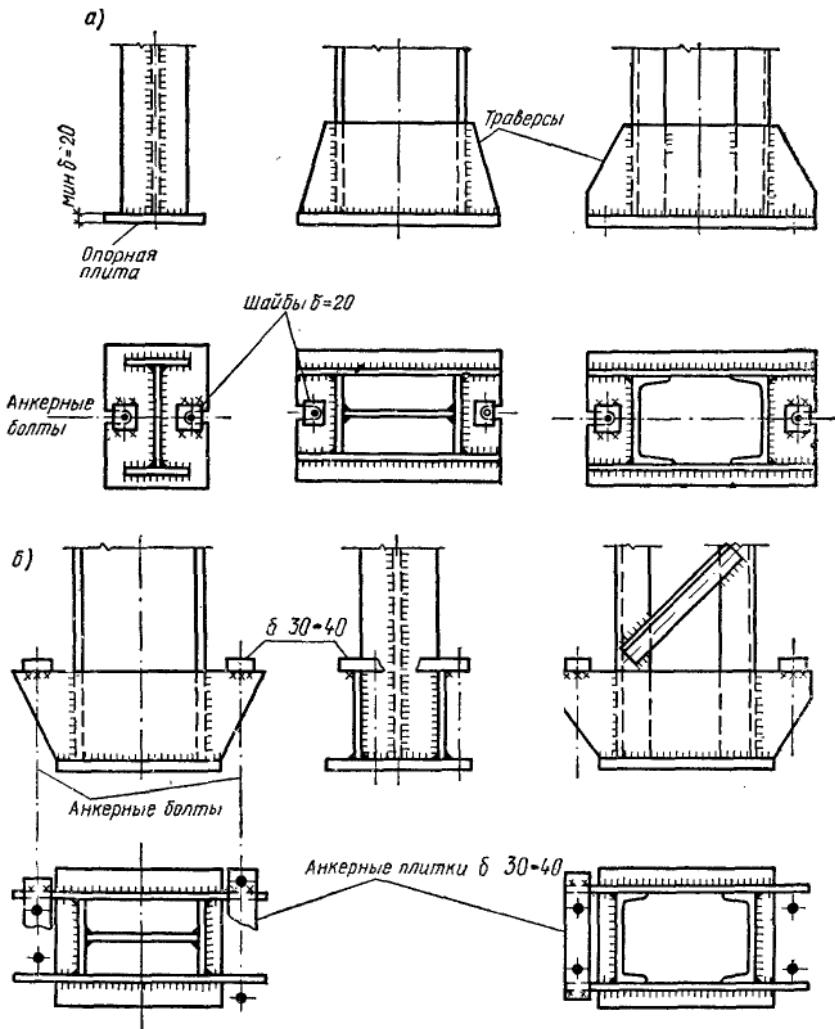


Рис. 9.10 Базы центрально сжатых колонн  
а) – шарнирные б) – жесткие.

В колоннах с большими расчетными усилиями (6000 – 10000 кН и более) целесообразно фрезеровать торец колонны и плиту. Плита при помощи установочных болтов выверяется на фундаменте в проектное положение, подливается раствором и после этого на плиту по рискам устанавливается колонна. В этом случае траверса и ребра могут отсутствовать, плита должна иметь значительную толщину, чтобы равномерно передавать нагрузку на фундамент. Обычно база колонны устанавливается на 500 – 1000 мм ниже отметки пола здания и обетонируется для защиты от коррозии.

Площадь опорной плиты баз центрально сжатых колонн определяют из условия смятия материала фундамента. Если фундамент из тяжелого бетона, то требуемая площадь

$$A_{пл} \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cud}\alpha_u}, \quad (9.18)$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное усилие в колонне с учетом ее собственного веса;

$f_{cud}$  – расчетное сопротивление бетона смятию;

$\alpha_u = 0,75$  – при равномерном смятии.

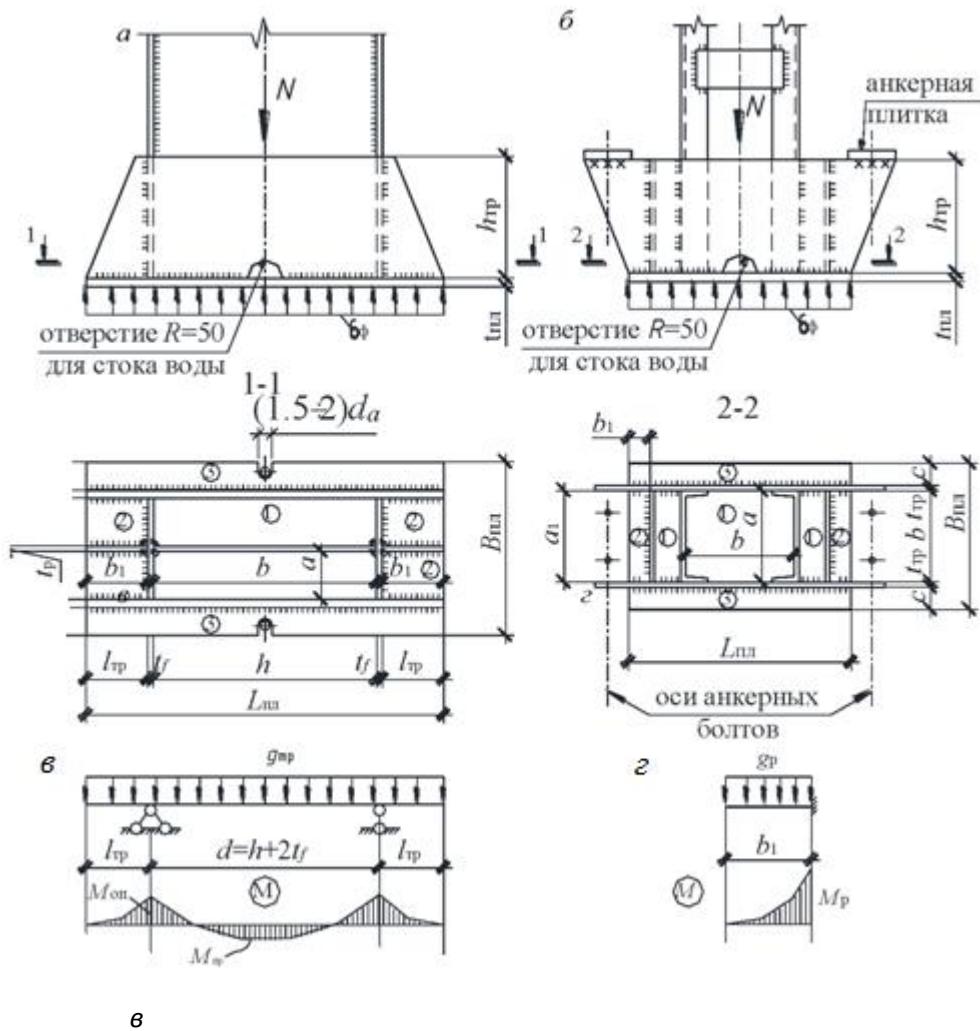


Рис. 9.11 Типы баз колонн:

а – при шарнирном закреплении с фундаментом; б – при жестком закреплении; в, г – расчетные схемы траверсы и ребра

Назначив ширину опорной плиты

$$B_{пл} = B + 2(t_{tp} + c) \quad (9.19)$$

где  $B$  – ширина полки либо ветви колонны;

$t_{tp}$  – толщина траверсы, принимают толщиной 8–16 мм;

$c$  – вылет консольного участка плиты, обычно принимают от 20 до 100 мм.

Длину плиты определяют по формуле

$$L_{пл} \geq \frac{A_{пл}}{B_{пл}}. \quad (9.20)$$

Размеры  $B_{пл}$  и  $L_{пл}$  рекомендуется назначать кратными 50 мм.

Плиту рассчитывают на изгиб как пластинку, нагруженную снизу равномерно распределенной нагрузкой (опорным давлением фундамента

$\sigma_\phi = \frac{N_{Ed}}{L_{пл}B_{пл}} \leq f_{cud}\alpha_u$  ) и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны (8.6.2 [5]).

В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опертые на четыре стороны (контур 1), на три стороны (контур 2) и консольные (контур 3), см. рис. 9.11.

Наибольшие изгибающие моменты на полосе единичной ширины в пластинках, опертых на четыре или три стороны соответственно, определяются по формулам (см.

$$M_1 = \alpha \sigma_\phi a^2; \quad (9.21)$$

$$M_2 = \beta \sigma_\phi a_1^2, \quad (9.22)$$

где  $a$  – длина короткой стороны участка (контур 1);  $a_1$  – длина свободного края плиты (контур 2);  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, полученные академиком Б. Г. Галеркиным и приведенные в табл. 9.4 и 9.5.

Таблица 9.4.

Значения коэффициента "α" для пластинок, опертых на четыре канта

$b/a$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2	>2
$\alpha$	0.048	0.055	0.063	0.069	0.075	0.081	0.086	0.091	0.094	0.098	0.1	0.125

Таблица 9.5.

Значения коэффициента "β" для пластинок, опертых на три канта

$b_1/a_1$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.2	1.4	2	>2
$\beta$	0.06	0.074	0.088	0.097	0.107	0.112	0.12	0.126	0.132	0.133

В таблицах  $b/a$  - отношение более длинной стороны пластиинки к более короткой;  $b_1/a_1$  - отношение закрепленной стороны пластиинки к свободной.

При отношении большей стороны пластиинки, опертой по четырем сторонам, к меньшей стороне:  $b/a > 2$ , расчетный момент в ней определяется как для однопролетной балки с пролетом, равным размеру меньшей стороны пластиинки, по формуле

$$M_1 = \sigma_\phi \frac{a^2}{8}. \quad (9.23)$$

Если для пластиинки, опертой по трем сторонам, отношение закрепленной стороны пластиинки к свободной  $b_1/a_1 < 0.5$ , то изгибающий момент в ней определяется как для консольной балки с вылетом, равным  $b_1$ , по формуле

$$M_2 = \sigma_\phi \frac{b_1^2}{2}. \quad (9.24)$$

На консольном участке изгибающий момент определяется по формуле

$$M_3 = \frac{\sigma_\phi c^2}{2}. \quad (9.25)$$

По наибольшему из найденных изгибающих моментов определяют толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{f_{yd}\gamma_c}}, \quad (9.26)$$

где  $\gamma_c$  – по табл. Б.1 [5];

$f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести стали, принимаемое по табл. А.3 [5].

При конструировании базы необходимо стремиться к тому, чтобы моменты на разных участках плиты были близкими друг к другу. Это достигается изменением размеров отсеков путем постановки диафрагм и ребер жесткости (см. рис. 9.11). Обычно толщину принимают в пределах 16–40 мм.

Высоту траверсы определяют из условия работы на срез швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны,

если  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1$  – расчет ведут по металлу шва

$$h_{\text{тр}} = N_{Ed} / (n \beta_f k_f f_{wf} \gamma_c) + 1 \text{ см}, \quad (9.27)$$

при  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1$  – расчет ведут по металлу границы сплавления, заменяя в

формуле (9.27)  $\beta_f f_{wf}$  на  $\beta_z f_{wz}$ .

где  $n$  – число угловых швов, прикрепляющих траверсу к стержню колонны;

$f_{wf}$  и  $f_{wz}$  – расчетные значения прочности углового шва на срез по металлу шва и металлу границы сплавления;

$\beta_f$  и  $\beta_z$  – коэффициенты условия сварки, принимают по табл. 5.2 ЭУМК.

Обычно сварку базы выполняют полуавтоматами в струе углекислого газа с использованием проволоки, марку которой выбирают по табл. 5.1 ЭУМК.

Для уменьшения высоты траверсы можно учитывать частичную передачу усилия на плиту от стержня колонны через швы, соединяющие их друг с другом.

Зная размеры траверсы, ее проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{тр}}} \leq f_{yd}\gamma_c \quad (9.28)$$

$$\tau = \frac{V_{\text{тр}}}{t_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} \leq f_s \gamma_c \quad (9.29)$$

где  $M_{\max}$  – больший из изгибающих моментов на консоли или в пролете траверсы;

$W_{tp} = t_{tp} h_{tp}^2 / 6$  – момент сопротивления траверсы;

$V_{tp}$  – поперечная сила в траверсе.

Расчетная схема траверсы приведена на рис. 9.11в. Она представляет собой двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой

$$q_{tp} = \sigma_f d_{tp},$$

где  $d_{tp}$  – ширина грузовой площади, которая для базы на рис. 9.11, а) равна

$$d_{tp} = c + t_{tp} + 0,5a,$$

а для базы на рис 9.11, б

$$d_{tp} = 0,5B_{пл}.$$

Изгибающие моменты на опоре и в пролете и поперечная сила в траверсе

$$M_{оп} = \frac{q_{tp} l_{tp}^2}{2}; \quad (9.30)$$

$$M_{пр} = \frac{q_{tp} d^2}{8} - \frac{q_{tp} l_{tp}^2}{2}; \quad (9.31)$$

$$V_{tp1} = q_{tp} l_{tp}; \quad (9.32)$$

$$V_{tp2} = q_{tp} d/2. \quad (9.33)$$

Аналогично рассчитывают ребра базы, также работающие на изгиб и срез. Расчетная схема ребра приведена на рис. 9.11г. Здесь при определении  $M_p$  и  $V_p$  равномерно распределенная нагрузка  $q_p$  вычисляется по формуле

$$q_p = \sigma_f (a_1 + t_p).$$

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребра к колонне, проверяются на равнодействующие напряжения от изгиба  $\tau_M$  и среза  $\tau_V$ .

Если  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} \leq 1$  – расчет ведут по металлу шва ребра

$$\tau_w = \sqrt{\tau_M^2 + \tau_V^2} \leq f_{wf} \gamma_c \quad (9.34)$$

$$\text{где } \tau_M = \frac{M_p}{W_w}, \quad \text{где } M_p = \frac{q_p b_1^2}{2}, \quad W_w = \frac{2\beta_f k_f h_w^2}{6};$$

$$\tau_V = \frac{V_p}{A_w}, \quad \text{где } V_p = q_p b_1, \quad A_w = 2\beta_f k_f h_w,$$

$$h_w = h_p - 1 \text{ см.}$$

При  $\frac{\beta_f f_{wf}}{\beta_z f_{wz}} > 1$  – расчет ведут по металлу границы сплавления, заменяя в формуле (9.34)  $\beta_f f_{wf}$  на  $\beta_z f_{wz}$ .

Швы, прикрепляющие траверсу и ребра к плите, рассчитывают на усилия, собранные с соответствующих грузовых площадей. Здесь по известной длине шва находят высоту катета шва  $k_f$ .

#### 9.4.2. Оголовки колонн

Конструктивное решение оголовка зависит от типа сечения колонн, способа опирания ригелей (сверху или сбоку). На рис. 9.12 приведены конструкции оголовков колонн при опирании на них конструкций сверху. На рис. 8.13, в) приведена конструкция оголовка колонны сплошного сечения при опирании балок сбоку, а на рис. IX.6. (пример 9.3) – опирание балок сбоку на колонну сквозного сечения.

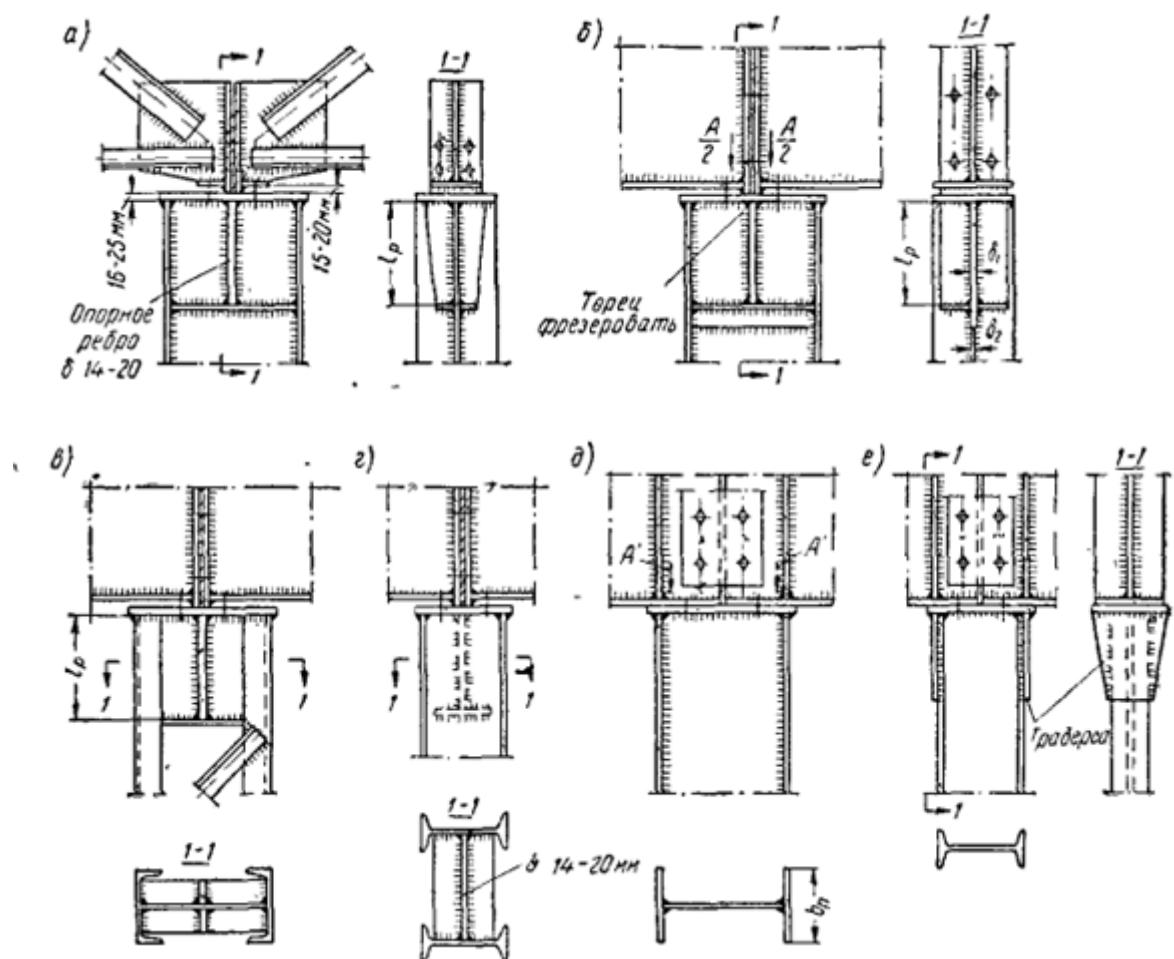


Рис. 9.12. Оголовки колонн при опирании конструкций сверху.

Расчет оголовка выполняется в зависимости от выбранного варианта его конструктивного решения. В ниже приведенных примерах рассмотрены возможные конструкции оголовков колонн и их расчет.

## Содержание практических занятий по разделу IX.

**Практическое занятие №8. Подбор и проверка сечения центрально сжатых колонн сплошного и сквозного сечений. Оголовок колонны. Узлы сопряжения балок с колоннами**

### Пример 9.1. Подобрать сечение стержня сплошной колонны

Подобрать сечение стержня сплошной центрально сжатой колонны двутаврового сечения, расчетное усилие  $N_{Ed} = 2600$  кН. Закрепление колонны с фундаментом относительно оси  $x$ - $x$  – жесткое, относительно оси  $y$ - $y$  – шарнирное. Отметка уровня пола второго этажа 12 м, толщина настила 0,12 м, высота балки на опоре 1,5 м,  $h_f = 0,7$  м, опирание балки на колонну шарнирное (рис. IX.1).  $\gamma_c = 1,0$ .

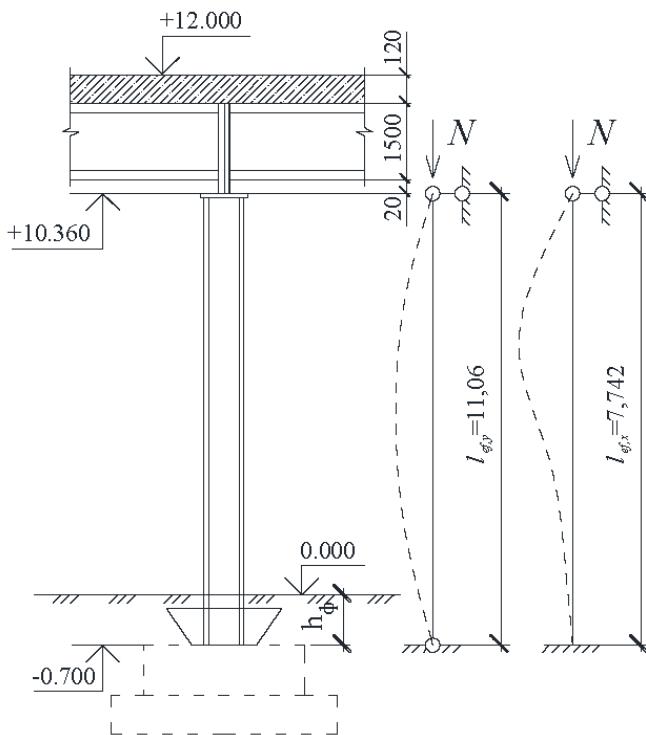


Рис. IX.1. К определению расчетной длины сплошной колонны

1. В соответствии с табл. А.3 [5] (или табл. А.3 приложения А ЭУМК) для колонны принимаем сталь С245 -  $f_{yd} = 230$  МПа=23 кН/см<sup>2</sup> при  $t = 4\text{--}30$  мм.

Геометрическая длина колонны за вычетом толщины настила и высоты балки на опоре

$$l = 12 + 0,7 - 0,12 - 1,5 - 0,02 = 11,06 \text{ м.}$$

При заданных закреплениях базы колонны ее расчетная длина

$$l_x = l \cdot \mu = 11,06 \cdot 0,7 = 7,742 \text{ м} \quad \text{и} \quad l_y = l \cdot \mu = 11,06 \cdot 1,0 = 11,06 \text{ мю}$$

Расчетное усилие с учетом собственного веса колонны  
 $N = 2600 \cdot 1,01 = 2626$  кН.

На первом этапе расчета примем гибкость  $\lambda_1 = 90$ , тогда

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 90 \sqrt{\frac{23,0}{20600}} = 3,0. \text{ По табл. Д.1 [5] (или табл. А.6 ЭУМК) для}$$

типа сечения  $b \quad \varphi_1 = 0,643$ .

Определим требуемые площадь сечения колонны и радиусы инерции

$$A_{cal,1} = \frac{N}{\varphi_1 f_{yd} \gamma_c} = \frac{2626}{0,643 \cdot 23 \cdot 1,0} = 177,5 \text{ см}^2:$$

$$i_{xcal} = \frac{l_x}{\lambda_1} = 774,2/90 = 8,6 \text{ см}; \quad i_{ycal} = 1106/90 = 12,3 \text{ см.}$$

Определим (с учетом табл. 9.2) расчетные высоту и ширину колонны

$$h_{cal} = i_{xcal} / \alpha_1 = 8,6 / 0,42 = 20,5 \text{ см}, \quad b_{cal} = i_{ycal} / \alpha_2 = 12,3 / 0,24 = 51,25 \text{ см}$$

По найденным величинам скомпонуем сечение колонны.

Назначим  $h = 450 \text{ мм}$ ,  $b_f = 450 \text{ мм}$  ( $h \geq b$ ).

Толщину стенки назначим из условия обеспечения ее местной устойчивости  $\bar{\lambda}_w \leq \bar{\lambda}_{uw}$  (7.3.1 [5]). Для этого из формулы (9.5) при  $\bar{\lambda}_1 = 3 > 2,0$  и  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}_1$ , определим

$$t_w \geq \frac{h_w}{(1,2+0,35\bar{\lambda}_1)\sqrt{E/f_{yd}}} = \frac{0,95 \cdot 45}{(1,2+0,35 \cdot 3)\sqrt{20600/23}} = 0,63 \text{ см}$$

Принимаем толщину стенки  $t_w = 10 \text{ мм}$ . Требуемая площадь поясов  $A_f = 177,5 - 1,0 \cdot 0,95 \cdot 45 = 134,8 \text{ см}$ , здесь высоту стенки примем равной  $0,95h$ .

Определим требуемую толщину полки

$$t_f = 134,8 / (2 \cdot 45) = 1,49 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_f = 18 \text{ мм}$ .

Принятое сечение колонны приведено на рис. IX. 2 :

$$b_f = 450 \text{ мм}, \quad t_f = 18 \text{ мм}, \quad h_w = 450 - 2 \cdot 18 = 414 \text{ мм}, \quad t_w = 10 \text{ мм.}$$

Для сечения при  $\frac{t_f}{t_w} = \frac{1,8}{1,0} = 1,8 < 3$ , условие свариваемости удовлетворяется.

2. Проверка устойчивости колонны.

Определим геометрические характеристики скомпонованного сечения:

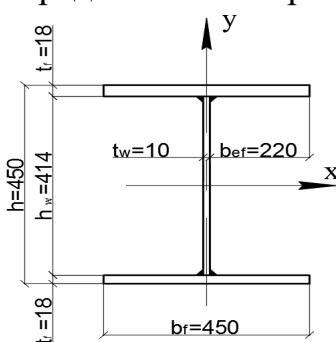


Рис. IX. 2 Сечение сплошной колонны

$$A = 2b_f t_f + h_w t_w = 2 \cdot 45 \cdot 1,8 + 41,4 \cdot 1 = 203,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{h_w + t_w}{2} \right)^2 \right) = \frac{1 \cdot 41,4^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{45 \cdot 1,8^3}{12} + \right. \\ \left. + 45 \cdot 1,8 \cdot \left( \frac{41,4 + 1,8}{2} \right)^2 \right) = 81539,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \left( \frac{t_f b_f^3}{12} \right) = \left( \frac{1,8 \cdot 45^3}{12} \right) = 27337,5 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{81539,6}{203,4}} = 20,02 \text{ см}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{27337,5}{203,4}} = 11,59 \text{ см.}$$

Определим гибкости колонны:

$$\lambda_x = \frac{774,2}{20,02} = 38,67, \quad \lambda_y = \frac{1106}{11,59} = 95,42,$$

Так как  $\lambda_y > \lambda_x$ , проверку устойчивости колонны выполняем относительно оси  $y$ - $y$ .  $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 95,45 \sqrt{\frac{23,0}{20600}} = 3,19$ . По табл. Д.1 [5] для типа сечения « $b$ » -  $\varphi_y = 0,604$ .

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса  $N_{Ed} = 2600 + (203,4 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \cdot 11,6 \cdot 1,2) = 2600 + 23,4 = 2623,4$  кН, где  $\gamma_f = 1,2$  частный коэф. по нагрузке для собственного веса колонны.

Проверка принятого сечения

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_y \cdot A \cdot f_{yd} \gamma_c} = \frac{2623,4}{0,604 \cdot 203,4 \cdot 23 \cdot 1,0} = 0,93 < 1,0.$$

т. е. устойчивость колонны обеспечена.

2. Проверим местную устойчивость полок и стенки колонны в соответствии с 9.2.1 (или 7.3[5]).

Полка. ( 7.3.8[5])

Так как  $\lambda_y > \lambda_x$ , расчет ведем по  $\lambda_y$ . Определим

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{f_{yd}/E} = \frac{(45-1) \cdot 0,5}{1,8} \sqrt{23/20600} = 0,408,$$

По табл. 10 [5])

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda} = 0,35 + 0,1 \cdot 3,19 = 0,669, \text{ здесь } \bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y.$$

Так как  $\bar{\lambda}_f = 0,408 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,669$  местная устойчивость полки обеспечена.

Стенка ( 7.3.2[5])

Определим

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_f} \sqrt{f_{yd}/E} = \frac{(45-2 \cdot 1,80)}{1,0} \sqrt{23/20600} = 1,38,$$

По табл. 9 [5])

при  $\bar{\lambda} > 2,0$ , —  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}$ , но не более 2,30 ; здесь  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_y$ .

Определим  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot 3,19 = 2,32$ ,  $\bar{\lambda}_{uw} = 2,3$ .

Так как  $\bar{\lambda}_w = 1,38 < \bar{\lambda}_{uw} = 2,3$  местная устойчивость стенки обеспечена.

Так как  $\bar{\lambda}_w = 1,38 < 2,3$ , по длине колонны конструктивно устанавливаем по две пары ребер жесткости с размерами согласно формулам (9.6) и (9.7):

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{414}{30} + 40 = 53,8 \text{ мм}; \quad t_s = 2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 55 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,67 \text{ мм.}$$

Принимаем  $b_h = 55 \text{ мм}$ ;  $t_s = 6 \text{ мм}$ .

### Пример 9.2. Подбор сечения стержня сквозной колонны

Подобрать сечение стержня сквозной колонны балочной площадки, нагруженной расчетной нагрузкой от вышележащих конструкций  $N=2900 \text{ kN}$ . (рис. IX. 3). Закрепление колонны с фундаментом жесткое в плоскости примыкания главных балок (т. е. относительно оси  $y$ ) и шарнирное относительно оси  $x$ . Высота уровня пола балочной площадки 10 м, толщина настила 0,22 м, высота главной и второстепенной балок соответственно 1,6 м и 0,396 м (I40Б1). Расчетные схемы колонны приведены на рис. IX. 3.

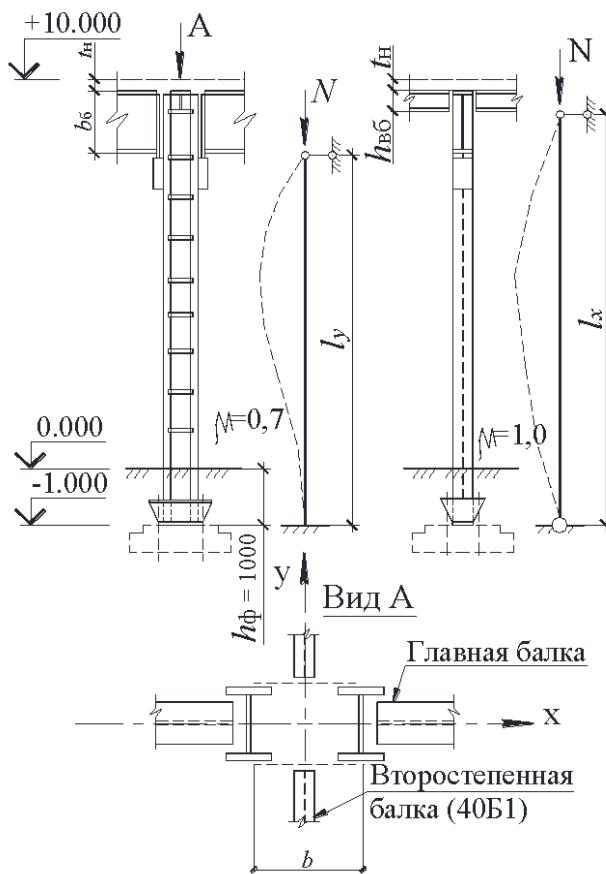


Рис. IX. 3 К определению расчетной длины сквозной колонны

1. В соответствии с табл. А.4 [5] для колонны принимаем сталь С255 Б-1 -  $f_{yd} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$  при  $t = 10-20 \text{ мм}$ . Сечение колонны из двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020.

Расчетные длины колонны относительно осей  $x$  и  $y$

$$l_x = \mu_x l = 1(10+1-0,22-0,396) = 10,384 \text{ м},$$

$$l_y = \mu_y l = 0,7(10+1-0,22-1,6-0,02) = 6,412 \text{ м},$$

2. Расчет колонны относительно оси  $x$ - $x$ .

Определим требуемую площадь сечения, задавшись гибкостью  $\lambda_1 = 70$ .

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 70 \sqrt{\frac{24,0}{20600}} = 2,39. \text{ По табл. Д.1 [5]} \varphi_1 = 0,762, \text{ тип сечения «}b\text{»}.$$

$$A_{cal,x} = \frac{N}{\varphi_1 f_{yd} \gamma_c} = \frac{2900}{0,762 \cdot 24 \cdot 1,0} = 158,6 \text{ см}^2:$$

Площадь одной ветви колонны

$$A_b = \frac{158,6}{2} = 79,3 \text{ см}^2.$$

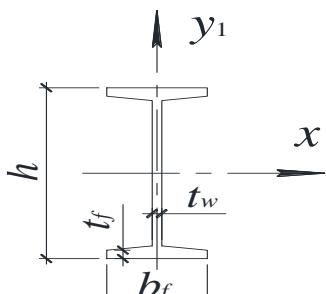


Рис. IX. 4 Сечение

двутиавра

По сортаменту для ветвей колонны принимают двутавры №45Б1 (рис. IX.4) со следующими геометрическими характеристиками:

$$h = 400 \text{ мм}, A_b = 76,23 \text{ см}^2, i_x = 18,09 \text{ см},$$

$$I_x = 24940 \text{ см}^4, i_{y1} = 3,75 \text{ см}, I_{y1} = 1073,7 \text{ см}^4,$$

$$t_f = 11 \text{ мм}, t_w = 7,8 \text{ мм}, b_f = 180 \text{ мм}.$$

Определим гибкость стержня относительно оси  $x$ - $x$

$$\lambda_x = 10,384 \cdot 100 / 18,09 = 57,4$$

$$\bar{\lambda}_x = 57,4 \sqrt{\frac{24,0}{20600}} = 1,96. \text{ По табл. Д.1 [5]} \varphi_1 = 0,832, \text{ тип сечения «}b\text{»}.$$

Уточним расчетное усилие в колонне с учетом собственного веса

$$N = 2900 + (59,8 \cdot 2 \cdot 10^{-2}(10 - 0,22 + 1) \cdot 1,2) = 2900 + 12,7 = 2912,7 \text{ кН, где } 54,7 \text{ кг/м масса 1м двутавра №40Б2.}$$

Проверка принятого сечения

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2912,7}{0,832 \cdot 152,46 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,96 < 1,0$$

Расчет колонны относительно свободной оси  $y$  (рис. IX.5). Для этого, используя формулу 9.11, определим требуемую раздвижку ветвей колонны по формуле

$$b \geq 1,3 \frac{l_y \alpha_x}{l_x \alpha_y} h = 1,3 \frac{6,412 \cdot 0,41}{10,384 \cdot 0,52} 40 = 25,317 \text{ см}$$

Так как размер  $b$  должен удовлетворять условию

$b \geq b_f + 100$  мм = 180 + 100 = 280 мм, принимаем  $b = 320$  мм.

Для объединения ветвей колонны назначаем планки размером

$d_s = (0,5 - 0,8)b = (0,5 - 0,8) \cdot 320 = 160 - 256$  мм. Принимаем  $d_s = 250$  мм.

Толщина планок

$$t_s = \left( \frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) d_s = \left( \frac{1}{15} - \frac{1}{30} \right) \cdot 250 = 16,67 - 8,33 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t_s = 11$  мм.

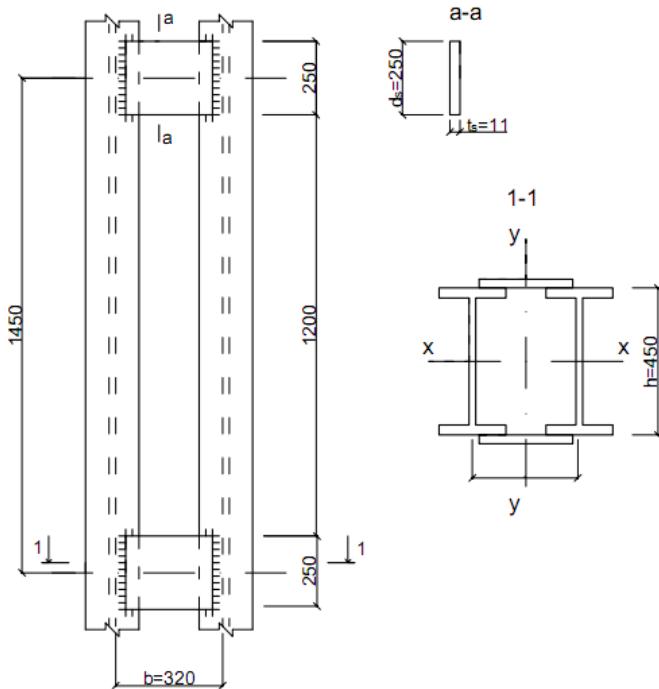


Рис. IX.5 Сечение сквозной колонны

Собственный момент инерции планки  $I_s = \frac{d_s^3 t_s}{12} = \frac{(25,0)^3 \cdot 1,1}{12} = 1443,3 \text{ см}^4$ .

Предварительно задаемся гибкостью ветви:

$$\lambda_{b1} = l_b / i_1 = 35, (\text{обычно принимают не более } 40),$$

тогда  $l_b = 35i_1 = 35 \cdot 3,75 = 131,3 \text{ см} = 1,313 \text{ м}$ .

Принимаем  $l_b = 1,2 \text{ м}$ .

Расстояние между осями планок  $l = 1,2 + 0,25 = 1,45 \text{ м}$ .

Определим геометрические характеристики сечения колонны относительно оси  $y-y$ :

$$I_x = 2 \left[ 24940 + 76,23 \left( \frac{32}{2} \right)^2 \right] = 52319,4 \text{ см} \quad i_x = \sqrt{\frac{52319,4}{2 \cdot 76,23}} = 18,5$$

Гибкость колонны относительно оси  $y-y$   $\lambda_y = 641,2 / 18,5 = 34,7$ .

Гибкость ветви колонны из плоскости ветви  $\lambda_{b1} = l_b / i_1 = 120 / 3,75 = 32$  (должно быть  $\lambda_y > \lambda_{b1}$ ).

Отношение погонных жесткостей ветви и планки

$$n = \frac{I_{b1}b}{I_s l_b} = \frac{1073,7 \cdot 32}{1432,3 \cdot 145} = 0,165 ;$$

Определим приведенную гибкость колонны (табл.8 [5] тип сечения 1)

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot (1+n) \cdot \lambda_{b1}^2} = \sqrt{34,7^2 + 0,82(1+0,165)32^2} = 46,7.$$

Так как  $\lambda_{ef} = 46,7 < \lambda_x = 61,85$ , то устойчивость колонны относительно свободной оси обеспечена.

### Пример 9.3. Расчет оголовка колонны сквозного сечения

Рассчитать оголовок сквозной колонны рис. IX.6. Сталь колонны - С245, ветви из двутавров №40 ГОСТ 8239 . Опорная реакция главной балки  $N_g=840$  кН, толщина и ширина опорного ребра главной балки соответственно равны  $t_p = 14$ мм и  $b_p = 200$ мм. Второстепенные балки выполнены из I40Б1, опорная реакция второстепенной балки  $N_b = 93$ кН. Конструкцию оголовка принять согласно рис. IX.6.

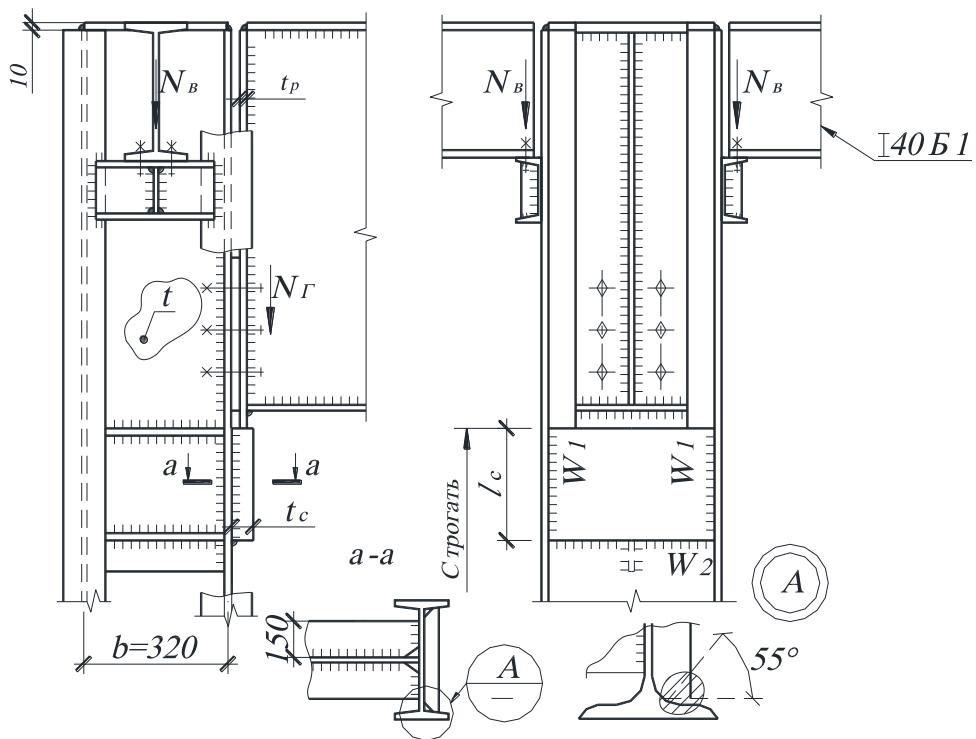


Рис. IX.6. Конструкция оголовка колонны сквозного сечения

1. Толщина опорного столика, на который опирается главная балка:

$$t_{ct} \geq t_p + 10 \text{ мм} = 14 + 10 = 24 \text{ мм.}$$

Принимаем  $t_{ct} = 25$ мм.

Приварку столика к колонне будем осуществлять полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С диаметром 1,4 мм. Сталь столика С245. Тогда в соответствии с табл. Г.1, Г.2, табл.4 и 40 [5]:  $f_{wf} = 215$  МПа,  $f_{wz} = 0,45$ ,  $f_{uk} = 0,45 \cdot 360 = 162$  МПа,  $\beta_f = 0,7$ ,  $\beta_z = 1,0$ , здесь  $f_{uk} = 360$  МПа при толщине столика 30мм.

Определяем

$$f_{wf} \beta_f = 215 \cdot 0,7 = 150,5 \text{ МПа}; \\ f_{wz} \beta_z = 162 \cdot 1,0 = 162 \text{ МПа} = 16,2 \text{ кН/см}^2.$$

Так как

$$f_{wf} \beta_f = 150,5 \text{ МПа} < f_{wz} \beta_z = 162 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов ведем по металлу шва.

Столик целесообразно приваривать к ветви колонны по трем сторонам. Нижний шов W2 выполняем высотой  $k_f = 10$  мм, так как при толщине стенки ветви колонны  $t_w = 8,3$  мм и при толщине столика  $t_{ct} = 25$  мм минимальная величина катета шва согласно табл. 39[5]  $k_{f,min} = 10$  мм, а максимальный  $k_{f,max} = 1,2t_{min} = 1,2t_w = 1,2 \cdot 8,3 = 10$  мм.

Учитывая, что стенка тонкая шов W2 примем в запас прочности.

Для швов W 1 приварки столика к полкам принимаем  $k_f = 14$  мм, так как толщина полки ветви колонны, к которой будет привариваться опорный столик,  $t_f = 13$  мм. Тогда длина опорного столика

$$l_c = \frac{1,3N_r}{2\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{1,3 \cdot 840}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 21,5 \cdot 1 \cdot 1} + 1,0 = 25,9 + 1 = 26,9 \text{ см}$$

Принимаем  $l_c = 270$  м.

Для качественной приварки столика к полкам ветвей колонны выполняем разделку его кромок в соответствии с рис. IX6, узел A.

Для усиления стенки ветвей колонны по всей высоте оголовка устанавливаем вертикальное ребро толщиной  $t = 8$  мм. В зоне приварки столика устанавливаем парные поперечные ребра жесткости с размерами  $150 \times 8$  мм. Их прикрепление к ветвям колонны осуществляют сварными швами с высотой катета  $k_f = 6$  мм.

Второстепенную балку опираем на столик, выполненный из швеллеров, сталь С245. Номер швеллера определяем из условия работы столика на изгиб:

$$M_{ct} = \frac{1,3N_b l}{4} = \frac{1,3 \cdot 93 \cdot 0,32}{4} = 9,672 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$W_{cal} = \frac{9,673 \cdot 10^2}{23 \cdot 1} = 42 \text{ см}^3$$

По сортаменту принимаем швеллер № 16 с  $W_x = 61,16 \text{ см}^3$  и  $t_w = 4$  мм.

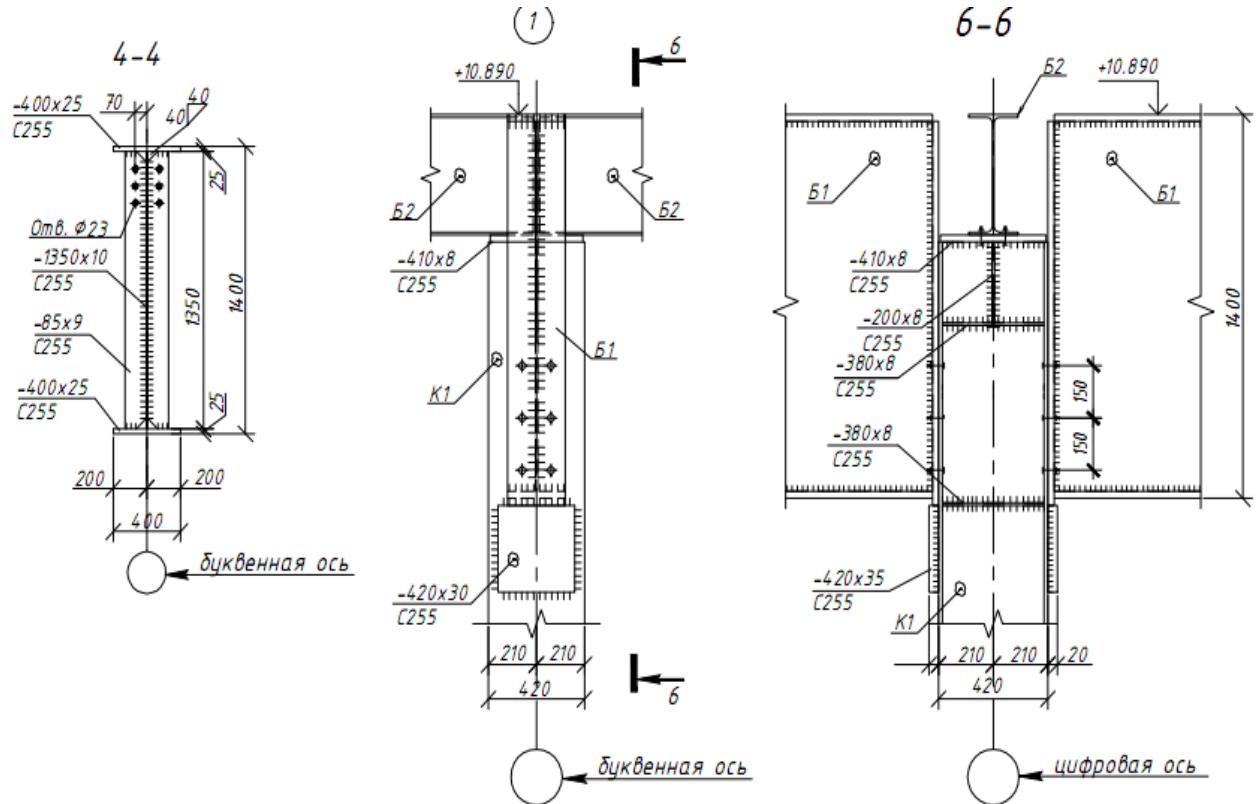
Высоту катета сварного шва, прикрепляющего столик к ветви колонны, рассчитаем по формуле

$k_f = \frac{1,3N_6}{2\beta_z l_w f_{wz} \gamma_c} = \frac{1,3 \cdot 93}{2 \cdot 1,0 \cdot 16 \cdot 13,725 \cdot 1 \cdot 1} = 0,27$  см = 2,7 мм, принимаем  $k_f = 4$  мм,  
где  $l_w = h = 16$  см, так как концевые участки швов выведены на полки швеллера;  $h$  – высота швеллера.

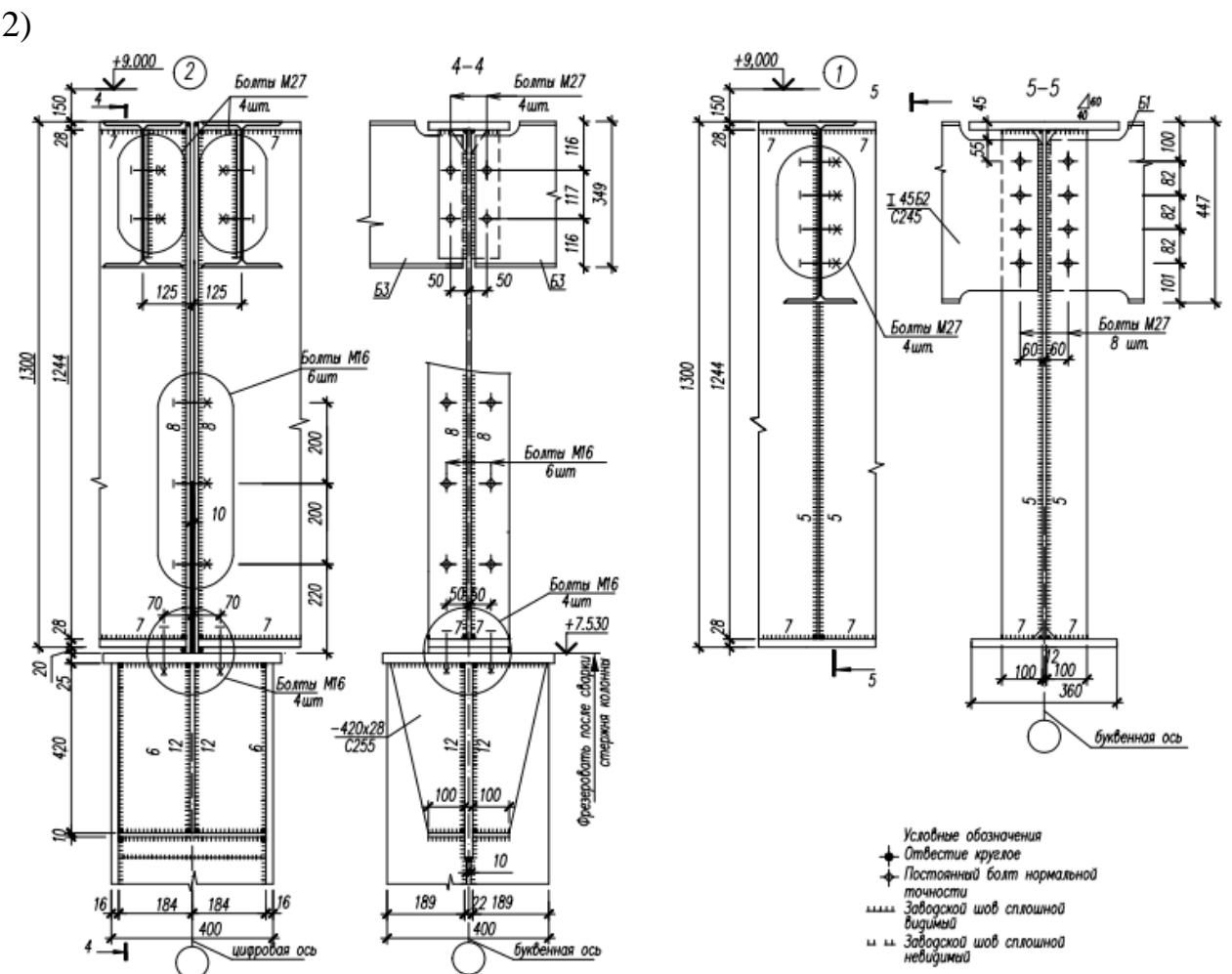
### Пример 9.10 Некоторые конструктивные решения узлов сопряжения балок с колоннами

#### Средний ряд колонн балочной площадки

1)



Вариант опирания балок настила Б2 сверху на колонну К1, балки Б1 сбоку;  
4-4- приведено как решается конструкция ребер жесткости ГБ.



**Узел2.** Вариант опиравания балок настила БЗ на дополнительные ребра рядом с опорным ребром ГБ .

Балки Б3 отступают от оси обычно (рекомендуется) не менее, чем на 200 мм (на чертеже 125мм). Балки Б3 надо рассчитать, т.к нагрузка на нее меньше, чем на средние балки.

**Узел.1.** Опиране средних балок настила Б1 на поперечные ребра ГБ .

## **Раздел X. ФЕРМЫ**

## Тема 10.1. Классификация, компоновка, типы ферм, расчет ферм

Стальные фермы широко применяются в покрытиях промышленных и гражданских зданий, ангаров, вокзалов, мостах, транспортных галерей, граней башен и мачт. Фермы по сравнению с балками экономичнее по

расходу материала, можно придать любое очертание, они относительно просты в изготовлении.

### 10.1.1. Общая характеристика ферм

Ферма - это плоская, геометрически неизменяемая конструкция, состоящая из отдельных прямолинейных стержней, работающая на изгиб как и балка. Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, между которыми располагаются элементы решетки - раскосы и стойки (см. рис. 10.1).

В зависимости от нагрузок и типа сечений фермы подразделяются на легкие и тяжелые. Легкие фермы проектируют из одиночных и парных уголков, круглых и гнутосварных профилей (ГСП), тавров; тяжелые – из двутавров и мощных труб.

Основными геометрическими параметрами ферм являются: пролет ( $l$ ), расстояние между узлами верхнего пояса - размер панели ( $l_n$ ), уклон верхнего пояса ( $i$ ) и высота фермы на опоре ( $h_{оп}$ ).

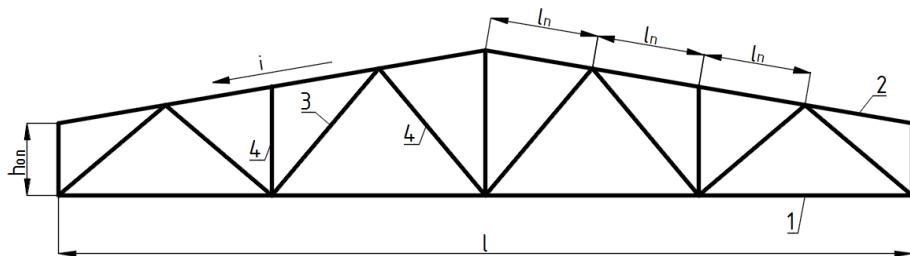


Рис. 10.1. Ферма: 1- нижний пояс; 2- верхний пояс; 3-раскосы; 4- стойки.

На рис. 10.2 приведена классификация ферм по очертанию. Для круто уклонных кровель используются фермы треугольного очертания. К их недостаткам можно отнести следующие: сопряжение с колонной может быть только шарнирным; в средней части раскосы получаются чрезмерно длинными и их сечение приходится часто назначать по предельной гибкости, т.е. прочность металла в них недоиспользуется. Кроме того, очертание треугольных ферм не в полной мере соответствует эпюре изгибающих моментов, которая при равномерной нагрузке будет очерчена по квадратной параболе.

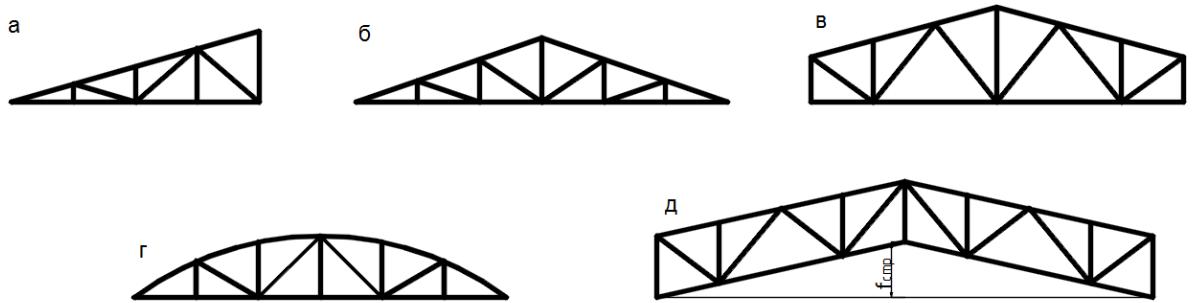


Рис. 10.2. Очертания ферм: а, б- треугольное; в- трапецидальное; г- полигональное; д- с параллельными поясами.

Трапецидальные фермы являются наиболее распространенными, они в лучшей степени соответствуют эпюре моментов и лишены недостатков, указанных для треугольных ферм. Полигональные фермы в еще большей степени соответствуют эпюре изгибающих моментов. Однако, при этом увеличивается количество переломов верхнего пояса, т.е. верхний пояс собирается из большего количества элементов. Увеличение количества сборочных элементов существенно увеличивает трудоемкость изготовления. Фермы полигонального очертания находят применение преимущественно для пролетных строений мостов. Преимуществами ферм с параллельными поясами являются одинаковые углы наклона раскосов (т.е. узлы собираются по одному шаблону) и одинаковые длины элементов решетки.

Для большинства ферм нижний пояс при отсутствии нагрузки имеет прямолинейное очертание. Однако, в некоторых случаях, нижний пояс может иметь обратный выгиб, называемый строительным подъемом (см. рис. 10.2 д). Строительный подъем компенсирует прогиб фермы под нагрузкой и предусматривается обычно для ферм пролетом более 30 м и для ферм с плоской кровлей. В первом случае, значение строительного подъема принимается равным прогибу фермы от постоянных и длительных нагрузок, а во втором случае - прогибу фермы от всех нагрузок плюс 1/200 пролета.

*Типы решеток*, используемых в фермах, приведены на рис. 10.3. Треугольный тип решетки состоит из одних только раскосов, которые работают и на растяжение, и на сжатие. Количество раскосов равно удвоенному количеству панелей верхнего пояса. Поскольку элементы решетки воспринимают поперечную силу, то усилие в них будет тем меньше, чем больше угол между раскосом и горизонталью. Преимуществом второго типа решетки (треугольной со стойками) является уменьшение количества элементов. Если в первом случае для шестипанельной фермы ( $l = 18$  м) количество элементов решетки (без опорных стоек) равно 12, то во втором

(при одинаковом количестве панелей) только 8. Преимуществом раскосной решетки (см. рис. 10.2 в) является то, что здесь длинные элементы (раскосы) работают на растяжение, а короткие (стойки) - на сжатие. При восходящем направлении - раскосы сжаты, а стойки растянуты. Кроме того, раскосная решетка так же, как и треугольная, обладает большой жесткостью и поэтому применяется при больших поперечных силах и при небольшой высоте ферм. Оптимальный угол наклона для треугольной решетки –  $45^\circ$ , для подкосной –  $35^\circ$ .

Решетки, изображенные на рис. 10.3 г, д, е, ж, относятся к специальным. Шпренгельная используется для уменьшения расстояния между узлами верхнего пояса, например, при внеузловой нагрузке, вторая - при нагрузке переменной направленности (например, ветровой). Полураскосная (треугольная) и ромбическая решетки обладают повышенной жесткостью и поэтому используются в конструкциях с небольшими поперечными размерами (в башнях, мачтах, опорах ЛЭП).

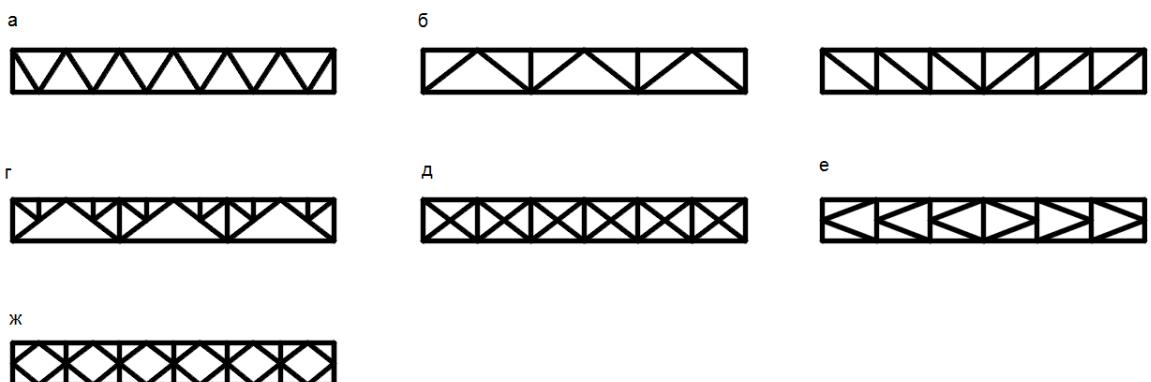


Рис. 10.3. Типы решёток ферм: а- треугольная; б- треугольная со стойками; в- раскосная; г- шпренгельная; д- крестообразная; е- полураскосная; ж- ромбическая.

При реальном проектировании высота ферм ограничивается транспортными соображениями за исключением ферм, сборка которых осуществляется на монтажной площадке. При проектировании также следует учитывать требования унификации, стандартизации и вид ограждающих элементов покрытия.

### 10.1.2. Определение усилий в стержнях ферм

Расчет ферм начинается с определения нагрузок. Нагрузки на ферму могут быть равномерно распределенными (от собственного веса покрытия, снега, ветра) и сосредоточенными, приложенными к верхнему и нижнему поясу. Снеговую нагрузку на ферму необходимо учитывать как распределенную по всему пролету, так и на половине пролета (слева и

справа), этот случай может иметь место при очистке снега. (см. рис. 10.4). При нагрузке на половине пролета напряженное состояние средних раскосов может оказаться более неблагоприятным, чем при нагрузке по всему пролету. При расчете ферм следует также учитывать опорные моменты, если сопряжение ферм с колоннами жесткое.

От внешней нагрузки в стержнях ферм возникают осевые усилия (растяжение или сжатие), а также изгибающие моменты. При определении осевых усилий узлы ферм считаются шарнирными, а вся нагрузка приводится к узловой, включая опорные моменты при жестком сопряжении фермы с колонной, которые заменяются парой горизонтальных сил, приложенных к опорным узлам фермы. Осевые усилия могут быть определены либо аналитически (вырезанием узлов или методом сечений), либо графически (построением диаграммы Максвелла-Кремоны). Усилия в стержнях ферм определяются раздельно от каждой нагрузки. Далее составлением расчетных сочетаний нагрузок определяют расчетные усилия для подбора сечений стержней фермы.

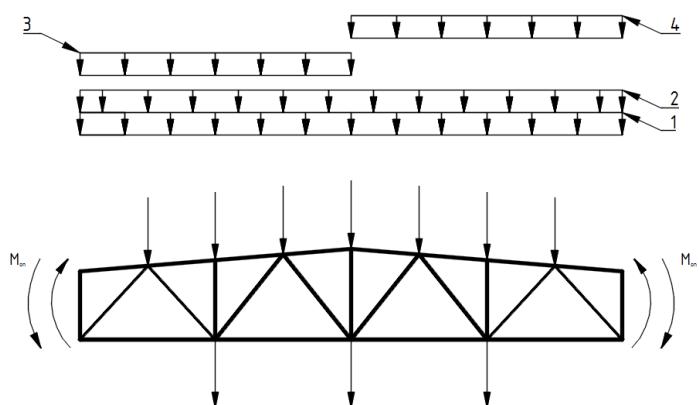


Рис. 10.4. Нагрузки действующие на ферму: 1-нагрузка от собственного веса покрытия; 2- суговая по всему пролёту; 3- суговая на левой половине пролёта; 4- суговая на правой половине пролёта.

Изгибающие моменты в стержнях ферм определяются при наличии внеузловой нагрузки, эксцентричности в узлах (оси стержней в узле не пересекаются в одной точке), а также, если поперечная жесткость стержней в плоскости фермы превышает предельные значения. Изгибающие моменты от внеузловой нагрузки на верхний или нижний пояс фермы могут быть определены как для неразрезной балки на упруго проседающих опорах, где опорами являются узлы фермы. Появление изгибающих моментов от эксцентрикитетов в узлах ферм следует исключать на стадии

конструирования: оси стержней в узлах должны пересекаться в одной точке. Неизбежность появления эксцентрикитетов в узлах может быть обусловлена только в стыках поясов (см. рис. 10.5), из-за профилей разных размеров. При наличии эксцентрикитета изгибающий момент в этом узле будет равен:  $M = N_2 \cdot e$ . Этот момент допускается распределять между стержнями в данном узле, прямо пропорционально их погонным жесткостям, например, для стержня №1:

$$M_1 = M \cdot i_1 / \sum i_i,$$

где  $M_1$  - часть момента, приходящаяся на стержень №1;  $i_1$  - погонная жесткость этого стержня;  $\sum i_i$  - сумма погонных жесткостей стержней в данном узле. Погонная жесткость здесь определяется делением момента инерции сечения стержня в плоскости фермы на длину стержня. Узловые эксцентрикитеты допускается не учитывать, если отношение эксцентрикитета к высоте сечения пояса не превышает 1.5% высоты пояса.

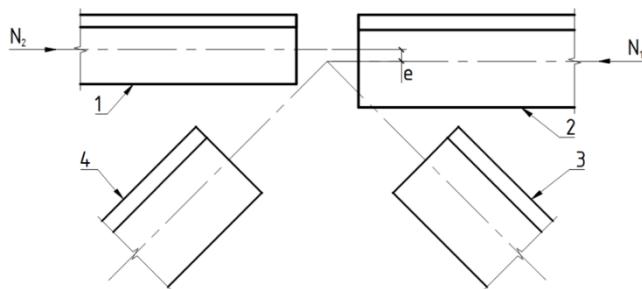


Рис. 10.5. Эксцентрикитет в месте стыка поясных стержней.

Изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов ферм, учитываются только для тяжелых ферм со стержнями из двутавров и труб при отношении высоты их сечения (размер в плоскости фермы) к его длине большей 1/10. Однако, как показывают экспериментальные исследования, изгибающие моменты, возникающие из-за жесткости узлов, не оказывают существенного влияния на напряженно-деформированное состояние стержней фермы.

### 10.1.3. Типы сечений стержней

Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм приведены на рис. 10.6.

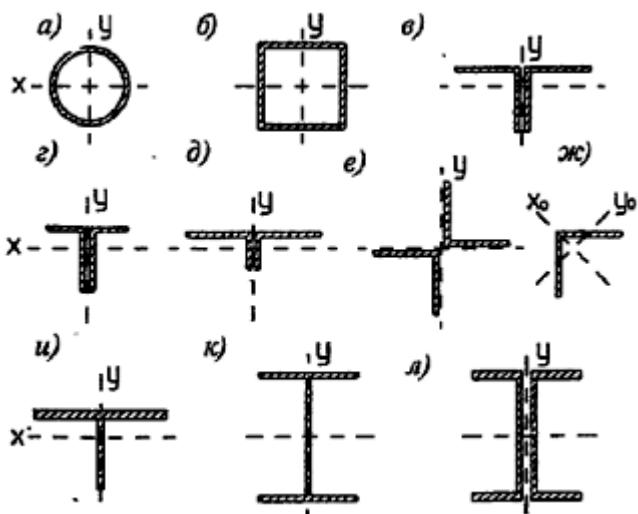


Рис. 10.6. Типы сечений элементов ферм

Наиболее распространенным сечением стержней ферм является сечение из двух уголков (см. рис. 10.6 в)-е). Такое сечение удобно при конструировании узлов и позволяет варьировать радиус инерции в плоскости и из плоскости фермы, используя равнополочные или неравнополочные уголки. Однако, сечения из двух уголков имеют ряд недостатков: большая часть металла концентрируется у центра тяжести сечения, поэтому геометрические характеристики, например радиус инерции, получаются не наибольшими при данной площади поперечного сечения, что влечет за собой увеличение расхода металла для сжатых стержней.

Сечения стержней из круглых и прямоугольных труб (см. рис. 10.6, а), б) полностью свободны от недостатков сечений из уголков: металл не концентрируется у центра тяжести сечения, количество сборочных деталей в узле и поверхность для окраски минимальные. Однако, узлы ферм из труб следует проверять на вырывание или продавливание, что может потребовать увеличение поперечного сечения стержней по сравнению с расчетом на растяжение или сжатие. Фермы с такими стержнями наиболее экономичны по расходу материала (экономичнее на 20-30%, чем фермы из парных уголков).

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.6, и) позволяет значительно упростить узлы фермы. Уголки раскосов и стоек можно приваривать к стенке тавра. Это уменьшает количество сборочных деталей и снижает трудоемкость изготовления.

При относительно небольших усилиях стержни фермы можно выполнять из одиночных уголков (рис. 10.6, ж), уменьшается количество

сборочных деталей и существенно снижает объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков.

Для ферм, пояса которых воспринимают помимо осевых усилий изгибающие моменты (внеузловые нагрузки), рационально сечение из дутавра или двух швеллеров (рис. 10.6, к, л)).

#### 10.1.4. Определение расчетных длин стержней ферм

Для ферм различают расчетные длины в плоскости ( $l_x$ ) и из плоскости фермы ( $l_y$ ). Значение расчетной длины определяется, прежде всего, расстоянием между точками, закрепленными от смещений. Для раскосов и стоек такими точками в плоскости и из плоскости фермы являются геометрические центры узлов. Тоже для стержней поясов, но только в плоскости фермы. Из плоскости такими точками для стержней поясов являются узлы, закрепленные с помощью других конструктивных элементов (прогонов, связей, плит покрытия).

Другим фактором, определяющим значение расчетной длины, является жесткость узлового соединения стержней, зависящая от сечения и конструктивного решения узла. Жесткость узлового соединения в плоскости фермы зависит еще в большей степени, от количества и мощности растянутых элементов, примыкающих к данному узлу, т.к. именно, растянутые элементы препятствуют повороту узла в плоскости фермы (относительно оси "x"). Так в фермах с узловыми фасонками (из парных уголков) расчетная длина в плоскости фермы для промежуточных раскосов и стоек равна  $0,8 l$ , а в фермах из труб -  $0,8 l$ .

В общем случае расчетная длина стержня определяется

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (10.1)$$

где  $\mu$  - коэффициент приведения к расчетной длине, зависящий от способа закрепления концов стержня;  $l$  - геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов). В табл. 10.1 приведены расчетные длины элементов для наиболее распространенных случаев плоских ферм.

Таблица 10.1 Расчетные длины элементов ферм

Направление потери устойчивости	Расчетная длина $l_{ef}$	
	поясов, опорных раскосов и стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 1,б б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$l$	$0,8l$
2. Из плоскости фермы: а) для ферм, кроме указанных в поз. 2,б б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	$l_1$	$0,9l_1$

П р и м е ч а н и е.  $l$  - геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов);  $l_1$  - расстояние между центрами узлов, закрепленных от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, связями, плитами покрытия и т.д.).

При переменном усилии по длине стержня, как это показано на рис. 10.7, его расчетная длина определяется по формуле:

$$l_y = (0.75 + 0.25 \cdot N_2/N_1) \cdot l_1, \quad (10.2)$$

где  $N_1 > N_2$ . Формула 10.2 действительна при равной длине панелей.

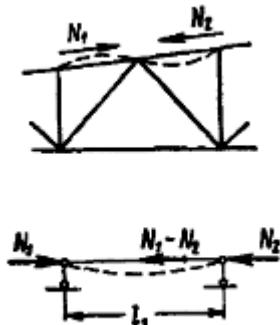


Рис. 10.7. К определению расчётной длины стержня с переменным осевым усилием.

### 10.1.5. Предельные гибкости элементов ферм

Элементы ферм следует проектировать, как правило, из жестких стержней. Особенno это важно для сжатых элементов, предельное состояние которых определяется потерей устойчивости. Поэтому для сжатых элементов ферм в отечественных правилах, в отличии от зарубежных, установлены требования по предельной гибкости.

Предельная гибкость  $\lambda_u$  для сжатых элементов ферм и связей зависит от назначения стержня и степени его загруженности. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ , для других -

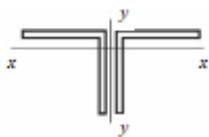
$\lambda_u = 210 - 60\alpha$ , где  $\alpha = N_{Ed}/(\varphi A f_{yd} \gamma_c)$  – коэффициент, принимаемый не менее 0,5;  $N$  - расчетное усилие,  $\varphi A f_{yd} \gamma_c$  - несущая способность элемента.

Растянутые стержни также не должны быть слишком гибкими, особенно при воздействии динамических нагрузок, которая может вызвать, например, вибрацию элементов нижнего пояса. Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других элементов – 350.

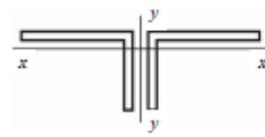
Значения предельных гибкостей сжатых и растянутых стержней ферм приведены в табл. 33 и 34 [5].

#### 10.1.6. Подбор сечений стержней ферм

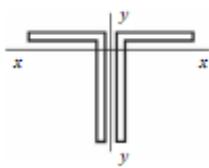
**Фермы из уголков.** При расчете стержней фермы необходимо стремиться, чтобы для подобранных сечений была обеспечена прочность и устойчивость, гибкость не превышала предельных значений, и степень запаса прочности была минимальной (условие экономии материала). Кроме того пояса фермы (особенно нижнего растянутого) обладали достаточной жесткостью из плоскости, необходимой при изготовлении, транспортировке и особенно при монтаже фермы. С учетом этого рекомендуются следующие типы сечений элементов фермы из спаренных уголков:



в сжатых поясах, раскосах и стойках, а также в остальных элементах при прочих равных условиях;



в растянутых поясах, в сжатых поясах под фонарями, в длинных раскосах при шпренгельной решетке;



в опорных раскосах;



в коньковых стойках фермы

Толщину фасонок (расстояние между двумя уголками) определяют по величине расчетного усилия в опорном раскосе в соответствии с рекомендациями таблицы 10.1а:

Таблица 10.1а Рекомендуемые толщины фасонок

Усилие $N_p$ , кН	До 150	160–250	260–400	410–600	610–1000	1010–1400
Толщина, мм	6	8	10	12	14	16

**Растянутые стержни фермы.** Сечение растянутых стержней фермы определяют из условия

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}\gamma_c}$$

где  $A_{cal}$  – требуемая площадь сечения;

$f_{yd}$  - расчетное значение предела текучести стали;

$\gamma_c$  – частный коэффициент условия работы, принимают по табл Б.1[5].

По площади сечения  $A_{cal}$  определяют площадь одного уголка и по сортаменту принимают соответствующий размер профиля, у которого общая площадь  $A$  должна быть несколько больше расчетной. При выборе уголков из сортамента предпочтение необходимо отдавать уголкам с более развитым сечением и с меньшей толщиной полки, минимальный уголок принимается 50x5.

Проверку принятого сечения проверяют по формуле

$$\frac{N}{Af_{yd}\gamma_c} \leq 1, \quad (10.3)$$

где  $A$  – площадь сечения двух уголков.

### **Сжатые стержни фермы.**

Сечения сжатых стержней определяют из условия устойчивости.

Для сжатых стержней из парных уголков вначале задаются гибкостью в пределах  $\lambda_1 = 70...100$  для поясов, опорных раскосов и стоек и  $90...120$  для прочих элементов решетки. Определяют условную гибкость  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ .

Затем определяют для рассматриваемого стержня требуемые площадь поперечного сечения (2-х уголков) и радиусы инерции

$$A_{cal} = \frac{N}{\varphi_1 f_{yd}\gamma_c}, \quad i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_1}, \quad i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_1}, \quad (10.4)$$

где  $\varphi_1$  - коэффициент устойчивости при центральном сжатии определяют по  $\bar{\lambda}_1$  по табл.Д.1 [5] ( $\bar{\lambda}_1 = \bar{\lambda}$ ) для типа сечения «с»;

$\gamma_c$  - коэффициент условия работы, принимают по табл. Б.1 [5], где для сжатых элементов решетки (кроме опорных)  $\gamma_c = 0,8$  при  $\lambda > 60$ .

По сортаменту подбирают сечение, чтобы площадь сечения из парных уголков  $A \approx A_{cal}$ , радиусы инерции стержня  $i_x \approx i_{x,cal}$  и  $i_y \approx i_{y,cal}$ . Для определения  $i_y$  толщину фасонки принимают по расчетному усилию в опорном раскосе в соответствии с таблицей 10.1а. После подбора сечения определяют гибкость принятого сечения в плоскости и из плоскости фермы

$$\lambda_x = l_x/i_x, \quad \lambda_y = l_y/i_y.$$

По наибольшей из них гибкости  $\lambda_{max}$ , определяют условную гибкость

$\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max}\sqrt{f_{yd}/E}$  и по табл. Д.1[5] ( $\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}$ ) для сечения типа «с» по интерполяции определяют  $\varphi_{min}$ .

Проверка устойчивость сечения по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{min} A f_y \gamma_c} \leq 1. \quad (10.4)$$

Отношение величин в формуле должно быть близким к 1 ( $\leq 1,0$ ). В случае если это условие не соблюдается, уточняют сечение и повторно его проверяют.

Кроме проверки прочности и устойчивости стержней необходимо, чтобы гибкость стержней  $\lambda_x$  и  $\lambda_y$  была меньше предельной  $\lambda_u$  (табл. 33, 34[5]). Для растянутых стержней при статической нагрузке предельная гибкость равна 400, а при динамической нагрузке для опорных раскосов и стоек – 250 и других – 350. Для сжатых элементов фермы: поясов, опорных раскосов и стоек –  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$ , для других –  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ , где  $\alpha = N_{Ed}/(\varphi A f_{yd} \gamma_c)$  – коэффициент, принимаемый не менее 0,5 до 1,0).

#### 10.1.7. Расчет стержней по предельной гибкости

Ряд стержней легких ферм имеют незначительные усилия и, следовательно, небольшие напряжения. К таким стержням обычно относятся раскосы в средних панелях ферм, дополнительные стойки в треугольной решетке, элементы связей и т. п. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости.

Зная расчетные длины стержня  $l_x$  и  $l_y$  и значение предельной гибкости  $\lambda_u$  (обычно при  $\alpha = 0,5$ ) определяют требуемые радиусы инерции  $i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_u}$  и  $i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_u}$  и по ним подбирают сечение так, чтобы радиусы инерции были близки к требуемым значениям. Сечения уголков должны быть развитыми с минимальной толщиной полок.

Проверку устойчивости, затем, выполняют по формуле (10.4).

### Тема 10.2. Конструкция, работа и расчет узлов и деталей ферм

Конструирование ферм следует начинать с вычерчивания осевых линий, образующих геометрическую схему конструкции. Затем на чертеж наносят контуры стержней так, чтобы осевые линии совпадали с центрами тяжести сечений. Для уголков, тавров привязки осей округляют до 5 мм. В фермах с болтовыми соединениями оси следует привязывать по рискам. Не забудьте, что если расцентровка стержней в узлах превышает  $0,015h$ , где  $h$  – высота сечения элемента, то при расчете необходимо учесть дополнительный

узловой момент (см. рис. 10.5). Конструктивное решение узлов ферм зависит, прежде всего, от вида используемых профилей.

**10.2.1. Фермы из парных уголков.** На рис. 10.8. изображены узлы фермы со стержнями из спаренных уголков с опиранием на верхний пояс прогонов или сборных железобетонных плит покрытия.

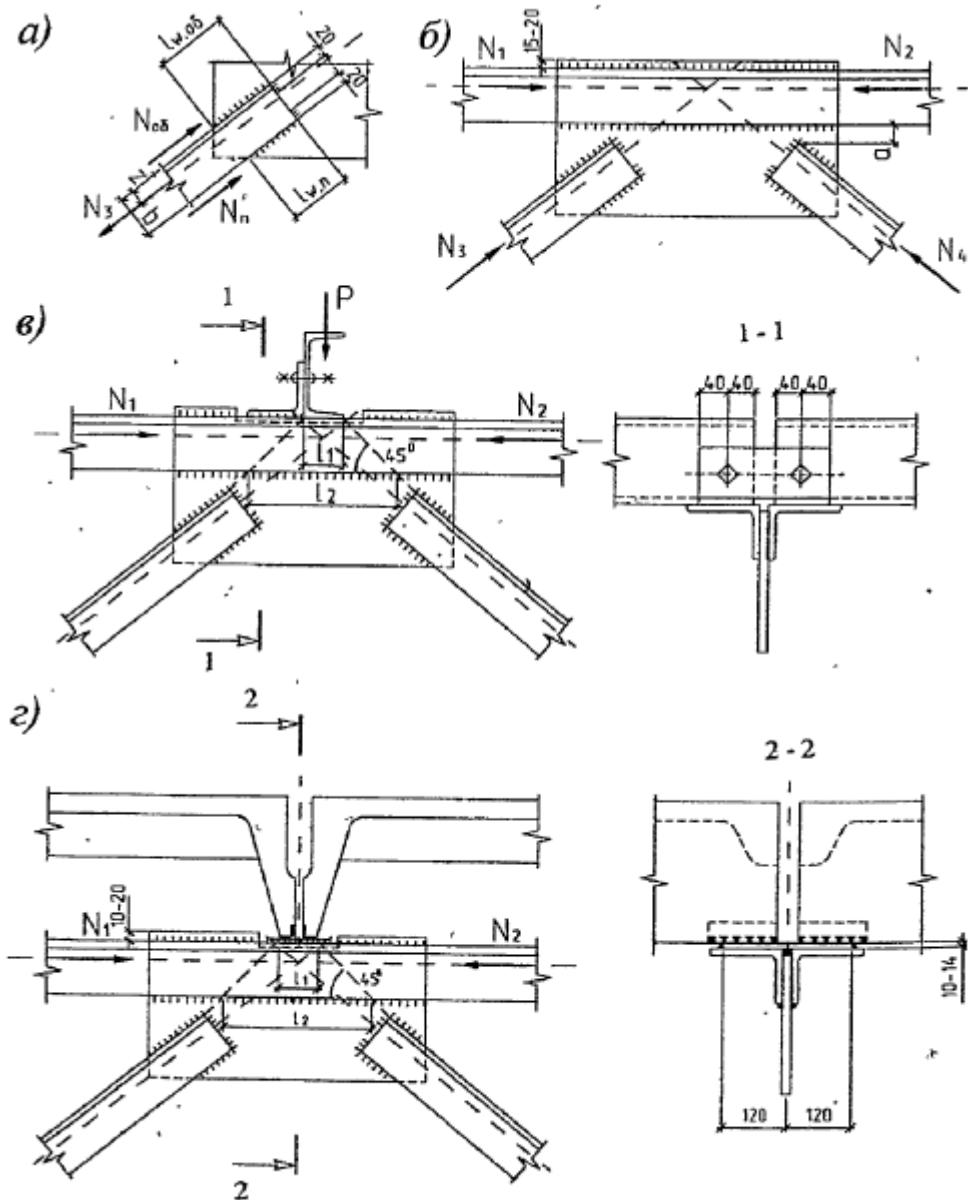


Рис.10.8. Узлы ферм из парных уголков: а – крепление раскоса к фасонке; б – промежуточный узел; в, г – опирание прогонов и плит

При конструировании этих узлов, также как и узлов из других профилей следует стремится к тому, чтобы оси сопрягаемых стержней пересекались в одной точке узла. Резку стержней решетки производят нормально к оси стержня. Фермы с сечением из парных уголков требуют большое количество

сборочных деталей, например для сборки узла, изображенного на рис. 10.8 в), требуется семь сборочных деталей, что увеличивает трудозатраты и объемы сварочных работ; большая поверхность для окраски и трудоемкость возобновления окраски между уголками, что существенно снижает коррозионную стойкость конструкции.

Для снижения влияния сварочных напряжений расстояние между сопрягаемыми уголками (размер "а", рис. 10.8,б) принимают не менее  $6t_f - 20$  мм (обычно принимают не менее 40-50мм), но и не больше 80 мм. Здесь " $t_f$ " - толщина фасонки, назначаемая по наибольшему усилию в опорном стержне решетки (см. таблицу п.10.1.6.). Размеры фасонок определяются длинами сварных швов, прикрепляющих уголки решетки к фасонке. Усилие в элементе (рис.10.8, а) определяют:

$$N_{ob} = \frac{N_1(b-z_0)}{b} = \alpha_1 N_1 \text{ и } N_p = \frac{N_1 z_0}{b} = \alpha_2 N_1, \quad (10.5)$$

где  $b$  - ширина полки уголка;  $z_0$  – расстояние от центра тяжести уголка до его обушка. Значение  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  в зависимости от типа уголков приведены в табл. 10.2.

Таблица 10.2. Распределение усилий между швами по обушку и перу

Тип сечения	$\alpha_1$	$\alpha_2$
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,65	0,35

Сварные швы, прикрепляющие поясные уголки к фасонке, рассчитываются на равнодействующее усилие равное (рис.10.8,в):

$$N_{Ed} = \sqrt{P^2 + (N_2 - N_1)^2}, \quad (10.6)$$

где  $N_2 > N_1$ - расчетные усилия в стержнях.

При расчете сварных швов рекомендуется использовать катеты швов по обушку на (2 – 4) мм больше, чем по перу, с учетом того, что катет шва по обушку  $k_{f,max} = 1,2t_{min}$  и по перу -  $k_{f,max} = 0,9t_p$ , где  $t_{min}$  - меньшая из толщин листа фасонки и полки уголка  $t_p$ ;  $k_{f,min}$  - принимается с учетом табл.39 [5].

Учитывая сложное напряженное состояние в фасонках, а также концентрацию сварочных напряжений в сварных швах, рекомендуется сталь для фасонок принимать как для конструкций 1-ой группы (применение сталей С235 и С245 не допускается).

На рис.10.9 приведены конструкция узлов ферм с изменением сечения по длине поясов. Стык поясов выполняют со стороны узла с меньшим усилием в поясах.

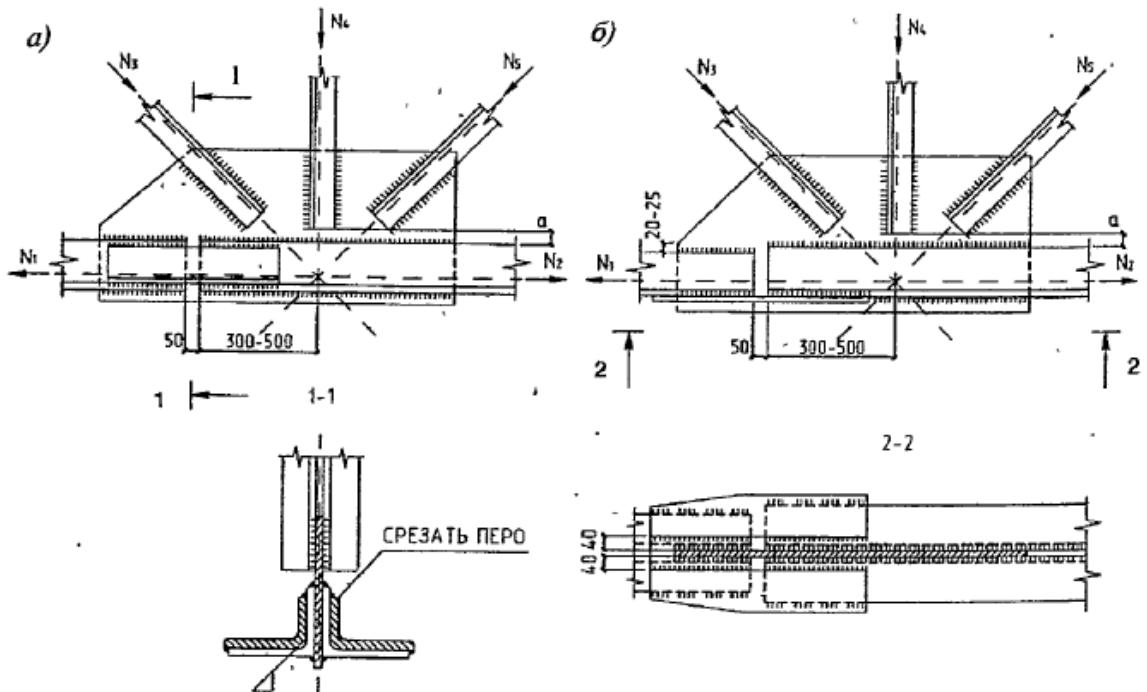


Рис. 10.9. Узлы ферм с изменением сечения: а – с уголковыми накладками; б – с листовыми накладками.

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из уголков (рис.10.9, а) (при одинаковой толщине уголков поясов) или листовых накладок (рис. 10.9, б).

Уголки принимаются того же калибра, что и поясные, но в них срезается обушок и полка уголка. Уменьшение его площади компенсируется фасонкой.

Площадь сечения накладок должна быть не менее площади сечения полок поясных уголков стыкуемых элементов. За пределы уголков накладки выступают не менее чем на 20 мм и отступают от фасонки не менее чем на 40мм. Стык выносится за пределы узла на 300 – 500 мм.

Расчетстыка (рис. 10.9,б) можно выполнять по упрощенной методике. Для этого определяют напряжение в стыке:

$$\sigma_{ct} = 1,2N_1/A_{yc} \leq f_{yd}\gamma_c, \quad (10.7)$$

где  $A_{yc} = 2A_h + 2t_\phi b$  - условная расчетная площадь, равная сумме площадей накладок и части площади фасонки высотой  $2b$  ( $b$  - ширина

полки уголка, рис.10.9,б). Расчет сварных швов прикреплений накладки ведут на усилие

$$N_h = A_h \sigma_{ct}. \quad (10.8)$$

Швы, прикрепляющие уголки пояса к фасонке, выполняют на расчетные усилия в поясах за вычетом усилия, передаваемого с уголка на уголок накладкой: соответственно слева и справа стыка уголков -  $1,2N_1 - 2N_h$  и  $1,2N_2 - 2N_h$ , но не меньше чем на усилия  $1,2N_1/2$  и  $1,2N_2/2$ . Узловые фасонки выступают за обушки на 15-20 мм.

Чтобы сечения элементов ферм из двух уголков работали как единый стержень, эти уголки соединяют между собой прокладками шириной 60-80 мм, толщиной равной толщине фасонки. Устанавливают прокладки по длине сжатых стержней на расстоянии  $l \leq 40i$ , по длине растянутых стержней  $l \leq 80i$ , где  $i$  - радиус инерции уголка относительно главной оси, параллельной плоскости расположения прокладок, причем между узлами должно быть не менее двух прокладок.

### **Укрупнительные узлы ферм**

Фермы больших пролетов перевозят на строительную площадку в виде отправочных марок (двух полуферм, иногда и меньшими частями). На строительной площадке из них собирают единую ферму. Укрупнительные или монтажные узлы, выполняемые на строительной площадке, должны быть простыми в выполнении и надежными в работе.

На рис. 10.10 показан наиболее технологичный в изготовлении монтажный узел с листовыми накладками. Так же, как и в промежуточных заводских узлах с листовыми накладками, пояса рекомендуется рассчитывать на усилие  $1,2N_p$  ( $N_p$  - усилие в поясе).

Горизонтальные накладки принимают толщиной не менее толщины полки уголка, выступают накладки за пределы уголков не менее чем на 20 мм. Вертикальные накладки по фасонкам выполняют толщиной равной толщине фасонки, высотой не менее  $2b$  ( $b$  – ширина полки уголка) и шириной обычно не менее 180 мм.

Расчет стыка выполняется аналогично расчету заводского стыка в месте изменения сечения поясов.

Другие типы укрупнительных стыков с уголковыми накладками на болтах приведены в [1, 2, 3].

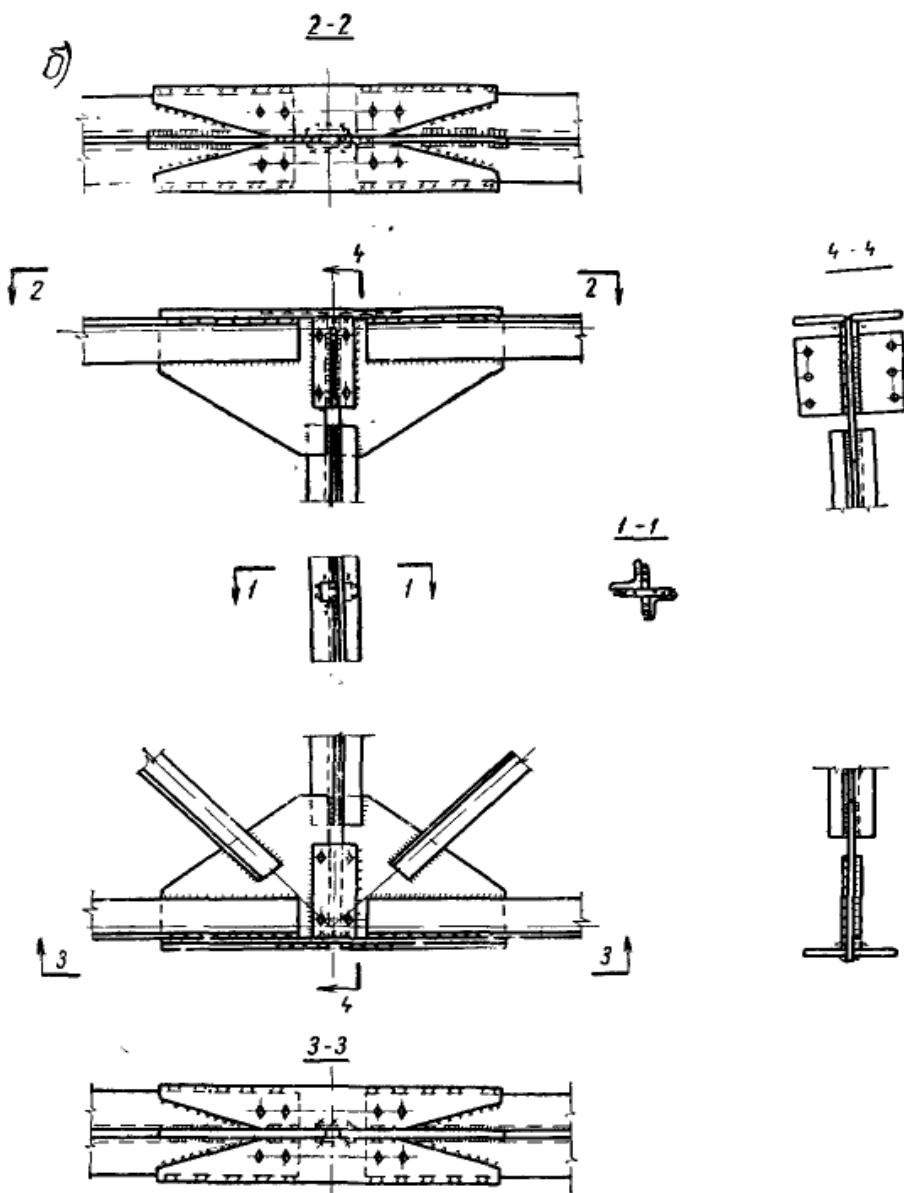


Рис. 10.10. Монтажный узел с листовыми накладками.

Связи по фермам также проектируют из уголков. Если схема связей крестообразная (связи работают на растяжение) при шаге ферм до 6 м включительно – из одиночных уголков, в остальных случаях – крестообразного сечения. Пределные гибкости для связей приведены в табл.33 и 34[5].

### 10.2.2. Фермы из круглых труб

В фермах из круглых труб в основном применяют электросварные трубы диаметром 40-530 мм. Из условия местной устойчивости тонкостенность сечений (отношение диаметра трубы  $D$  к ее толщине  $t$ ) не должно превышать для поясов 30-35, для решетки 80-90. Для упрощения конструкции узлов лучше применять треугольную решетку фермы без дополнительных стоек.

Фермы из труб наиболее экономичны по расходу материала (примерно на 30% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозийной стойкостью, но сложны в изготовлении из-за фигурной резки торцов элементов решетки.

Узлы ферм из круглых труб приведены на рис. 10.11. Наиболее рациональны бесфасоночные узлы (рис. 10.11, а), б). При выполнении фигурной резки концов специальными машинами узлы с непосредственным примыканием дают наиболее качественное соединение с минимальными затратами труда и материалов. Во избежании продавливания трубы пояса, элементы решетки не должны быть меньше 0,3 диаметра трубы пояса. На рис. 10.11, б) показан пояс усиленный накладкой. На рис. 10.11, в), г) и д), е) показаны узлы со сплющенными концами и с фасонками. Сплющивание концов допустимо лишь для труб из малоуглеродистой стали или другой пластичной стали.

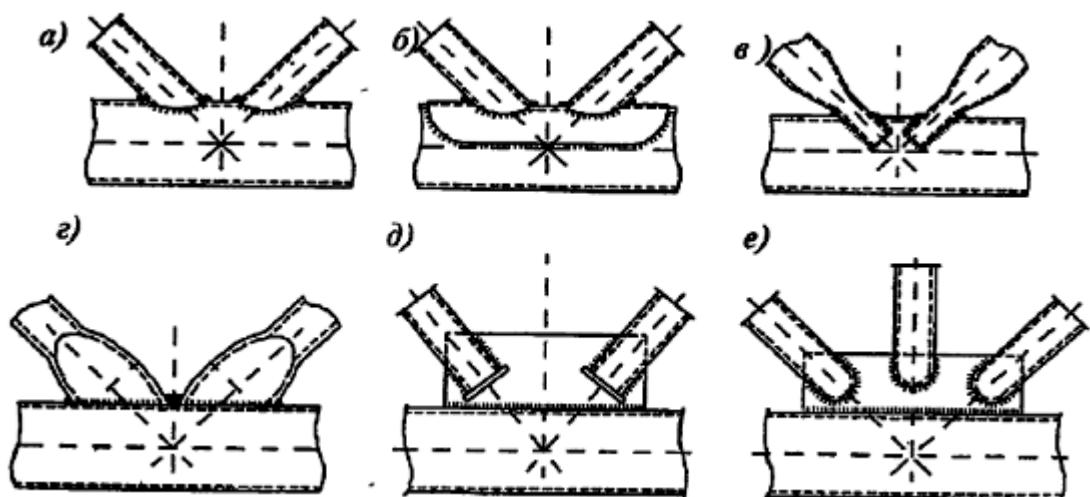


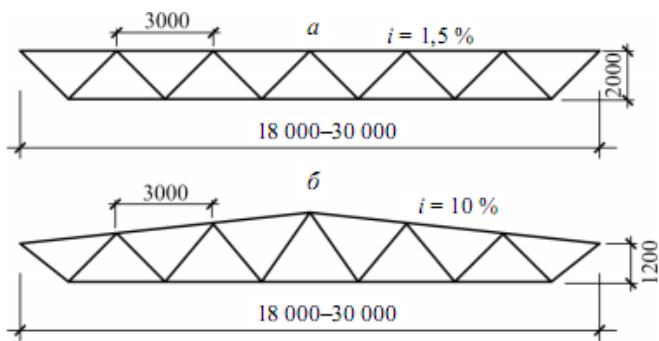
Рис. 10.11. Узлы ферм из труб.

Для узлов ферм из круглых труб выполняются следующие расчеты:

- расчет на продавливание поясной трубы от совокупности воздействий, передаваемых примыкающими стержнями решетки;
- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

### 10.2.3. Фермы из прямоугольных труб

Фермы из ГСП (их называют фермы типа «Молодечно»), выполняют с нисходящими опорными раскосами и треугольной решеткой.



Они экономичны по расходу материала (примерно на 15-25% легче ферм из парных уголков), обладают высокой коррозийной стойкостью, просты в изготовлении, в сравнении с фермами из круглых труб, из-за прямого реза торцов элементов решетки.

Для таких ферм наиболее рациональной является треугольная решетка. Применяют квадратные и прямоугольные трубы толщиной не менее 3 мм, которые изготавливают на специальных гибочных машинах. На рис. 10.12 и рис.10.13 приведены узлы ферм из гнуто - сварных профилей (ГСП).

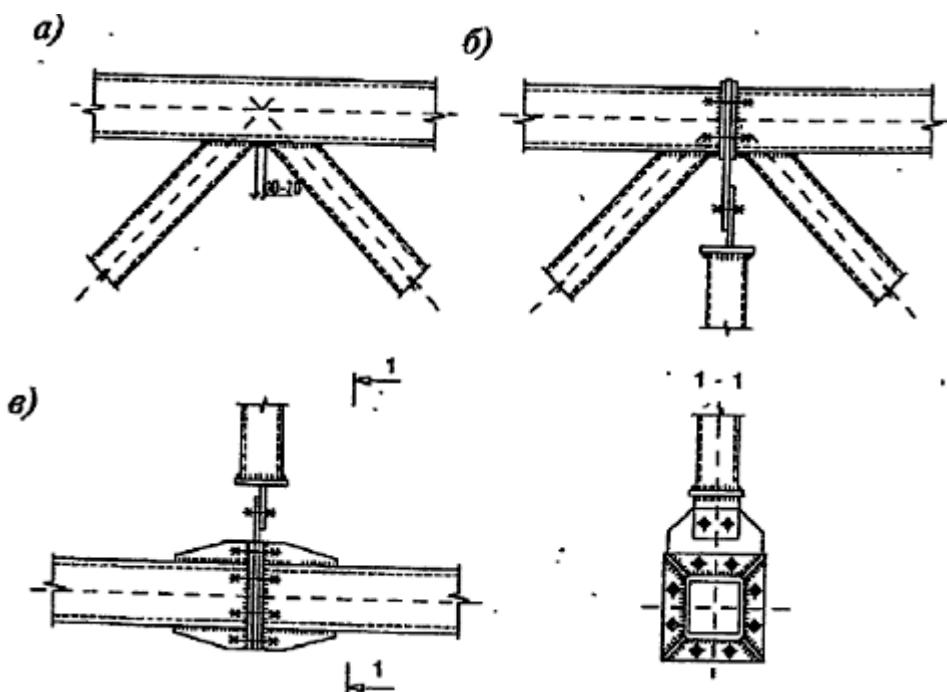


Рис. 10.12. Узлы ферм из ГСП: а) – промежуточный заводской узел; б) – фланцевый монтажный узел.

Ширину стержней решетки  $b_p$  (из плоскости конструкции) (рис. 10.13) желательно назначать возможно большей, но не более величины  $b_p \leq b_{\pi} - 2(t_{\pi} + t_d)$  из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса  $b_{\pi}$  для предотвращения продавливания пояса;  $t_{\pi}$  и  $t_d$  – соответственно, толщина стенки пояса и раскоса. Зазор «с» принимают не менее 15мм.

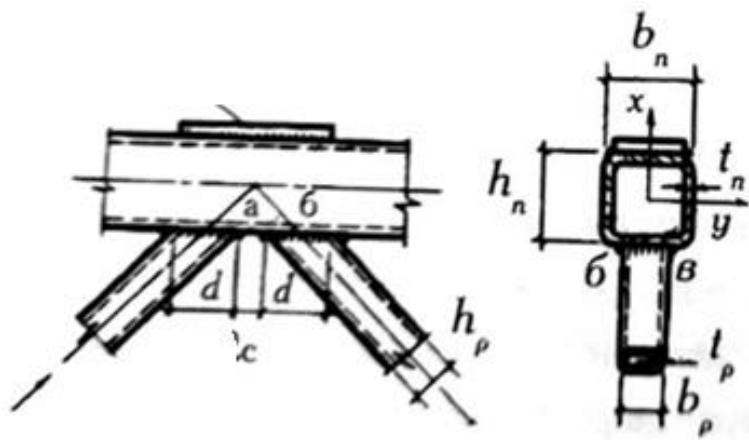


Рис. 10.13. К определению размеров стержней ферм из ГСП.

Подбор сечения элементов фермы производится для растянутых элементов по прочности и сжатых – по устойчивости, с обязательной проверкой местной устойчивости стенки ГСП. Если местная устойчивость стенки ГСП не обеспечена, расчет ведут по редуцированной площади сечения  $A_d$ . Проверка местной устойчивости стенки ГСП и определение  $A_d$  выполняется в соответствии с 7.3.6 и 7.3.9 [5].

Проверка устойчивости сжатого стержня из ГСП выполняется по формуле  $\frac{N_{Ed}}{\varphi A f_{yd} \gamma_c} \leq 1$ ,

с заменой площади  $A$  на  $A_d$ , если местная устойчивость стенки ГСП не обеспечена.

Для узлов ферм из ГСП выполняются следующие расчеты:

- на продавливание (вырывание) участка горизонтальной стенки поясной трубы в месте примыкания каждого стержня решетки (этот расчет не делается, если  $b_p/b_n > 0.9$ );

- на прочность участка вертикальной стенки пояса в месте примыкания только сжатого стержня решетки (этот расчет не делается, если  $b_p/b_n \leq 0.85$ );

- расчет на прочность примыкания каждого элемента решетки к поясу;
- расчет на прочность сварных швов.

Для монтажных стыков (рис. 10.12 б), в) лучше всего использовать фланцевые соединения на болтах, причем в стыках сжатого пояса применяют обычные болты, а для растянутого пояса – высокопрочные болты с предварительным натяжением. Усилие предварительного натяжения болтов должно быть не менее чем на 10% больше усилия в стыке при расчетных нагрузках. Это необходимо для предотвращения раскрытия стыка и образования зазора.

Полезно вспомнить, что материал фланца работает в направлении, перпендикулярном плоскости проката, чтобы предотвратить его расслоение необходимо применять качественные стали с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката, например 09Г2С или 14Г2АФ и др. Толщину фланца принимают 20-30 мм. Связи по фермам проектируют также из ГСП.

#### 10.2.4. Фермы с поясами из широкополочных тавров

Применение тавров для поясов ферм (см. рис. 10.14) также позволяет улучшить экономические показатели ферм по сравнению с фермами из спаренных уголков и значительно упростить узлы. Сокращаются трудозатраты за счет уменьшения количества сборочных деталей и объема сварочных работ, снижается расход металла за счет лучших геометрических характеристик тавра и за счет уменьшения размеров фасонок. Недостатком является сложность изготовления тавров, что достаточно трудоемко и требует последующей правки профиля.

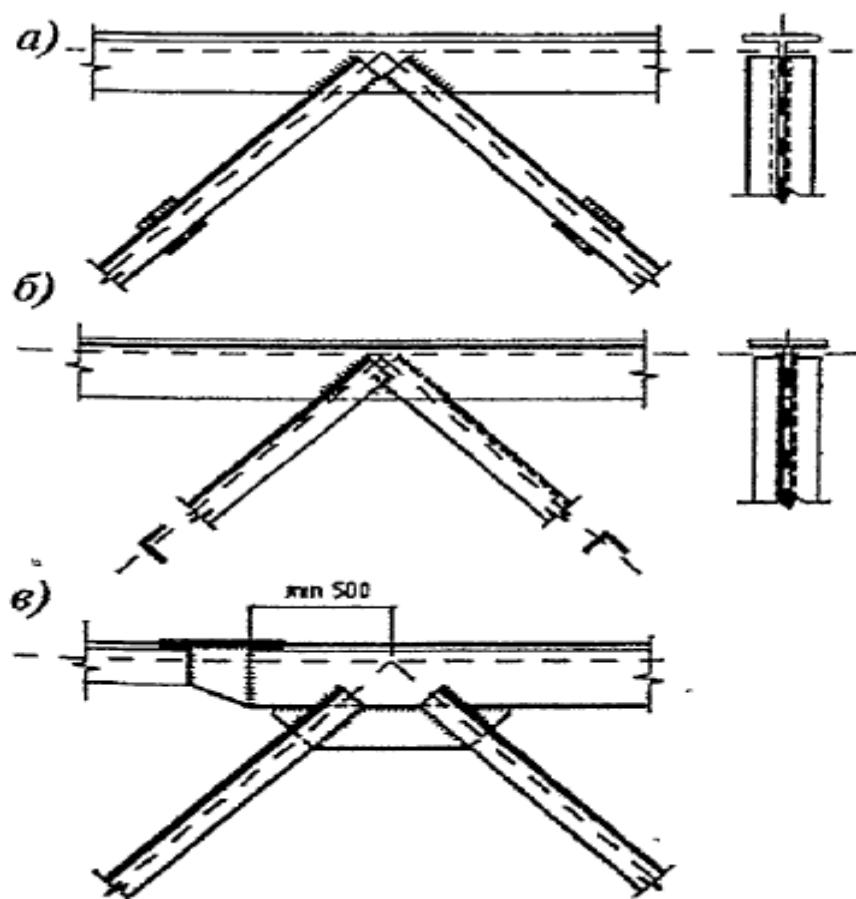


Рис. 10.14. Узлы ферм с поясами из широкополочных тавров: а) – с решеткой из парных уголков; б) – с решеткой из одиночных уголков, по разные стороны стенки тавра; в) – с фасонкой.

Расчет сечений поясов из тавров аналогичен расчету сечений из парных уголков, применяют тавры из сортамента типа «Ш».

Расчет узлов ферм из тавров и решетки из уголков сводится к определению размеров сварных швов приварки элементов решетки, по которым и конструируется узел. Конструирование узлов выполняется аналогично фермам из парных уголков.

При конструировании узлов ферм с поясами из тавров следует стремиться к бесфасоночному варианту (рис. 10.14, а). б). Если высоты стенки тавра не достаточно для расположения сварных швов, прикрепляющих стержни решетки, то добавляется фасонка толщиной близкой у толщине стенки тавра (рис. 10.14, в). Прочностьстыкового шва проверяют на сдвигающую силу в поясах.

#### 10.2.5. Фермы из одиночных уголков

В практике строительства чаще всего используют фермы из одиночных уголков с треугольной решеткой, приведенной на рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков решают приваркой уголков решетки к стенке внутренней грани поясов (рис. 10.15, а), а если шва не достаточно – еще и к фасонке (рис. 10.15, б), приваренной к полке уголка. Для сооружений в труднодоступных районах строительства, например, при транспортировании вертолетами, ферма перевозится «россыпью», а соединение элементов выполняют на болтах (рис. 10.15, в).

При изготовлении стержней ферм из одиночных уголков, примерно, в два раза уменьшается количество сборочных деталей и существенно снижается объем сварочных работ по сравнению с фермами из парных уголков, также улучшаются условия для нанесения и возобновления антикоррозийного покрытия. Недостатком ферм из одиночных уголков является асимметрия относительно вертикальной плоскости, которая сопровождается появлением крутящих моментов, а также изгибающих моментов, как в плоскости, так и из плоскости фермы.

Пояса ферм при отсутствии внеузловой нагрузки и расцентровки в узлах рассчитываются так же, как и в обычных фермах, т.е. на осевое сжатие или растяжение. Если расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы одинаковы, то при определении гибкости принимают минимальный радиус инерции одного уголка  $i_{min}$ .

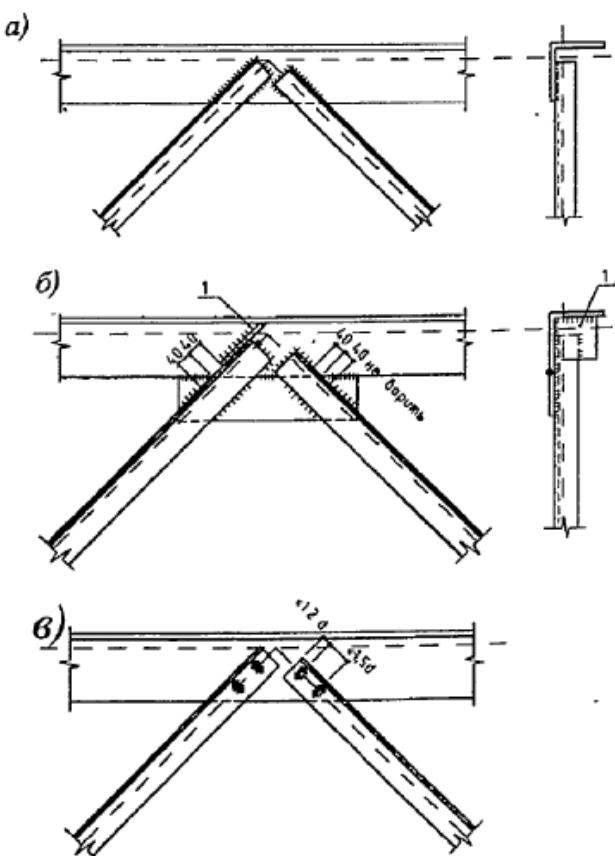


Рис. 10.15. Узлы ферм из одиночных уголков. 1- планка в опорном раскосе.

Элементы решетки из одиночных уголков работают в более сложных условиях. Асимметричное прикрепление одной полки приводит к появлению в них дополнительных моментов, как в плоскости, так и из плоскости фермы. В первом приближении можно рассматривать элементы решетки как центрально-сжатые или растянутые, а влияние моментов учесть коэффициентом условий работы  $\gamma_c = 0,75$  и при определении гибкости принимают радиус инерции одного уголка  $i_{min}$  относительно оси с минимальной жесткостью.

#### Содержание практических занятий по разделу X.

##### **Практическое занятие № 9. Подбор и проверка сечений стержней стропильных ферм из парных уголков**

**Пример. 10.1.** Требуется подобрать сечение сжатого раскоса фермы из парных уголков по расчетному усилию  $N_{Ed} = 48$  кН. Расчетные длины раскоса  $l_x = 3,2\text{м}$ ;  $l_y = 4,0\text{м}$ . Толщина фасонки  $t=10$  мм. Сталь – С245.

По табл. А.5[5] для стали С 245  $f_{yd} = 240$  МПа = 24 кН/см<sup>2</sup> при толщине 4-20 мм.

Так как усилие мало, расчет выполняем по предельной гибкости. Для раскоса  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ . Примем  $\alpha = 0,5$ , тогда  $\lambda_u = 180$ .

Определим требуемые радиусы инерции  $i_{x,cal} = \frac{l_x}{\lambda_u} = \frac{320}{180} = 1,78$  см,  $i_{y,cal} = \frac{l_y}{\lambda_u} = \frac{400}{180} = 2,22$  см.

По их значениям из сортамента назначаем уголки, чтобы их радиусы инерции были близкими к требуемым и минимальной толщиной полки..

Принимаем сечение из двух уголков 63х5, радиусы инерции сечения  $i_x = 1,94$  см ;  $i_y = 2,96$  см - при толщине фасонки 10мм:

$$A=2 \times 6,13 = 12,26 \text{ см}^2; \lambda_x = 320 / 1,94 = 165 < \lambda_u = 180,$$

$$\lambda_y = 400 / 2,96 = 135 < \lambda_x.$$

По  $\lambda_{max}=165$  определяем  $\bar{\lambda}_{max} = \lambda_{max}\sqrt{f_{yd}/E} = 165\sqrt{24/20600} = 5,63$ .

По табл. Б.1[5] для сечения типа «с» по интерполяции определяем  $\varphi_{min} = 0,237$ . Так как  $\lambda_{max} > 60$   $\gamma_c = 0,8$ .

Проверка устойчивости сечения по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{min} A f_{yd} \gamma_c} = \frac{48}{0,237 \cdot 12,26 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,86 < 1.$$

**Пример 10.2.** Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы из двух уголков, расчетное усилие  $N_{Ed} = 750$  кН. Расчетная длина стержня в плоскости фермы – 3 м, из плоскости - 6 м. Толщина фасонок  $t_f=12$  мм. Сталь уголков С245, фасонок – С255,  $\gamma_c = 1,0$ .

По табл. А.5[5] для стали С 245  $f_{yd} = 240$  МПа = 24 кН/см<sup>2</sup> при толщине 4-20 мм. По табл. А.5[5] для стали С 255  $f_{yd} = 240$  МПа = 24 кН/см<sup>2</sup> при толщине 4-30 мм.

Определим требуемую площадь сечения уголков, для этого зададимся гибкостью  $\lambda_1 = 80$  , определим  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1\sqrt{f_{yd}/E} = 80\sqrt{24/20600} = 2,37$  по табл. Б.1[5] для сечения типа «с» по интерполяции определяем  $\varphi_1 = 0,668$ ;

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{\varphi_1 f_{yd} \gamma_c} = \frac{750}{0,668 \cdot 24 \cdot 1} = 46,78 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из двух уголков 140х10 из сортамента  $A = 27,33 \cdot 2 = 54,65$  см<sup>2</sup>;  $i_x = 4,33$  см ; при толщине фасонки  $t_f=12$  мм для сечения  $i_y = 6,26$  см.

Определим  $\lambda_x = 300/4,33 = 69,3$ ;  $\lambda_y = 600/6,26 = 95,8$ ; по  $\lambda_{max} = 95,8$  находим  $\bar{\lambda} = \lambda_{max}\sqrt{f_{yd}/E} = 95,8\sqrt{24/20600} = 3,26$ . По табл. Б.1[5] для сечения типа «с» по интерполяции определяем  $\varphi_{min} = 0,517$ .

Делаем проверку устойчивости:  $\frac{N_{Ed}}{\varphi_{min} A f_{yd} \gamma_c} = \frac{750}{0,517 \cdot 54,65 \cdot 24 \cdot 1} = 1,12 > 1$ .

Перенапряжение, уточняем сечение, принимаем два уголка 140x12 из сортамента  $A = 32,49 \cdot 2 = 64,98 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 4,31 \text{ см}$ ; при толщине фасонки  $t_\phi = 12 \text{ мм}$  для сечения  $i_y = 6,3 \text{ см}$ .

Определяем

$\lambda_y = \frac{600}{6,3} = 95,2$ ; уточняем  $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{f_{yd}/E} = 95,2 \sqrt{24/20600} = 3,25$ . По табл. Б.1[5] для сечения типа «с» по интерполяции определяем  $\varphi_{min} = 0,519$ .

Проверка устойчивости:  $\frac{N_{Ed}}{\varphi_{min} A R_y \gamma_c} = \frac{750}{0,519 \cdot 64,98 \cdot 24 \cdot 1} = 0,93 < 1$ .

Несущая способность сечения обеспечена.

### Практическое занятие №10. Конструирование и расчет узлов стропильных ферм

Рассчитать и законструировать узел стропильной фермы из парных уголков в месте изменения сечения (рис. X.1).

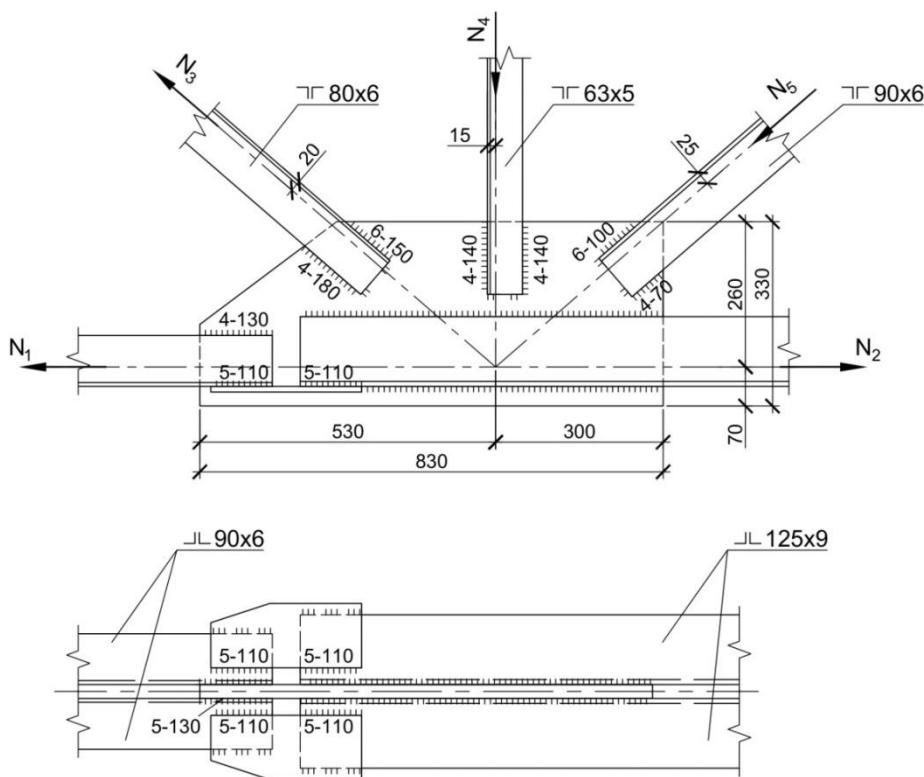


Рис. X.1. Конструкция узла фермы

Сечения уголков приведены на рисунке, толщина фасонки 10 мм. Расчетные усилия  $N_1=480\text{kH}$ ,  $N_2=970\text{kH}$ ,  $N_3=390\text{kH}$ ,  $N_4=190\text{kH}$ ,  $N_5=250\text{kH}$ . Сталь уголков - С245, фасонок – С255. Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа .

1)В соответствии табл. А.5[5] (или А.4 приложение А) для уголков из стали С 245  $f_{yd} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ ,  $f_{uk} = 370 \text{ МПа}$  при толщине 4-20 мм. По табл. А.3[5] для фасонок из стали С 255  $f_{yd} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$  при толщине 4-10 мм.

В соответствии с табл. Г.1 и Г.2 приложение Г[5], сварку выполняем сварочной проволокой Св-08,  $f_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$  и  $f_{wz} = 0,45 f_{uk} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  (табл. 4[5]),  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$  табл. 40 [5].

$$\begin{aligned}\text{Определим : } \beta_f f_{wf} &= 0,9 \cdot 18 = 16,237 \text{ кН/см}^2, \\ \beta_z f_{wz} &= 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Так как  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет сварных швов ведем по металлу шва.

2)Рассчитаем длину швов приварки раскоса из уголков 80х6 к фасонке, усилие  $N_3=390\text{kH}$ . Принимаем катет шва по обушку  $k_f^{ob} = 6 \text{ мм}$  и по перу  $k_f^n = 4 \text{ мм}$  (см. табл. 39, [5]). Определим длины сварных швов

$$l_w^{ob} = \frac{0,7 \cdot 390}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 390}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9,02 + 1 = 10,02 \text{ см, принимаем } l_w^n = 10 \text{ см.}$$

3)Рассчитаем длину швов приварки раскоса из уголков 90х6 к фасонке,  $N_3=250\text{kH}$ . Принимаем катет шва по обушку  $k_f^{ob} = 6 \text{ мм}$  и по перу  $k_f^n = 4 \text{ мм}$  (см. табл. 39 [5]). Определим длины сварных швов

$$l_w^{ob} = \frac{0,7 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 9 + 1 = 10 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 250}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5,8 + 1 = 6,8 \text{ см, принимаем } l_w^n = 7 \text{ см.}$$

4) В масштабе 1:10 конструируем фасонку узла в соответствии с размерами вычисленных швов по раскосам, определяем по чертежу длины сварных швов приварки стойки по обушку и перу  $l_w = 140 - 10 = 130 \text{ мм} = 13 \text{ см}$ . Определяем катеты швов:

$$k_f^{ob} = \frac{0,7 \cdot 190}{2 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 18 \cdot 1} = 0,32 \text{ см},$$

$$k_f^n = \frac{0,3 \cdot 190}{2 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 18 \cdot 1} = 0,14 \text{ см},$$

В соответствии с табл. 39[5] принимаем  $k_f^n = k_f^{ob} = 4 \text{ мм}$ .

5) Сечение каждой из листовых накладок принимаем 105x10 мм ( $b_h=125-40+20=105$ мм). По формуле (10.7) проверяем прочность ослабленного сечения

$$\sigma_{ct} = \frac{1,2 \cdot 480}{2 \cdot 9 \cdot 1 + 2 \cdot 10,5 \cdot 1} 14,8 < 24 \text{ kH/cm}^2.$$

Длину швов, прикрепляющих накладку к нижнему поясу, рассчитываем на усилие в накладки  $N_h$ ,

$$N_h = \sigma_{ct} \cdot A_h = 14,8 \cdot 10,5 \cdot 1 = 155,4 \text{ kH.}$$

Принимаем катет шва по перу уголка 90x6 к накладке,

$k_f = 5$  мм, тогда длина шва по одну сторону накладки равна

$$l_w = \frac{155,4}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 10,7 \text{ см, принимаем } l_w = 11 \text{ см} = 110 \text{ мм.}$$

6) Рассчитываем швы, прикрепляющие уголки нижнего пояса 90x6 к фасонке, на большее из усилий  $N'_1 = 1,2N_1 - 2N_h$  и  $N''_1 = 1,2N_1/2$ . Принимаем в соответствии с табл. 39[5].  $k_f = 5$  мм.

$$N'_1 = 1,2 \cdot 480 - 2 \cdot 155,4 = 265,2 \text{ kH,}$$

$$N''_1 = 1,2 \cdot \frac{480}{2} = 288 \text{ kH.}$$

Тогда  $l_w^{o6} = \frac{0,7 \cdot 288}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 11,5 + 1 = 12,5 \text{ см, принимаем } l_w^{o6} = 130 \text{ мм.}$

Принимаем  $l_w^{o6} = l_w^n = 130$  мм, тогда

$$k_f^n = \frac{0,3 \cdot 288}{2 \cdot 0,9 \cdot (13 - 1) \cdot 18 \cdot 1} = 0,22 \text{ см,}$$

Принимаем  $k_f^n = 4$ мм (см. табл. 39[5]).

7) Конструкция узла в масштабе 1:10 приведена на рис. X.1. Катеты швов приварки пояса из уголков 125x9 (справа от оси узла) к фасонке рассчитываем аналогично, но на усилие  $N_2 = 970$  кН, с размерами длины шва по перу и обушку, принятых из конструкции узла в масштабе 1:10.

## Раздел XI. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОМПОНОВКИ КАРКАСА ЗДАНИЯ

### Тема 11.1. Конструктивные схемы каркасов зданий

#### 11.1.1. Общая характеристика каркасов

Примерно 65% промышленных зданий являются одноэтажными, что обусловлено, прежде всего, их хорошими экономическими показателями и преимуществами при эксплуатации. Кроме того, в одноэтажных зданиях значительно проще решаются вопросы реконструкции, естественного освещения и аэрации. Как правило, одноэтажные промышленные здания оборудуются мостовыми или подвесными грузоподъемными кранами, что позволяет обслуживать практически всю площадь цеха.

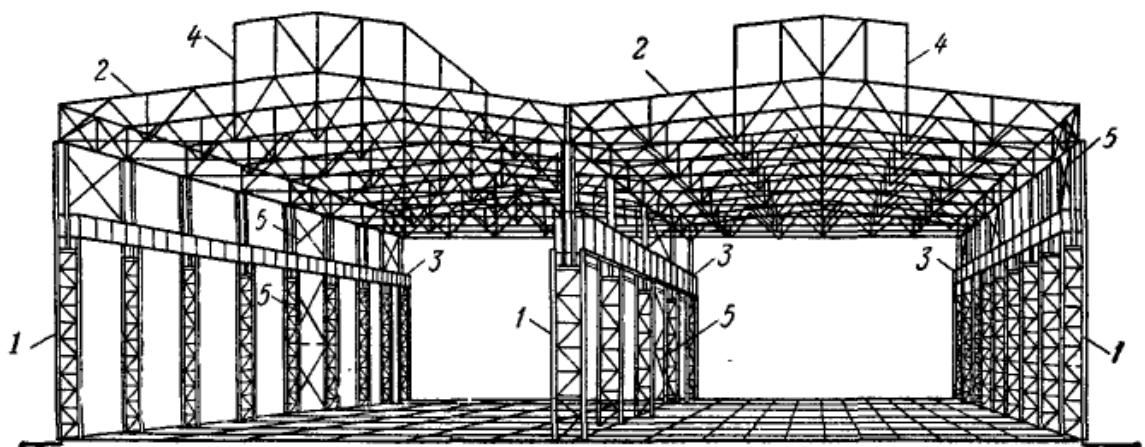


Рис. 11.1. Конструктивная схема двух пролётного промышленного здания:  
1- колонны; 2- фермы; 3- подкрановые балки; 4- П-образный светоаэрационный фонарь; 5 – связи по колоннам.

Каркас промышленных зданий состоит из поперечных и продольных конструкций. К поперечным конструкциям (см. рис. 11.1) относятся: колонны, балки покрытий или стропильные фермы (ригели), к продольным: подкрановые балки, связи, прогоны покрытий, подстропильные фермы, элементы фахверка. Поперечные конструкции образуют поперечную раму здания (ПРЗ), которая воспринимает вертикальные и поперечные горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Основными геометрическими параметрами промышленных зданий являются: пролет, шаг колонн и высота. Наиболее употребительные значения пролетов ( $L$ ) равны 18, 24, 30 и 36 м, шага колонн ( $B$ ) - 6 и 12 м, высота до низа покрытия диктуется технологическим процессом и размещением кранового оборудования..

Требования предъявляемые к промышленным зданиям: это, прежде всего, удовлетворение условиям эксплуатации, долговечности и экономичности, комфортности для рабочего персонала и эстетичности.

Кроме этого, при проектировании учитываются требования типизации и индустриализации.

При большой длине и ширине промышленные здания делятся на температурные отсеки (рис. 11.2.). Продольные элементы каркаса здания больших размеров удлиняются или укорачиваются от колебаний температуры и в конструкциях возникают большие дополнительные напряжения.

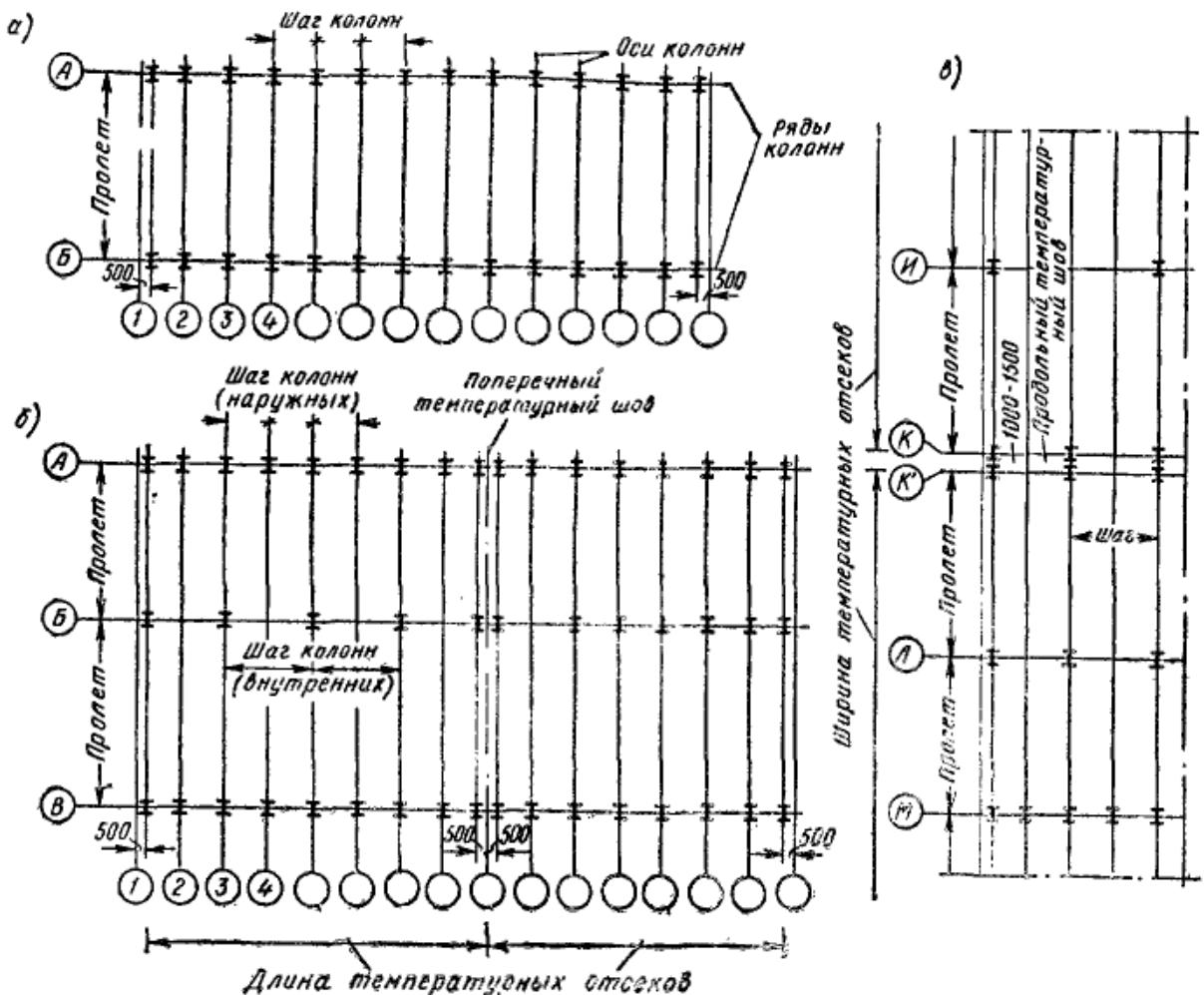


Рис. 11.2. Сетка колонн

а) – однопролетного здания; б) – многопролетного здания с поперечным температурным швом; в) – здания с продольным температурным швом.

Размеры температурных отсеков назначаются таким образом, чтобы напряжениями от температурных деформаций в конструкциях (особенно в колоннах) можно было пренебречь. Длину температурного блока по длине и ширине здания (табл.43 [5]), соответственно, принимают не более: для отапливаемых зданий - 230 м и - 150м; для неотапливаемых зданий – 200м и - 120м. Между температурными блоками устраивают температурно-деформационные швы (ТДШ). Вдоль температурных швов устраивается сдвоенный ряд колонн, которые обеспечивают независимость температурных деформаций в каждом температурном отсеке. У торцов здания, как правило,

колонны следует смещать на 500 мм от поперечной координатной оси для удобства выполнения углов цеха из стандартных кровельных и стеновых панелей.

**11.1.2 Пример металлического каркаса главного корпуса конденсационной электростанции (КЭС) по проекту 67-68 приведен на рис. 11.3.**

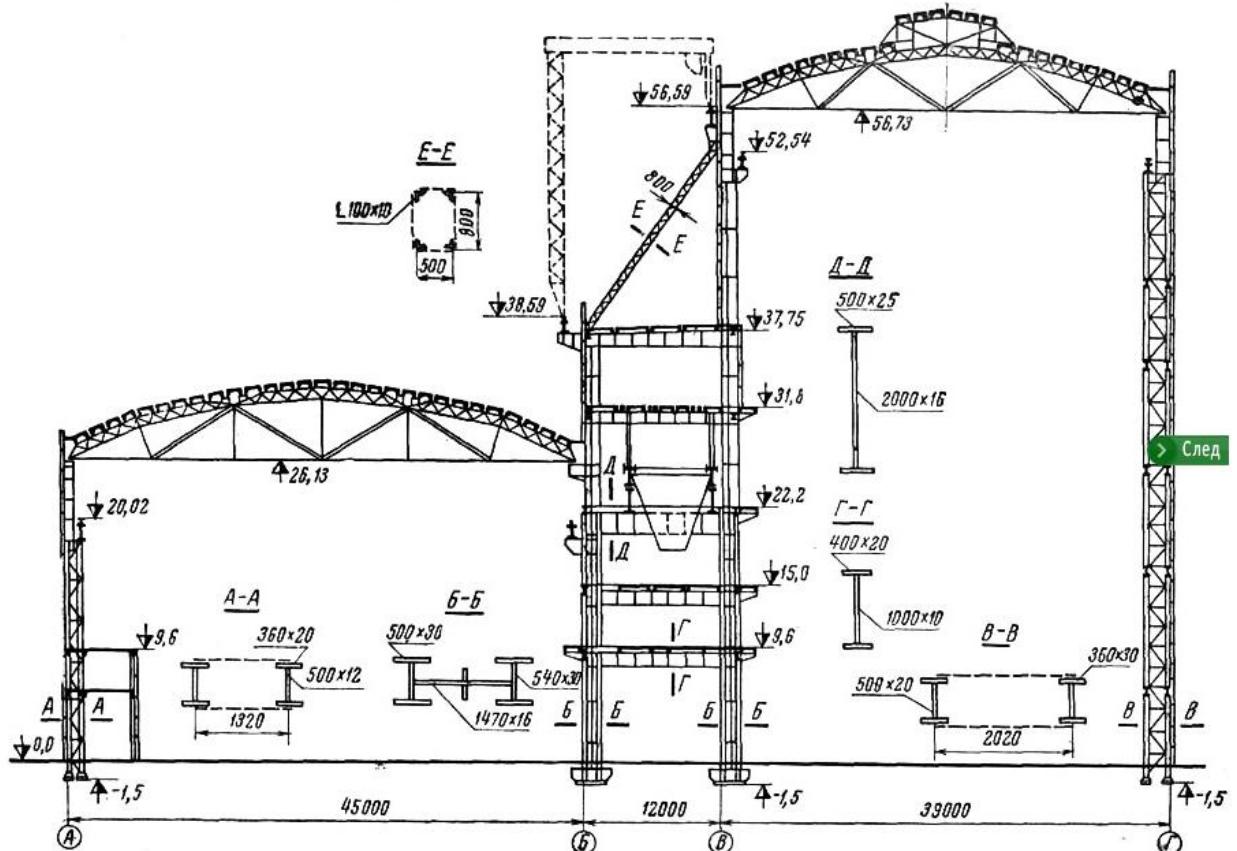


Рис. 11.3. Металлический каркас главного корпуса КЭС

Исходя из условий размещения технологического оборудования пролеты приняты равными 45 м и 39 м. Фермы стальные полигонального очертания с панелями верхним поясом сквозного сечения в узлах которых установлены стальные плиты покрытия и теплая кровля. Сопряжение ферм с колоннами шарнирное. Колонны по осям А и Г сквозного сечения с ветвями из двутавров и раскосной решеткой, а в осях Б и В - сплошного двутаврового сечения с поясами из сварных двутавров и стенки, усиленной продольным ребром для обеспечения ее местной устойчивости. Конструкции каркаса изготавливаются на заводе в виде отправочных марок, длину заводского элемента колонн принимают из условий жесткости равной 22—25 м.

Ригели в осях Б и В выполнены сварными, двутаврового сечения. Устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается жесткой вставкой в осях Б и В в виде этажерки и вверху установкой сквозных подкосов. Устойчивость каркаса в продольном направлении обеспечивается системой связей по колоннам и связями по покрытию.

Для изготовления тяжело-нагруженных элементов металлического каркаса целесообразно использовать низколегированные стали и стали, имеющие повышенную прочность. Эффект может дать применение для колонн главного корпуса высокопрочной стали и стали повышенной прочности классов С52 и С60. Монтажные соединения металлического каркаса главного корпуса выполняют на болтах с последующей сваркой. Целесообразно применение для соединений высокопрочных болтов.

## Тема 11.2. Компоновка покрытия. Компоновка поперечной рамы здания, связи

### 11.2. 1. Конструкция кровли

Система покрытия производственных зданий состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его элементов. Конструкция кровельного покрытия решается с применением прогонов или без них (рис.11.4).

*При прогонном решении* (рис.11.4, а) на стропильные фермы или балки монтируются прогоны с шагом 1,5 - 3 м, по которым укладываются листы профилированного настила, или мелкоразмерные кровельные плиты, или стальные листы и др. и затем ограждающие элементы покрытия: пароизоляция, утеплитель (плиточный) и гидроизоляционный ковер. При этом варианте профнастил укладывается гофрами поперек здания.

*Беспрогонное решение* покрытия более прогрессивное (рис. 11.4, б). Здесь профилированный применяется с более высокой высотой волны, настил укладывается непосредственно на верхний пояс стропильных ферм, при этом гофры настила направлены вдоль здания. При этом варианте шаг колонн может быть равен 6 или 12 м. При шаге колонн 12м используются подстропильные фермы. Шаг стропильных ферм может быть 4 или 6 м.

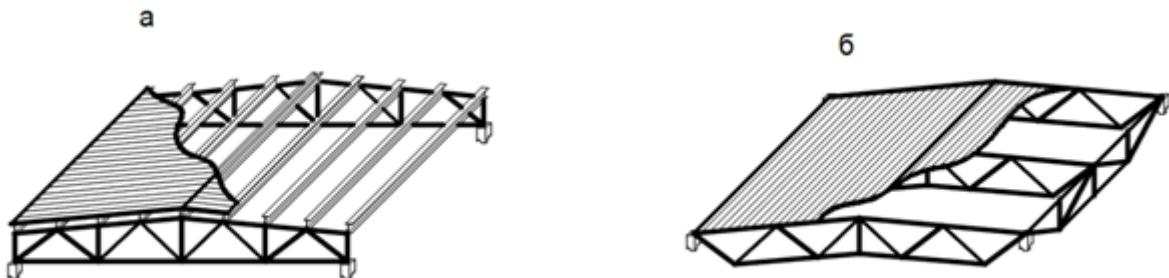


Рис. 11.4. Конструктивные варианты покрытий со стальным профилированным листом: а- прогонное покрытие; б- беспрогонное покрытие;

При беспрогонном покрытии широкое применение получили стальные плиты и панели покрытия. Железобетонные плиты покрытия в настоящее время используются редко из-за большого их веса, что ведет к увеличению усилий на нижележащие конструкции и увеличение расхода стали на каркас.

Кровельные покрытия могут быть *теплыми* и *холодными*. Наиболее рациональными являются кровли с использованием стального профилированного настила и эффективных, легких утеплителей (пенополистирол, минераловагные плиты, парэк, изовер и др.). Стальной профилированный настил (рис. 11.5 а)) изготавливают из оцинкованной стали, толщиной 0,8; 0,9 и 1,0 мм, шириной около 800 – 900 мм, высотой волны 40, 50, 80, 114 и 155 мм и длиной до 12м. Их обозначение, например, - Н60-845-0,8 (настил, высота волны  $h=60\text{мм}$ , ширина листа –  $B=845\text{ мм}$ , толщина листа –  $t=0,8\text{мм}$ ). Профнастил укладывается на прогоны и крепится с ними самонарезающими болтами, а между собой вдоль длинной стороны – комбинированными заклепками (рис.11.5 б), в)).

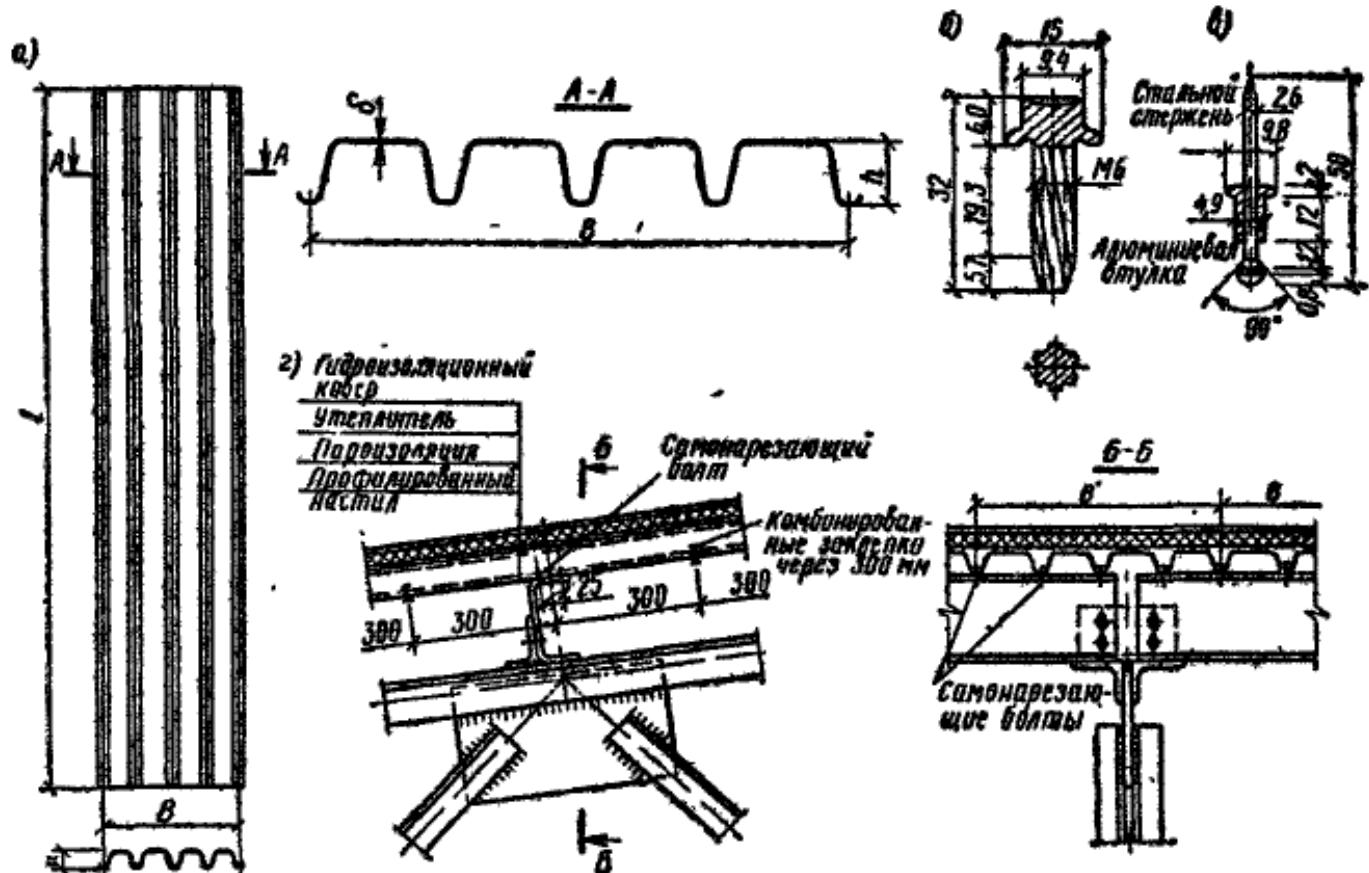


Рис. 11.5. Тepлая кровля со стальным профнастилом

а) – настил; б) – самонарезающий болт; в) комбинированная заклепка; г) – узел кровельного покрытия по прогонам

Холодные кровли выполняют из волнистых асбестоцементных листов, стальных и алюминиевых волнистых листов, стальных плоских листов  $t = 3 - 4$  мм ).

Покрытия промзданий могут быть оборудованы свето-аэрационными П-образными или зенитными фонарями. П-образные фонари имеют ширину равную 6 или 12 м, высоту 2...3.5 м, а их длина определяется технологическими потребностями. Зенитные фонари устанавливаются на покрытие в виде отдельных вкраплений в местах, обусловленных технологическим процессом. Размеры зенитных фонарей в плане 1.0x1.5; 1.5x1.5; 1.5x3; 1.5x6; 3x3. Высота зенитных фонарей 0.4...0.7 м. По сравнению с П-образными фонарями зенитные фонари менее трудоемки в монтаже, имеют меньший расход металла, не увеличивают строительную высоту здания, обеспечивают меньшие теплопотери и не создают снеговых "мешков". К недостаткам зенитных фонарей можно отнести их меньшую аэрацию и потребность в постоянной очистке от пыли и снега.

### 11.2.2. Компоновка поперечных рам.

Наиболее часто при компоновке поперечных рам промышленных зданий используются одноступенчатые колонны, состоящие из надкрановой и подкрановой частей, соответственно, выше и ниже уровня опирания подкрановых балок (см. рис. 11.1).

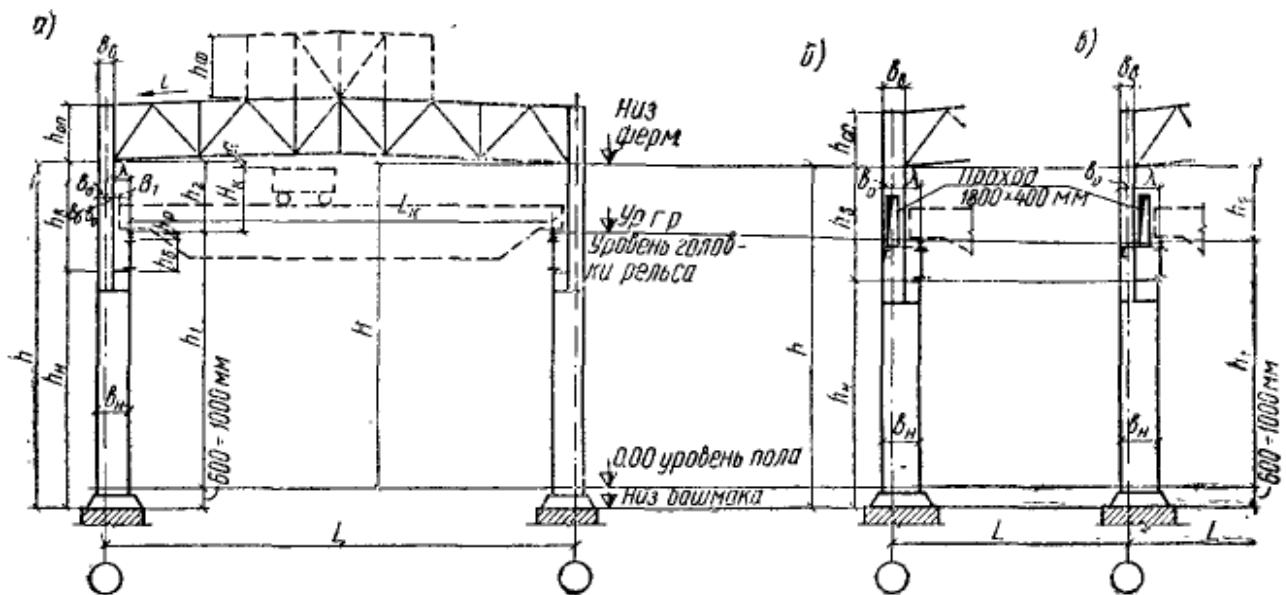


Рис.11.6. Компоновка поперечных рам

а – схема поперечной рамы однопролетного здания; б, в – крайние колонны с проходами вдоль подкрановых путей (внутри колонны и сбоку колонны)

Надкрановая часть колонны, как правило, принимается сплошного сечения в виде прокатного или сварного двутавра с высотой сечения  $b_e \geq 400$  мм. Подкрановая часть колонны - также может быть сплошно сечения при  $b_h \leq 1\text{м}$  (рис.14.5) и при  $b_h \geq 1\text{м}$ , подкрановую часть делается сквозного сечения, состоящей из отдельных ветвей, соединенных решеткой (рис. 14.7). Делается это с целью уменьшения расхода металла. Сопряжения колонн с фундаментом всегда жесткое, что обеспечивает большую жесткость каркаса здания в поперечном направлении.

Сопряжение колонн с ригелем может быть как жестким, так и шарнирным. Жесткое сопряжение обычно применяется для однопролетных зданий с крановым оборудованием, а шарнирное для многопролетных. При определении вертикальных размеров поперечной рамы здания (ПРЗ) от правой величиной является уровень головки рельса (ур. г. р.). На рис.11.6.а) этот размер обозначен символом  $h_1$ . Расстояние от ур. г. р. до низа стропильных конструкций определяется как сумма:  $h_2 = H_k + f + 100\text{мм}$ , где  $H_k$  - вертикальный габарит крана,  $f$  - прогиб ригеля, принимаемый равным 200-400 мм, в зависимости от величины пролета (чем пролет больше, тем и размер больше), 100 мм -зазор установленный по требованиям техники безопасности между низом ригеля и верхом грузоподъемного крана.

Высота здания от уровня пола до низа стропильной фермы равна:

$$H = h_1 + h_2.$$

Размер  $H$ , исходя из требований унификации, принимается кратным 200 мм. Высота надкрановой ( $h_b$ ) и подкрановой ( $h_h$ ) частей колонны определяются по формулам:

$$h_b = h_2 + a; \quad h_h = H - h_b + h_\phi.$$

где  $a$  - суммарная высота подкрановой балки и подкранового рельса;  $h_\phi$  - заглубление фундамента. Как правило -  $h_\phi = 0.6...1\text{ м}$ .

Привязка крайних колонн к осям ( $b_0$ ) может иметь три значения:  $b_0 = 0$ , 250 и 500 мм. Нулевая привязка рекомендуется для зданий без кранов или с кранами грузоподъемность не более 30 т., с шагом колонн 6м. Привязка равная 500мм принимают при грузоподъемности кранов более 80 т. и более, а так же для зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, независимо от грузоподъемности, если в верхней части колонны устраивается проход (рис.11.6.б). В остальных случаях привязка принимается равной  $b_0 = 250$  мм.

Ширина (высота сечения) надкрановой части крайней колонны ( $b_b$ ) назначается исходя из следующих трех условий:

$$b_b \geq h_b/12; \quad b_b \leq \lambda - B_1 + b_0 + (60 - 75)\text{мм}; \quad b_b = 400...1000\text{мм},$$

где  $\lambda$  имеет значения 750, 1000 и 1250 мм, соответственно, при кранах грузоподъемностью 20...50 т, 80...125 т и более 125;  $B_1$  – часть кранового

моста, выступающая за ось рельса, принимаемая по ГОСТ на краны (см. рис. 11.6.).

Первое условие продиктовано требованиями по обеспечению минимальной жесткости, второе - обеспечением проезда крана между колоннами, (60-75)мм, это минимальный зазор между колонной и мостом крана, принимаемый по ГОСТ на краны, третье обусловлено опытом проектирования (обычно равной  $b_v = 500; 750$  или  $1000$ мм).

Ширину нижней части колонны  $b_h$  назначают в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты здания.

$$b_h = \lambda + b_o.$$

Для средних колонн многопролетных зданий и при наличии кранов с двух сторон ширина подкрановой части принимается равной:

$$b_h = 2\lambda, \text{ или } b_h = \lambda_1 + \lambda_2, \text{ при кранах разной грузоподъемности.}$$

Из условия обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении ширину нижней части колонны назначают не менее  $1/20 h$  - в промышленных зданиях со средним режимом работы и не менее  $1/15 h$  - в промышленных зданиях с тяжелым режимом работы

Для колонн постоянного сечения ( $b_h = b_v$ ) с консолями, на которые устанавливают подкрановые балки, (такие колонны используются при кранах грузоподъемностью до 20 т) высота сечения должна быть не менее  $1/25$  всей длины колонны и назначается в пределах 400...1000 мм. При этом значение привязки принимается в зависимости от высоты здания и шага колонн.

Высота колонны у опоры ригеля зависит от принятой конструкции сиропильных ферм и равна их высоте на опоре.

### 11.2.3 Связи

Важными элементами стального каркаса промышленных зданий являются системы связей. Связи необходимы:

- 1) обеспечение неизменяемости пространственной системы каркаса и устойчивости его сжатых элементов;
- 2) восприятие ветровых нагрузок и инерционных воздействий кранов (продольное торможение) и передачи их на фундаменты;
- 3) создание жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации в течении всего срока службы сооружения;
- 4) обеспечение условий скоростного, высококачественного монтажа элементов сооружения.

Различают связи по колоннам и связи по покрытию.

#### Связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают устойчивость каркаса в продольном направлении, воспринимают продольные усилия от

ветра ( $W$ ) и продольного торможения крана ( $T_{пр}$ ) и передают их на фундаменты в пределах связевого блока колонн, уменьшают расчетную длину колонн из плоскости поперечной рамы (рис.11.7,б).

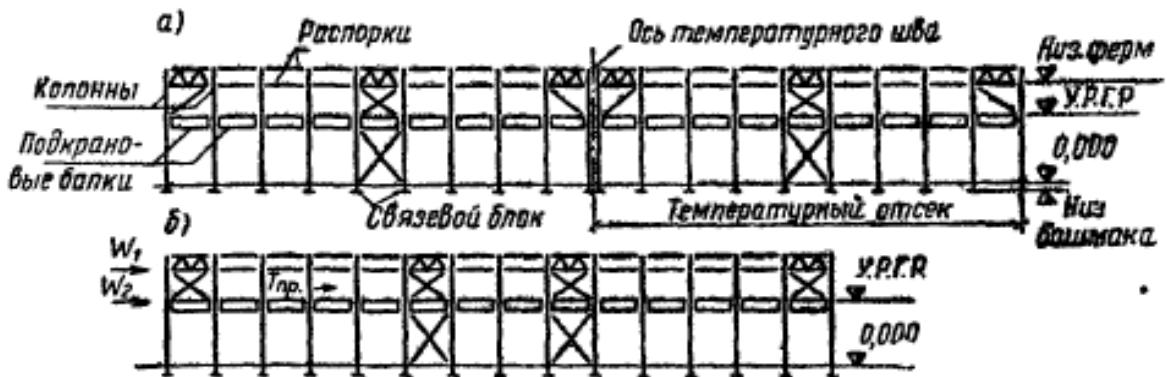


Рис. 11.7. Расположение связей между колоннами  
а) - в коротких зданиях (температурных блоках); б) – в длинных.

Вертикальные связи между колоннами располагают в средней части температурного отсека с тем, чтобы не препятствовать температурным деформациям продольных элементов каркаса (подкрановые балки, распорки, подстропильные фермы, прогоны) (рис. 11.8).

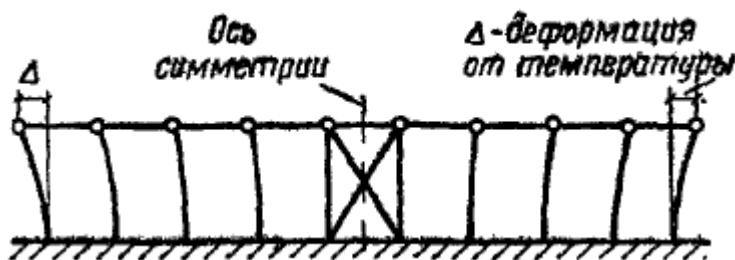


Рис. 11.8. Схема температурных деформаций

В соответствии с нормами, расстояние от торца здания (температурного отсека) до вертикальных связей между колоннами не должно превышать 90 м для отапливаемых зданий и 75 м для неотапливаемых. Для длинных зданий (рис.11.7, б) расстояние между связями по середине блока не должно превышать 50м. Таким образом, максимальная длина температурного блока для стального каркаса отапливаемых зданий может быть равной 230 м и для неотапливаемых - 200 м (см. табл.45[5]).

Вертикальные связи по колоннам устанавливают в одних и тех же осях по всем рядам колонн вдоль здания. Схемы вертикальных связей могут быть достаточно разнообразными (рис.11.9): крестообразными а) и б), портальными в), полупортальными г) и др.

Для уменьшения расчетной длины ( $l_y$ ) из плоскости поперечной рамы колонн, расположенных вне связевой панели, используются распорки (рис.11.9 б)).

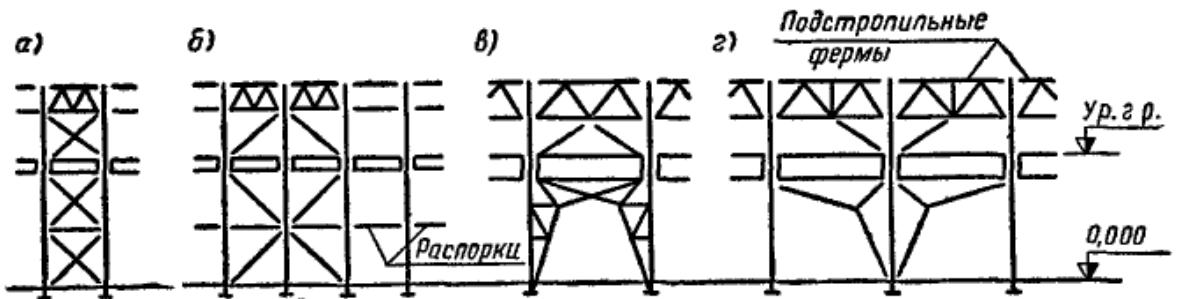


Рис. 11.9. Примеры схем вертикальных связей между колоннами

При высоте сечения колонны  $h \leq 600\text{мм}$  связи выполняют одинарными, располагаемые по оси сечения (это имеет место чаще для надкрановой части колонны). Связи, расположенные ниже подкрановых балок с  $h_h > 600\text{мм}$ , делают двойными и располагают в плоскости каждой ветви подкрановой части колонн (рис.11.9а) (на чертежах они показываются сплошной и рядом штриховой линией).

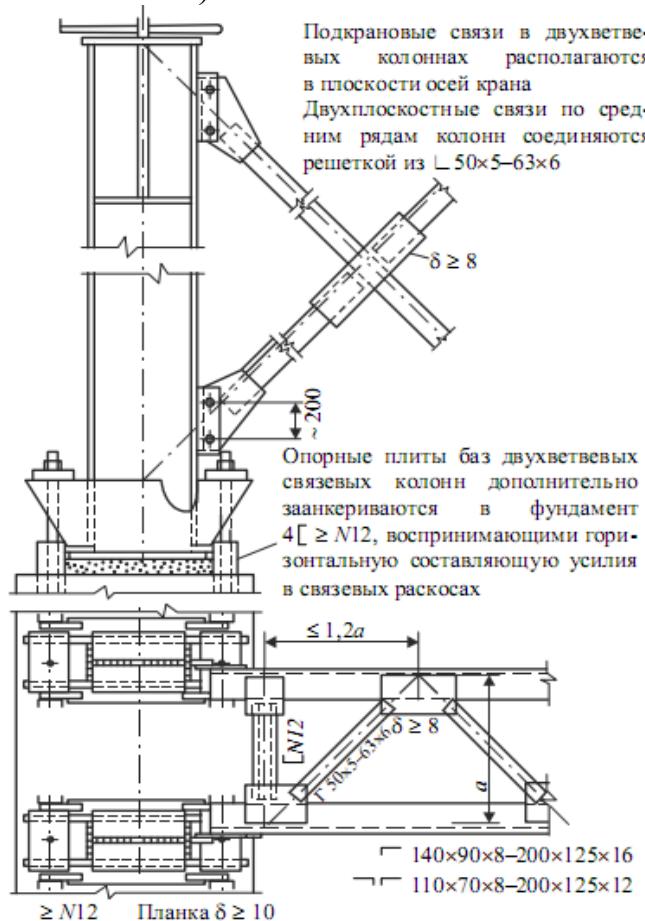


Рис. 11.9а. Пример двухплоскостных связей между колоннами при высоте сечения колонны  $h_h > 600\text{мм}$

Сечение вертикальных связей подбирают на усилия от горизонтальных продольных сил, действующих вдоль здания (ветер и силы продольного торможения). Предельная гибкость для связей ниже балок крановых путей равна  $\lambda_u = 180 - 60\alpha$  и надкрановой части -  $\lambda_u = 200$  (табл. 33[5]). В связевом блоке опорные плиты баз колонн заанкериваются к швеллерам (номером  $\geq \text{№}12$ ) в теле фундамента, воспринимающими горизонтальные усилия (рис.11.9а)

Горизонтальные отклонения колонн на уровне подкранового рельса при действии продольной горизонтальной нагрузки не должны превышать для зданий без кранов и с мостовыми кранами режимов работы 1К-3К -  $h_1/1000$ , режимов 4К – 6К -  $h_1/2000$ , режимов 7К-8К -  $h_1/4000$ , где  $h_1$ -отметка уровня головки подкранового рельса.

### **Связи по покрытию**

Связи по покрытию (шатру) устанавливают для обеспечения пространственной жесткости каркаса, устойчивости покрытия в целом и его элементов. Связи по покрытию располагают(рис. 11.10):

- 1) в плоскости верхних поясов стропильных ферм – поперечные связевые фермы и продольные элементы (распорки) между ними;
- 2) в плоскости нижних поясов стропильных ферм - поперечные и продольные связевые фермы, а также продольные растяжки между смежными фермами;
- 3) между стропильными фермами – вертикальные связи;
- 4) по фонарям.

***Связи по верхним поясам.*** Верхний пояс стропильной фермы сжат, а потому необходимо обеспечить его устойчивость из плоскости фермы при продольном изгибе в стадии монтажа элементов покрытия, а также и в процессе дальнейшей эксплуатации. Устанавливают поперечные горизонтальные связи между двумя смежными фермами по верхним пояса в торцах и по середине здания в местах установки связей по колоннам. В этих же местах устанавливают поперечные горизонтальные связи по нижним поясам ферм и вертикальные связи между фермами, которые образуют жесткий неизменяемый пространственный блок (рис. 11.10).

При монтаже последующие стропильные фермы (до установки прогонов или плит покрытия) закрепляются с ним по верхнему поясу распорками, а по нижнему растяжками, что обеспечивает уменьшению расчетной длины поясов из плоскости. При монтаже гибкость верхнего пояса между точками раскрепления должна быть не более 220, а нижнего при статической нагрузке - 400. При большой длине здания или температурного блока целесообразны дополнительные промежуточные поперечные связевые фермы, расстояние между которыми должно быть не более 60 м.

**Связи по нижним поясам** состоят из поперечных и продольных связей (рис. 11.10, б).

Поперечные горизонтальные связи по нижним поясам устанавливаются в тех же местах, где установлены поперечные связи по верхним поясам, и предназначены для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торец здания, которая передается через стойки фахверка.

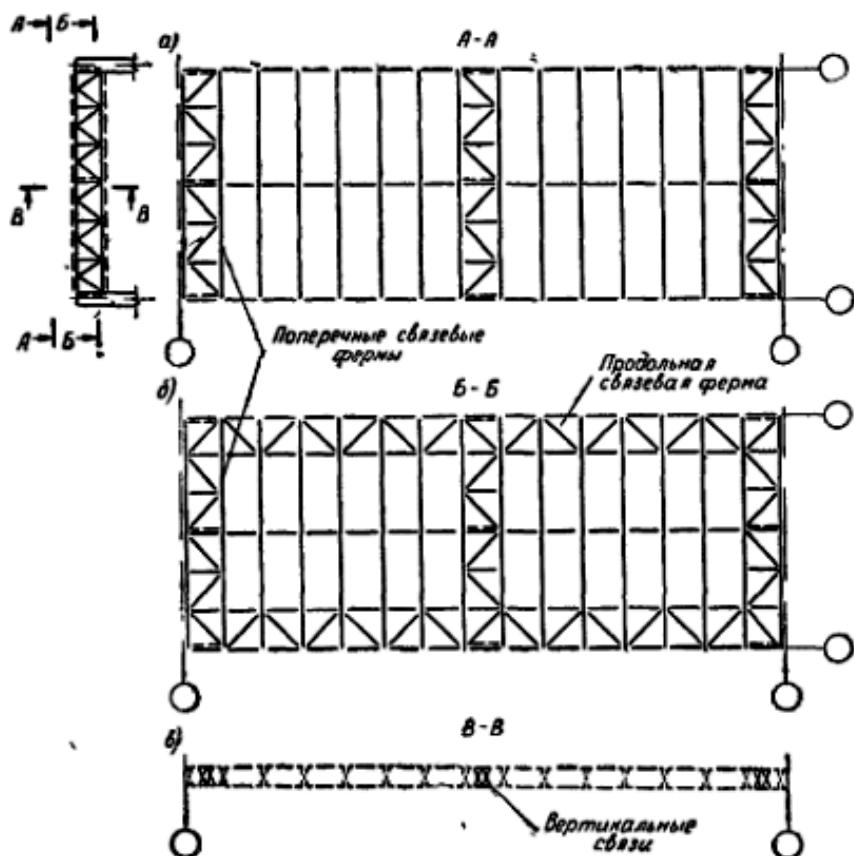


Рис. 11.10. Связи по покрытию  
а) – по верхним поясам ферм; б) – по нижним поясам ферм; в) – вертикальные связи между фермами.

Таким образом, в пределах нижнего пояса двух смежных стропильных ферм образуется горизонтальная ферма, которую называют *ветровой фермой*. Ветровая нагрузка, действующая на стеновое ограждение в торце здания, через стойки фахверка вверху передается в узлах на ветровую ферму через листовой шарнир (см. тему 15.1, рис. 15.1 и рис. 15.2). Далее ветровая нагрузка в виде опорной реакции ветровой фермы воспринимается связями в надкрановой части колонн и передается на подкрановые балки, затем на связевой блок по колоннам ниже подкрановой балки и на фундаменты (рис. 11.7 и рис. 11.9.а).

Для обеспечения узловой передачи ветровой нагрузки расположение узлов связевых ферм должно быть увязано с расположением фахверковых стоек и расположением узлов стропильных ферм по нижнему поясу. Уменьшение расчетной длины нижнего пояса ферм, между которыми нет связевых элементов, обеспечивается постановкой растяжек.

Продольные горизонтальные связи обеспечивают совместную работу поперечных рам здания при действии горизонтальной местной поперечной нагрузки. К таким нагрузкам относятся инерционные силы мостовых кранов (поперечное торможение тележки), вызывающие поперечные деформации каркаса здания. Если поперечная жесткость каркаса недостаточна, значительные поперечные деформации на уровне верха подкрановой балки, краны при движении могут заклинивать и как следствие нарушается нормальная их эксплуатация, появляются чрезмерные колебания каркаса, создаются неблагоприятные условия для работы персонала и сохранности стекового заполнения.

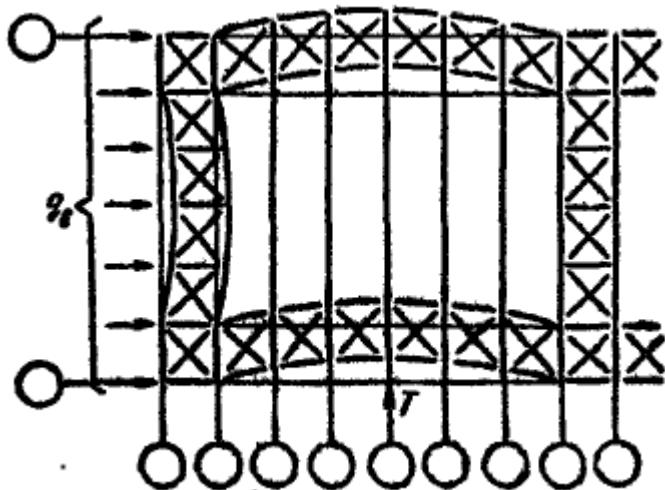


Рис. 11.11. Работа связей по нижним поясам ферм на действие крановой ( $T$ ) и ветровой нагрузок ( $q_v$ ).

Постановка продольных связей по нижним поясам ферм обеспечивают пространственную, совместную работу системы плоских поперечных рам, вследствие чего поперечные деформации каркаса от действия сосредоточенной силы поперечного торможения тележки крана значительно уменьшаются (рис. 11.11), жесткость каркаса существенно повышается.

Продольные связи располагаются вдоль крайних рядов колонн однопролетного здания. В многопролетных зданиях – обязательно по торцам и в промежутках через 60-90 м; в цехах с пролетами разной высоты - у краев здания и в местах перепада высот. В зданиях без мостовых кранов продольные горизонтальные связи не применяются. Также можно обходиться без этих связей в зданиях, оборудованных кранами, грузоподъемностью до 10 т легкого или среднего режима работы. При этом покрытие должно быть

без подстропильных ферм, а высота здания не должна превышать 18 м. Конструктивные решения и подбор сечений элементов горизонтальных продольных связей аналогичны поперечным связям.

Конструктивные схемы систем связей показаны на рис. 11.12.

Элементы связей изготавливают, как правило, из уголков, круглых и труб ГСП, размер профиля назначается расчетом и по предельной гибкости. Для сжатых элементов связей предельная гибкость равна 200, для растянутых - при динамической нагрузке с количеством циклов нагружения за весь период эксплуатации здания более  $2 \cdot 10^6$  равна 300, при других случаях – 400.

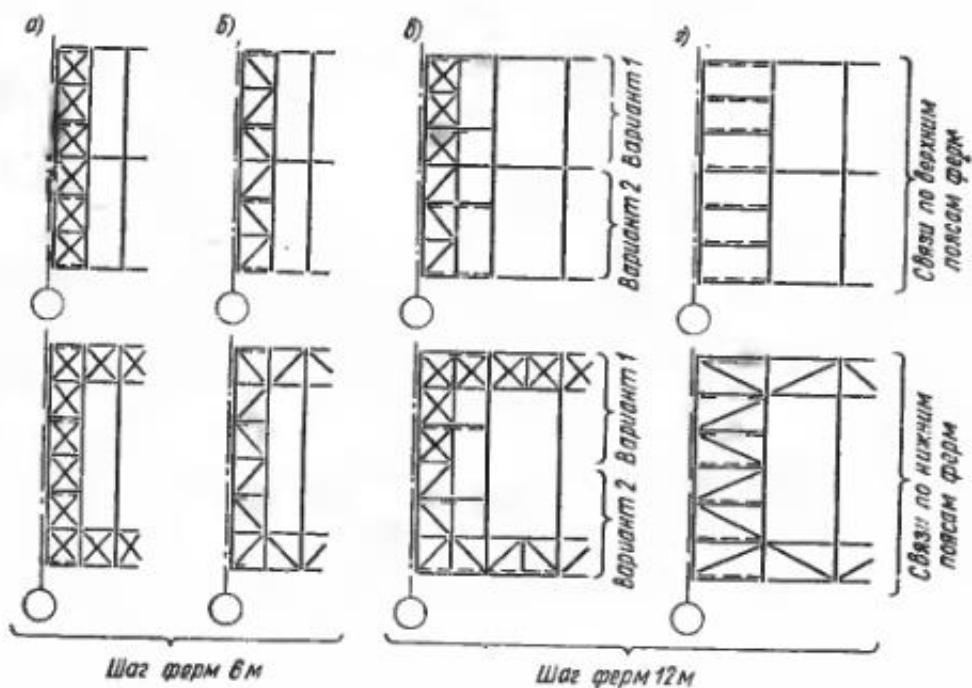


Рис 11.12. Схемы системы связей по покрытию  
а, б – при шаге ферм 6 м; в, г, - при шаге ферм 12 м.

При треугольной решетке связевых ферм (изображена на рис.11.12, б) все элементы считаются сжатыми. При крестообразной решетке (рис.11.12, а) все раскосы считаются растянутыми (здесь допускается считать, что сжатые раскосы выключаются из работы), а стойки - сжатыми. В зданиях с пролетом более 30 м и высотой более 15 м усилия в связевых фермах от ветровой нагрузки следует определять расчетом и сечения подбирать согласно этих усилий. При этом усилия, возникающие в нижних поясах стропильных ферм, при расчете самих стропильных ферм не учитываются. Узловые соединения связевых элементов, если нет фактического усилия, рассчитываются на силу равную 60 кн.

*Вертикальные связи между фермами* предназначены для фиксации вертикального положения стропильных ферм, для уменьшения расчетной длины стержней поясов ферм в горизонтальной плоскости и для передачи горизонтальных нагрузок, действующих вдоль здания на диск покрытия. Вертикальные связи устанавливаются в тех же осях, что и поперечные горизонтальные связи (см. рис. 11.10, в). Шаг вертикальных связей должен совпадать с расположением узлов по нижнему и верхнему поясу стропильных ферм. Как правило, шаг вертикальных связей принимается кратным 6м. В местах расположения вертикальных связей в стропильных фермах следует предусматривать вертикальные стойки.

Вертикальные связи проектируются в виде фермочек заводского изготовления, сечения элементов которых подбираются по предельной гибкости.

## Раздел XII. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА КАРКАСА ЗДАНИЯ

### Тема 12.1. Действительная работа стального каркаса

Каркас здания представляет собой пространственную систему состоящую поперечных и продольных конструкций, объединенных между собой системой связей. К поперечной конструкциям каркаса здания относятся колонны и ригели (фермы или балки) покрытия, их называют поперечной рамой здания (ПРЗ).

Сопряжение колонн с фундаментами в расчетной схеме принимают жестким или шарнирным. Жесткое сопряжение должно быть обеспечено жестким закреплением базы колонны с фундаментом, подошва фундамента должна быть развита и фундамент должен опираться на плотный грунт. Любой поворот колонны или фундамента будет способствовать открытие шарнира и изменению расчетной схемы. Если эти условия не соблюдаются сопряжение колонны с фундаментом следует принимать шарнирным.

Сопряжение ригеля с колонной может быть так же жестким и шарнирным. При назначении жесткого сопряжения необходимо руководствоваться следующими требованиями:

- конструктивно должно быть создано жесткое сопряжение ригеля с колонной, которое обеспечивает восприятие рамных моментов поясами ферм или жестким решением узлов балок (с накладками, с вутами или без них) к колоннам;

- жесткость сечения колонны должна быть достаточной по отношению к жесткости ригеля, и наоборот. При малых жесткостях, за счет изгиба стержня с малой жесткостью, может привести к открытию шарнира и изменению расчетной схемы.

Не выполнение всех этих требований может привести к тому, что действительная работа элементов каркаса будет отличаться от принятой в расчетной схеме.

С использованием программных комплексов расчета на ЭВМ, появилась возможность выполнять расчет каркаса здания не по плоской, а по пространственной схеме, с учетом в работе каркаса продольных элементов. Такие расчеты дают возможность более точно оценить напряженно – деформированное состояние каркаса и его элементов. Однако, здесь надо иметь в виду, при выборе расчетной схемы надо тщательно подойти к выбору жесткостей элементов, которые назначают по ранее выполненным идентичным проектам или по подобранным сечениям элементов по упрощенным расчетным схемам, а так же к граничным условиям закреплений элементов, к учету несовершенств, в ряде случаев, физической и геометрической нелинейности и др. факторов. Обязательным требованием, является сравнение жесткостей элементов, принятых в расчетной схеме, с подобранными по расчетным усилиям. Если в несущих элементах наблюдается незначительное расхождение в жесткостях, выполненный расчет считается удовлетворительным. В ином случае требуется произвести повторный расчет.

## **Тема 12.2. Сочетания нагрузок, определение расчетных усилий в элементах поперечной рамы здания**

### **12.2.1. Выбор расчетной схемы ПРЗ**

Поперечные рамы промышленных зданий – статически неопределеные системы. При расчете ПРЗ кроме нагрузок необходимо учитывать температуру и агрессивность среды эксплуатации, а также режим работы грузоподъемного оборудования, который в зависимости от интенсивности подразделяется на ручной, легкий (1К,2К,3К), средний (4К,5К,6К), тяжелый (7К) и весьма тяжелый (8К). Расчет ПРЗ производится в следующей последовательности: устанавливается расчетная схема; определяются нагрузки; определяются усилия в характерных сечениях от каждой нагрузки; составляются комбинации расчетных нагрузок, по которым определяют расчетные усилия для расчета сечений элементов ПРЗ.

На рис.12.1а) приведен конструктивный поперечный разрез однопролетной рамы промышленного здания с жестким сопряжением фермы к надкрановой части ступенчатых колонн и соответствующая раме - расчетная схема. В расчетной схеме оси стоек совмещаются с центрами тяжести сечений (ц.т) верхней и нижней частей колонны, поскольку они не лежат на одной оси, имеется их уступ с эксцентриситетом  $e = (0,45 \div 0,55)b_h - 0,5b_v$ , где  $b_h$  и  $b_v$  - соответственно, ширина нижней и верхней частей колонны.

Ригель также обозначается геометрической осью, проходящей через центр тяжести его сечения, если сечение ригеля сплошностенчатое и его

сопряжение с колонной жесткое. Если в качестве ригеля используется ферма, то при жестком сопряжении она обозначается осью, проходящей через центр тяжести сечения нижнего пояса. При шарнирном сопряжении - сплошностенчатый и сквозной ригель обозначаются в расчетной схеме геометрической осью, проходящей через центры опорных шарниров.

На рис.12.1,б) приведены расчетные схемы некоторых рам многопролетных зданий. Учитывая, что поперечная жесткость таких зданий обеспечивается рядами стоящих колонн, сопряжение ферм с колоннами принимается шарнирным, что упрощает конструкцию узлов сопряжений ферм с колоннами и снижается трудоемкость монтажа. Для каркасов с пролетами различной высоты, целесообразно в высотной части принимать жесткое сопряжение ригеля с колонной, а для нижней – шарнирное.

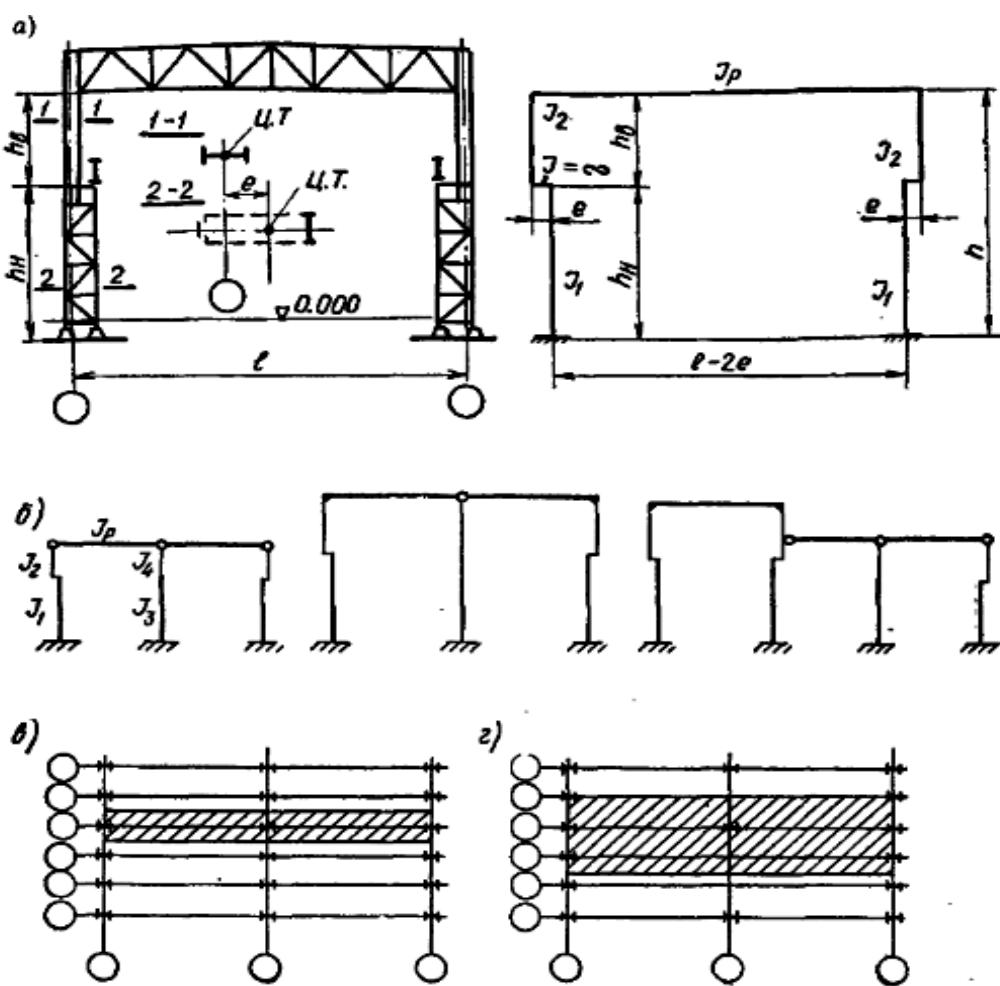


Рис.12.1 Расчетные схемы рам  
а) – конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы; б) – виды расчетных схем рам; в) и г) – выделение расчетного блока

### 12.2.2 Определение нагрузок на ПРЗ

На промышленное здание действуют следующие нагрузки: постоянные (собственный вес ограждающих и несущих конструкций); временные (снег, ветер, технологические нагрузки от оборудования, прежде всего, от

грузоподъемных кранов) и особые нагрузки, вызванные сейсмическими воздействиями, неравномерной осадкой опор, авариями технологического оборудования. Нагрузки, действующие на здание, определяются в соответствии с действующими ТНПА. Расчетные значения воздействий определяются в зависимости от их характеристических значений умножением их на частные коэффициенты по нагрузке в соответствии с 3.1.3 и приложения А [4].

Нагрузка от собственного веса покрытия ( $g$ ) считается равномерно распределенной вдоль ригеля рамы, а нагрузка от веса стенового заполнения и собственного веса колонн - сосредоточенной ( $P$ ), и можно принимать приложенной в уровне низа надкрановой и подкрановой частей колонны. (рис. 12.2). Снеговая нагрузка ( $p$ ) также принимается равномерно распределенной по длине ригеля рамы (рис. 12.2). Вертикальные нагрузки определяются с соответствующих грузовых площадей, как это показано на рис. 12.1,в) и, при наличии подстропильных ферм по средним рядам колонн – на рис. 12.1 г).

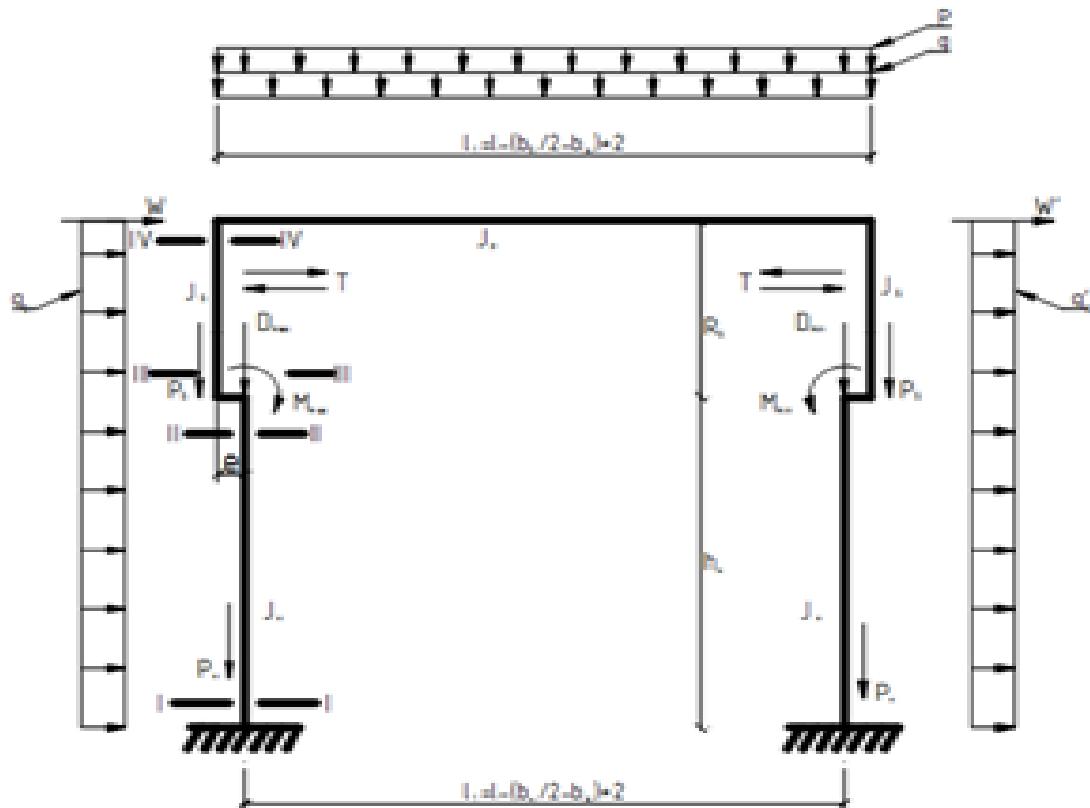


Рис. 12.2. Расчетная схема однопролетной рамы с приложенными нагрузками

Ветровую нагрузку, действующую на стеноное ограждение, также определяют с соответствующей грузовой площади на колонну ПРЗ. Она определяется в зависимости от скорости ветра для заданного района строительства, высоты над уровнем земли, типа и шероховатости местности,

турбулентности ветрового потока. Ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной на колонны с наветренной и заветренной стороны здания (рис. 12.2). При расчете ПРЗ фактическая ветровая нагрузка до геометрической оси ригеля заменяется равномерно распределенной ( $q_b$ ,  $q_b'$ ) и сосредоточенной ( $w$ ,  $w'$ ) нагрузками, действующими в пределах высоты шатра здания. Ветровая нагрузка на само покрытие (за счет завихрений ветрового потока), как правило, не учитывается, т.к. при традиционных уклонах кровли на покрытии возникает только отрицательное давление, улучшающее работу элементов ПРЗ.

Нагрузка от грузоподъемных кранов при расчете ПРЗ представляется в виде трех силовых воздействий: вертикального давления ( $D_{max}$  и  $D_{min}$ ), приложенных по центру тяжести сечения колонны; изгибающих моментов  $M_{max}$  и  $M_{min}$  и горизонтальной силы  $T$ , приложенной в уровне верхнего пояса подкрановой балки, к одной из колонн ПРЗ.

Вертикальное давление на колонну  $D_{max}$  и  $D_{min}$  определяется, как правило, от двух кранов с помощью линии влияния (см. рис. 12.3) по формуле:

$$D_{max} = (\gamma_f P_{max} \cdot \sum y_i \Psi_c + G_{nk}) \kappa_{FL} \quad \text{и} \quad D_{min} = (\gamma_f P_{min} \cdot \sum y_i \Psi_c + G_{nk}) \kappa_{FL},$$

где  $P_{max}$  и  $P_{min}$  – соответственно, максимальное и минимальное давление на колеса крана;  $\gamma_f$  – частный коэффициент по нагрузке ;  $\sum y_i$  - сумма ординат линии влияния, соответственно, под силами  $P$ ;  $\kappa_{FL}$  – коэффициент ответственности сооружения,  $\Psi_c$  – коэффициент сочетаний для крановой нагрузки.

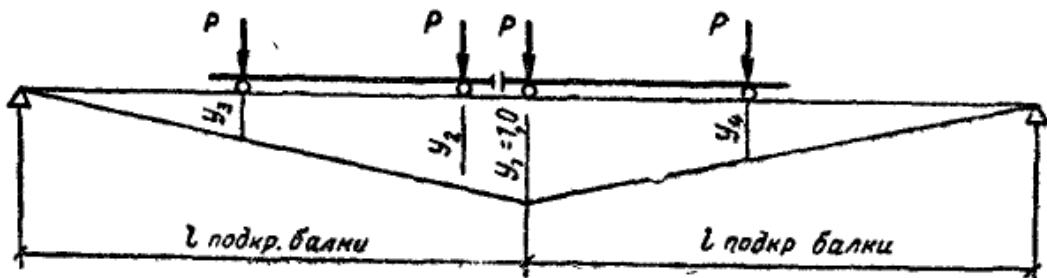


Рис.12.3. Линия влияния опорной реакции на колонну ПРЗ

Краны следует расположить таким образом, чтобы сумма ординат была наибольшей. Необходимые при этом расстояния между колесами крана и ширина моста крана принимаются по нормативным документам;  $G_{п.к.}$  - вес подкрановых конструкций.

Значения моментов на уступ колонны ПРЗ определяют:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_k; \quad M_{min} = D_{min} \cdot e_k,$$

где  $e_k$  - эксцентризитет приложения кранового давления на подкрановую часть колонны:  $e_k \approx (0.45 - 0.55)b_h$ , здесь  $b_h$  – высота сечения подкрановой части колонны. Горизонтальная сила вычисляется также с помощью линии влияния:

$$T = (T_k \cdot \gamma_f \cdot \Psi_c \cdot \sum y_i) \kappa_{FL},$$

где  $T_k$  - горизонтальная сила на колесо крана, возникающая при торможении тележки крана:

### 12.2.3 Определение усилий в элементах ПРЗ

Определение усилий в ПРЗ производится по недеформированной схеме, т.е. предполагается, что под воздействием внешних воздействий геометрическая схема поперечной рамы не претерпевает существенных изменений. Другим, также существенным упрощением расчета, является рассмотрение ПРЗ, как плоской системы. В реальных условиях ПРЗ является частью пространственного каркаса здания, что обеспечивает перераспределение усилий, особенно при критическом состоянии какого-либо конструктивного элемента. Для учета пространственных взаимодействий элементов каркаса при расчете поперечной рамы вводится коэффициент пространственной работы, который определяется в зависимости от жесткости колонн и диска покрытия, степени загруженности соседних колонн и расстояния между ними. Наиболее существенно влияние пространственной работы каркаса здания проявляется при расчете ПРЗ на крановые воздействия.

Для статического расчета рамы достаточно знать только соотношение моментов инерции элементов рамы (а не их абсолютные значения). Эти соотношения обычно можно принять в пределах (рис.12.1а))  $I_1/I_2 = 7 \dots 10$ ,  $I_p/I_2 = 20 \dots 40$ .

Момент инерции горизонтального участка (уступа) колонны принимают равным бесконечности. В многопролетных рамках средние колонны мощнее крайних, отношения моментов инерции (рис. 12.1,б) нижнего участка средней колонны  $I_3$  и верхнего ее участка  $I_4$  к моменту инерции  $I_2$  участка крайней колонны составляют:

$I_3/I_2 = 10 \dots 30$  и  $I_4/I_2 = 1,5 \dots 3$  - при одинаковом шаге наружных и внутренних колонн;

$I_3/I_2 = 20 \dots 60$  и  $I_4/I_2 = 2,5 \dots 7$  - при шаге внутренних колонн вдвое большем, чем наружных.

Для получения точных значений усилий в элементах ПРЗ расчет следует произвести несколько раз. На первом этапе, используя предварительные значения жесткостных характеристик, вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и подбираются сечения верхней и нижней частей колонны и ригеля. На втором этапе, используя жесткостные характеристики подобранных сечений, производят, прежде всего, корректировку несовпадения осей верхней и нижней частей колонны (e) и

эксцентрикитета приложения кранового давления ( $e_k$ ). Затем вычисляются усилия, составляются сочетания усилий и повторно подбираются сечения. Цикл расчета повторяется до получения требуемой точности (как правило,  $\pm 5\%$ )

Как было сказано выше, усилия в ПРЗ определяются от каждой нагрузки отдельно и только для характерных сечений. Такими сечениями для подкрановой части колонн являются сечения I-I и II-II, а для надкрановой части III-III и IV-IV (см. рис.12.2).

В соответствии с [4] для определения расчетных усилий отдельные воздействия для выявления критических случаев нагружения, объединяют в сочетания. Для каждого критического случая нагружения, расчетные значения усилий следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно. При этом каждое сочетание включает доминирующее переменное воздействие или особое воздействие. В 3.4.1 приведены основные виды сочетаний воздействий для ПРЗ .

Менее благоприятные расчетные усилия из двух выражений сочетаний для характерных сечений ПРЗ выбирается для дальнейшего расчета.

Численные значения частных коэффициентов сочетаний для определения расчетных усилий, учитывая малую вероятность одновременного действия воздействий, следует принимать в соответствии с приложением А НП.1[4]:

- коэффициенты для постоянной нагрузки  $\xi = 0.85$ ;
- коэффициенты для полезных нагрузок  $\psi_0 = 0.7$ ;
- коэффициенты для снеговой нагрузки  $\psi_0 = 0.6$ ;
- коэффициенты для ветровой нагрузки  $\psi_0 = 0.6$ .

## **Содержание практических занятий по разделу XII.**

### **Практическое занятие №11 и №12. Определение нагрузок на поперечную раму здания, расчетная схема. Определение расчетных усилий**

Выполняется каждым студентом индивидуально в соответствие с заданием на проектирование. Знакомство с нормативными документами по определению постоянных, снеговых, ветровых и крановых нагрузок. Подготовка расчетных схем и заданий для расчета на ЭВМ. Определение расчетных усилий выполняется в соответствии с разработанными таблицами кафедры в соответствии с 12.2.

## Раздел XIII. ЭЛЕМЕНТЫ ПОКРЫТИЯ

### Тема 13.1. Конструкции покрытия

Как уже отмечалось в 11.2.1. в конструкциях покрытий наибольшее распространение получили два конструктивных решения: прогонное - с применением продольных прогонов и беспрогонное – при их отсутствии. В первом случае в узлах фермы укладываются прогоны, на которые чаще всего крепится стальной профилированный настил (рис. 11.4, а) или, редко, мелкоразмерные кровельные плиты. Во втором случае – непосредственно на фермы кладут крупноразмерные плиты или панели, совмещающие функции прогонов и плит (рис. 13.1).

При прогонном решении кровли в качестве настила широко применяют профилированные стальные и алюминиевые листы. Конструктивное решение стальных и алюминиевых настилов и конструкция кровель приведены на рис. 13.2, а), б) и в).

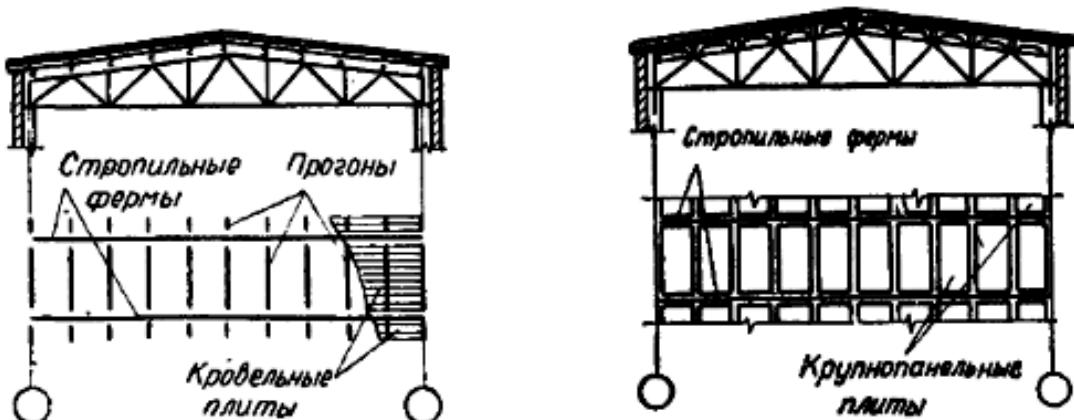


Рис. 13.1. Схема прогонного и беспрогонного покрытия

Наиболее распространенные трехслойные покрытия с рулонной кровлей. Основанием ограждающей конструкции является оцинкованный профилированный настил длиной от 3 до 12 м с толщиной листа 0,8–1,0 мм (рис. 13.2, а, б). настил укладывают на прогоны, устанавливаемые с шагом 3 м, и крепят к ним самонарезающими болтами в каждой волне (рис. 11.5, г). По длине настилы соединяют заклепками через 500 мм. Раскладку настила начинают от торца здания с последующей укладкой по нему слоев пароизоляции, утеплителя и рулонной кровли (рис. 13.2, в).

В качестве пароизоляции применяют рубероид или полиэтиленовую пленку, а утеплителя – минераловатные плиты повышенной жесткости. Утеплитель к стальному профилированному настилу лучше крепить винтами, что позволяет повысить огнестойкость конструкции и снизить трудозатраты.

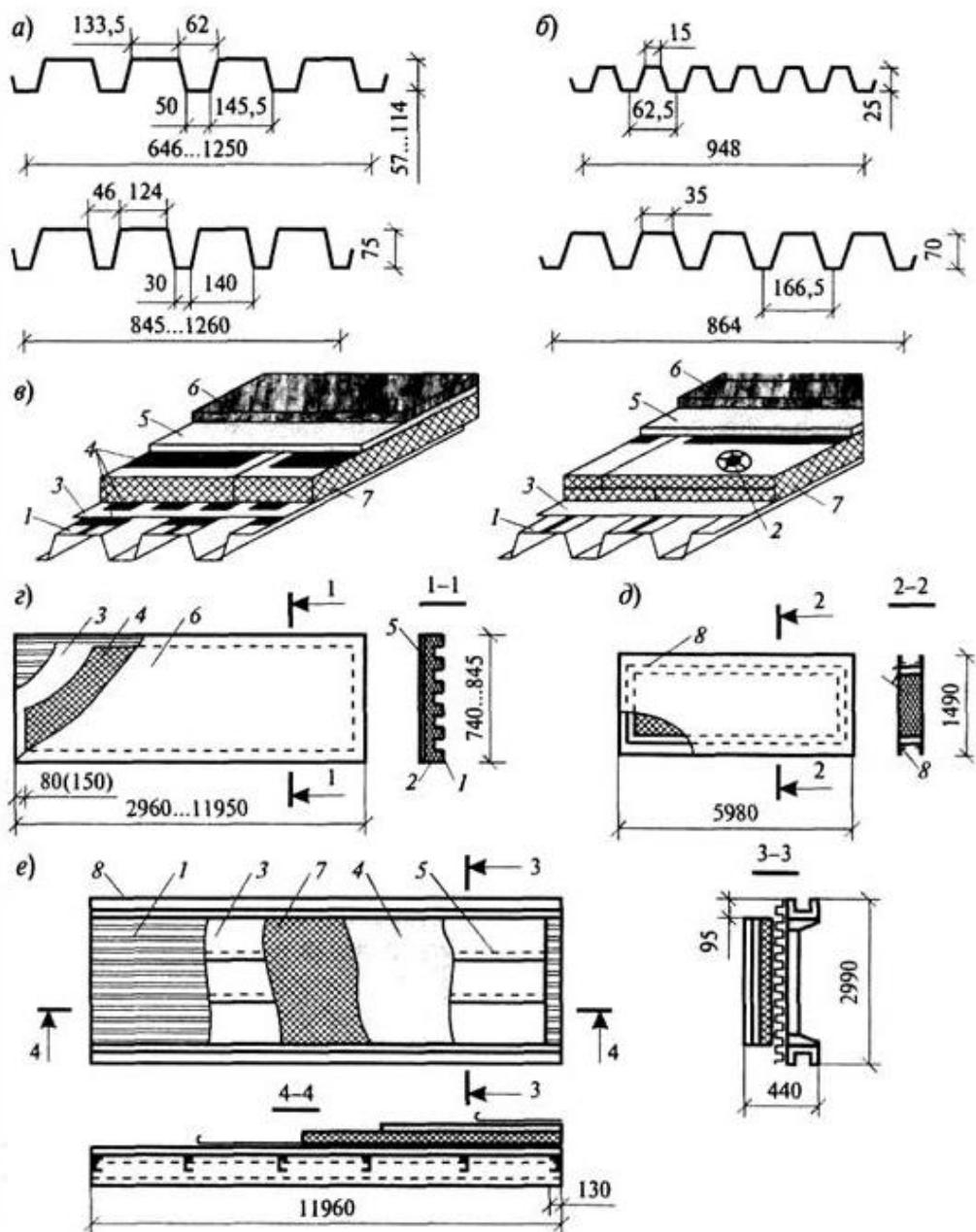


Рис. 13.2 Металлические ограждающие конструкции покрытий: а, б – стальные и алюминиевые профилированные листы; в – конструкция с послойной сборкой на клею и винтах; г – монопанель; д – трехслойная алюминиевая панель; е – трехслойная каркасная панель; 1 – профилированный настил; 2 – винтовое соединение; 3 – пароизоляция; 4 – битумная мастика; 5 – рулонная кровля; 6 – гравийно-защитный слой; 7 – утеплитель; 8 – каркас панели.

### Тема 13.2. Расчет сплошных и сквозных прогонов

При шаге ферм  $B \leq 6$  м применяют сплошные прогоны из прокатных швеллеров или двутавров, а при шаге ферм 12 м – сквозные прогоны – в виде ферм.

**Сплошные прогоны**, расположенные на скате кровли, работают на изгиб в двух плоскостях. На рис. 13.3.а) приведена схема нагрузок, действующих на прогон.

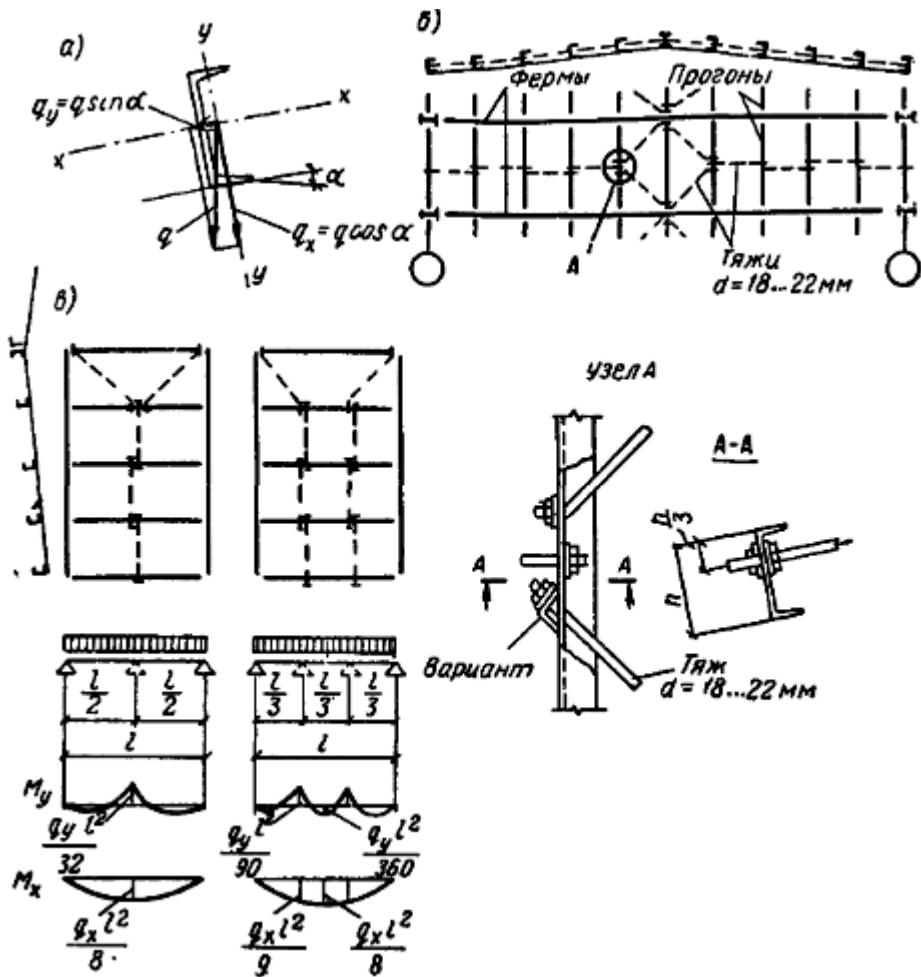


Рис. 13.3. К расчету прогонов  
а) – схема действия нагрузок; б) – развязка прогонов в плоскости ската тяжами; в) – к определению расчетных усилий в прогоне.

Нормальная составляющая нагрузки  $q_x = q \cos \alpha$ , действует в плоскости большей жесткости прогона и скатная составляющая  $q_y = q \sin \alpha$  – в доль ската. Хотя эта нагрузка не велика, вследствие малой жесткости прогона относительно оси у-у напряжения от нее получаются большими. Для уменьшения изгибающего момента от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18 – 20 мм (рис.13.3, б). В панелях у конька тяжи идут наклонно и крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор.

При шаге ферм 6 м устанавливают один тяж, при шаге 12 м или крутом скате кровле – лучше 2 тяжа (рис. 13.3. в). Значения изгибающих моментов от действия скатной составляющей приведены на рис. 13.3., в). Расчет

прогонов выполняют в соответствии 3.2.2. Прочность прогонов для характерных точек сечения проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M_{xEd}}{I_{xn}} y + \frac{M_{yEd}}{I_{yn}} x \leq f_{yd} \gamma_c \quad (13.1)$$

Если на покрытие действует статическая нагрузка, тогда прочность прогонов разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = \frac{M_{xEd}}{c_x \beta W_{xn}} + \frac{M_{yEd}}{c_y I_{yn}} \leq f_{yd} \gamma_c \quad (13.2)$$

где  $c_x$  и  $c_y$  - принимаются по табл. Е.1 приложение Е [5].

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует плотное полотнище (например, стальной профилированный настил, закрепленный к прогонам самонарезающими болтами, стальной лист, приваренный к прогонам и т.п.), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. Необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на расчетную нагрузку  $q_x$ . На эту же нагрузку, только от ее характеристической составляющей, проверяют прогиб. Общую устойчивость прогонов не проверяют, так как она обеспечена кровельным настилом.

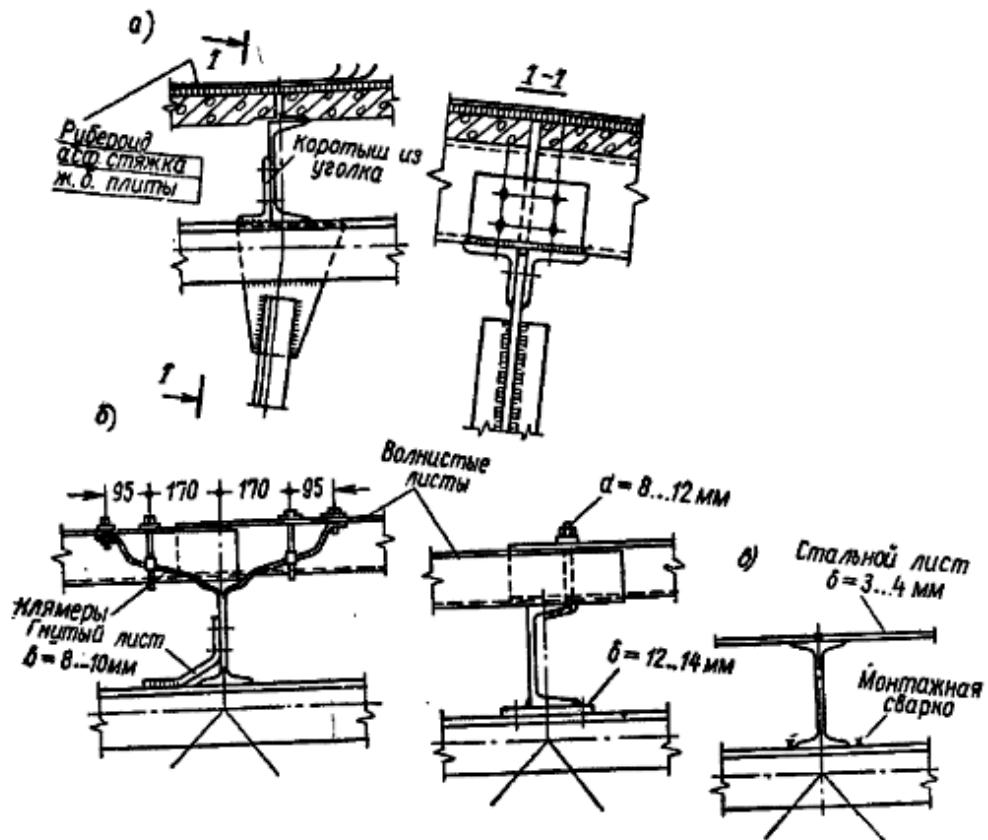


Рис. 13.4. Кровля по прогонам

- а) – с опиранием мелкоразмерных железобетонных плит к прогонам;
- б) - с асбестоцементными и стальными или алюминиевыми волнистыми листами;
- в) - со стальным листом.

Узлы крепления прогонов и настила приведены на рис. 13.4.

**Сквозные прогоны** показаны на рис.13.5. Верхний пояс этих прогонов выполнен из прокатных или гнутых швеллеров, расположенных полками наружу на расстоянии 80 мм, между которыми заводят элементы решетки из гнутых швеллеров и приваривают их к поясам без фасонок. Такое решение прогонов обеспечивает простоту изготовления и достаточную жесткость в плоскости и из плоскости прогона. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая, или в двух плоскостях), остальные элементы рассчитываются на продольные усилия

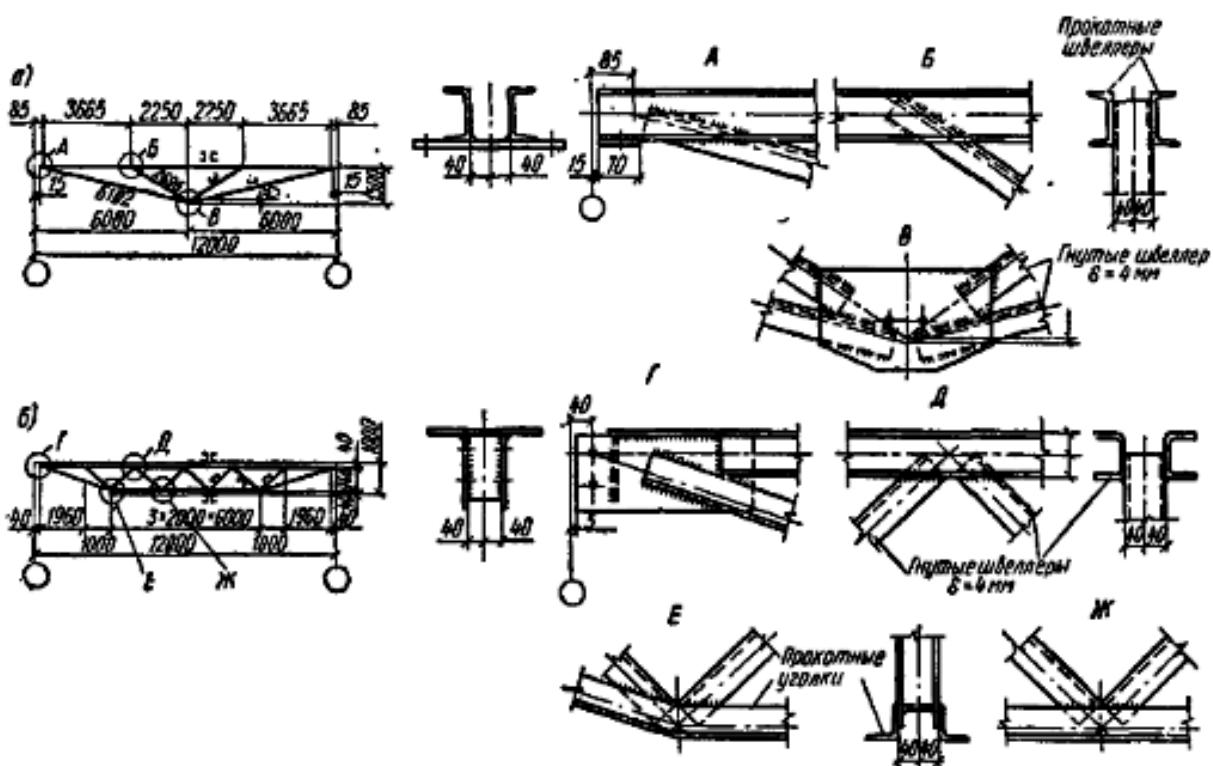


Рис.13.5 Сквозные прогоны  
 а) – конструкция ЦНИИПроектстальконструкция; б) – конструкция ЦНИИПромзданий

### **13.2.1. Беспрогонное покрытие**

Для беспрогонного покрытия широкое распространение получили крупнопанельные железобетонные плиты покрытий шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м. Их высота при пролете 6 м – 300 мм и при пролете 12 м – 450 мм. Их недостаток – большой собственный вес (от 1,2 до 2,4 т/м<sup>2</sup>), что утяжеляет конструкции ферм, колонн и фундаментов.

На рис. 13.2, приведены конструкции металлических панелей: *г*) – монопанели; *д*) – трехслойной алюминиевой панели; *е*) – трехслойной каркасной панели .

Двухслойные панели (монопанели) изготавливают в заводских условиях с заливочной пенопластовой теплоизоляцией – пенополиуретан или фенольный пенопласт плотностью 45-80 кг/м<sup>3</sup>. Гидроизоляционный ковер из трехслойного рубероида или однослоиной полимерной пленки (гидробутил, армогидробутил) (рис. 13.2, *г*). Панели изготавливают длиной от 3 до 12 м и шириной от 0,74 до 0,845 м. Толщина утеплителя в пределах от 30 до 80 мм в зависимости от климатического района. К несущим конструкциям панели крепят самонарезающими винтами. Применение однослоиных кровель снижает трудозатраты на стройплощадке в 3-4 раза по сравнению с многослойными.

Монопанели, обладая рядом положительных качеств имеют существенные недостатки:

- недостаточная огнестойкость;
- недолговечность рулонной кровли;
- большая трудоемкость заделки стыков в условиях стройплощадки.

Трехслойные панели – выполняют из двух профилированных стальных листов и слоя утеплителя, расположенного между ними. Верхний облицовочный лист толщиной 1 мм с защитным полимерным покрытием имеет разженную профилировку, а нижний толщиной 0,8 мм имеет более мелкий профиль (рис. 13.2 *д*). Толщина утеплителя составляет от 60 до 80 мм. Такие панели являются более индустриальными по сравнению с рассмотренными, но связаны с большим расходом стального профилированного листа.

Трехслойные панели выполняются в каркасном и бескаркасном вариантах. Каркасный вариант позволяет повысить жесткость панелей и увеличить их размер до 3x12 м. Облицовку в таких панелях крепят к каркасу заклепками или самонарезающими винтами, а сами панели – к прогонам с помощью самонарезающих винтов за нижнюю облицовку. Каркас панелей выполняют из гнутых профилей (швеллерного или Z профиля). В качестве облицовок могут быть использованы и алюминиевые плоские листы (рис. 13.2 *е*).

Пример каркаса панели приведен на рис 13.6.

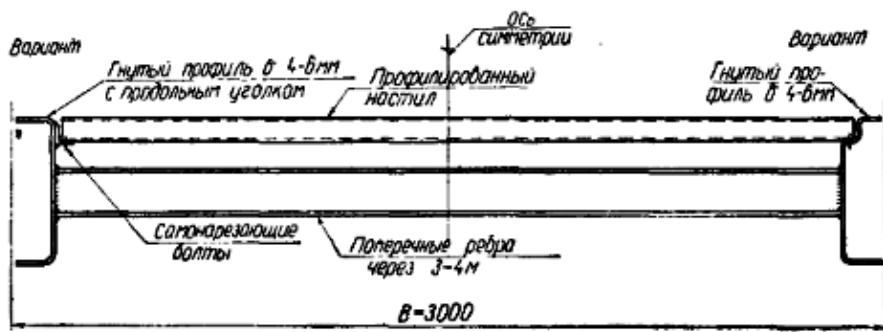


Рис. 13.6. Конструкция панели из гнутых профилей с профилированным настилом

Применение трехслойных каркасных и бескаркасных панелей связано с большими сложностями устройства и обеспечения надежности мест стыков, примыкания покрытия к парапетам, карнизам, ендовам, а также при пропуске через кровлю коммуникаций. Кроме этого, в покрытиях такого типа трудно обеспечить теплоизоляционную однородность из-за образующихся «мостиков холода», а в бескаркасных панелях – еще и расслоения под воздействием нагрузок.

### Тема 13.3. Работа и расчет стропильной фермы в системе поперечной рамы здания

Сопряжение стропильных ферм с колоннами может быть шарнирным и жестким. При шарнирном опирании фермы на колонны ферма рассчитывается как отдельная самостоятельная конструкция на вертикальные нагрузки (см раздел X). При жестком сопряжении фермы с колоннами возникают рамные моменты (рис.13.7, а), которые действуют на ферму, она становится нагруженной не только вертикальными нагрузками, но и парами горизонтальных сил (рис.13.7, б).

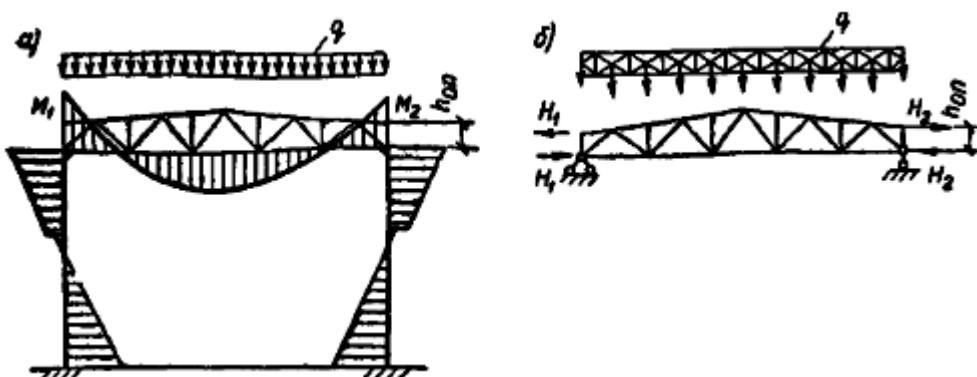


Рис. 13.7 к расчету фермы с учетом рамных моментов

Значения максимального момента левой опоры  $M_1$  определяют из таблицы расчетных усилий колонны для ее верхнего сечения, значение

момента правой опоры  $M_2$  надо определить для той же самой комбинации нагрузок для левой и соответственно правой колонны. Значения горизонтальных пар сил, действующих в узлах фермы, определяют:

$H_1 = M_1 / h_{on}$  и  $H_2 = M_2 / h_{on}$  (см. рис. 13.7, б). От этих горизонтальных сил построением отдельной диаграммы усилий определяют усилия в стержнях фермы.

Расчетные усилия для подбора сечений элементов фермы определяют сложением усилий от вертикальных и дополнительных горизонтальных нагрузок (рамных моментов). Если усилия в рассматриваемом стержне от рамных моментов и вертикальной нагрузки одного знака (стержень догружается) усилия суммируются. Если знаки усилия разные и усилие от опорного момента меньше по абсолютной величине, то за расчетное усилие принимают усилие от вертикальной нагрузки, то есть разгрузку стержня не учитывают, исходя из того, что опорное крепление ригеля может ослабеть, усилие от момента уменьшится или даже будет равно нулю. Если усилия от опорных моментов больше усилия от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен на алгебраическую сумму этих усилий.

### 13.3.1. Опорные узлы ферм

Конструкция опорных узлов ферм может быть довольно разнообразной и решается в зависимости от способа сопряжения ригеля с колонной (сверху на оголовок колонны и сбоку). Наиболее широко распространено опирание стропильных ферм сбоку колонны на опорный столик (рис. 13.8, а). Такое сопряжение позволяет осуществлять как шарнирное, так и жесткое соединение фермы с колонной.

#### *Шарнирное сопряжение фермы с колонной.*

*Стальные колонны.* Конструкция опорного узла фермы на стальную колонну чаще всего решается с опиранием через опорное ребро, приваренного к фасонке (рис. 13.8, а). Опорная реакция  $F_R = A$  передается с опорного ребра фермы через строганные поверхности на опорный столик. Опорное ребро должно выступать на 10-20 мм ниже фасонки, но не более  $1,5t_p$  ( $t_p$  – толщина ребра). Толщину ребра определяют из условия смятия

$$t_p = F_R / (b_p f_p \gamma_c) \quad (13.3)$$

где  $f_p$  - расчетное значение прочности стали на смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки), принимается по табл. А.6 [5];

$b_p$  - ширина ребра, принимается не менее 180 мм.

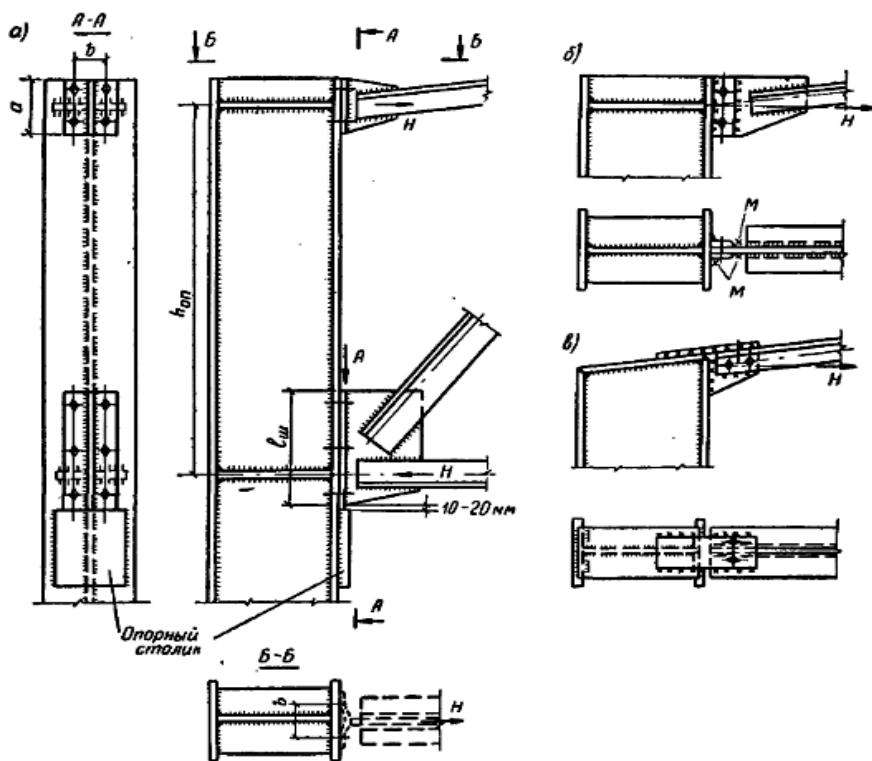


Рис.13.8. Узлы опирания стропильной фермы на колонну сбоку

*a)* – общий вид; *б), в)* – варианты крепления верхнего пояса при жестком сопряжении фермы с колонной.

Дальнейший расчет опорного узла фермы (рис. 13.8) зависит от расчетной схемы сопряжения фермы с колонной.

Длина сварного шва приварки опорного ребра к фасонке определяется из конструирования опорного узла фермы при расчете сварных швов приварки опорного раскоса и нижнего пояса. Катет сварного шва определяют из условия, что расчетная длина указанного сварного шва должна быть не более  $85\beta_f k_f$ . С учетом табл. 39[5] окончательно принимают размер катета шва.

Опорный столик делают из листа шириной равной  $b_c \geq b_p + 20$  мм, толщиной равной  $t_c \geq t_p + 10$  мм, обычно не более 30-40 мм. При опорной реакции  $F_R < 200-250$  к Н – из уголка со срезанной полкой. Высоту столика рассчитывают на усилие равное  $2/3 F_R$ , вследствие возможной неравномерности передачи опорной реакции. Крепят ферму к колонне через опорное ребро болтами грубой или нормальной точности М16 –М20 с отверстиями на 3 мм больше диаметра болтов.

Верхний узел фермы. При шарнирном сопряжении фермы с колонной рамные моменты равны нулю и соответственно горизонтальные силы  $H=0$  (рис.13.7 б)). Фланец верхнего узла делают тонким ( $t_\phi = 8 - 10$  мм) небольшой длины, расстояние между болтами (вид Б-Б рис.13.8 а))

принимают достаточно большим ( $b = 160-200$  мм). При таких размерах он будет гибким, обеспечит свободу горизонтальных деформаций верхнего пояса при изгибе фермы от действия вертикальных нагрузок, то есть будет обеспечено шарнирное сопряжение фермы с колонной.

Узел сопряжения верхнего пояса может решаться по типу узла на рис. 13.8 б), но без приварки фасонки к крепежным элементам (уголок, лист), для свободы горизонтальных деформаций пояса в фасонке под болты выполняют овальные отверстия.

Железобетонные колонны. На рис 13.8.1. показаны узлы опирания фермы на железобетонную колонну сверху.

Опорный узел при шарнирном опирании на нижележащие конструкции (железобетонные колонны, кирпичные стены и др.) состоит из опорного узла с плитой, через которую ферма заанкеривается к опоре. В кирпичных стенах под плитой устраивают железобетонную подушку.

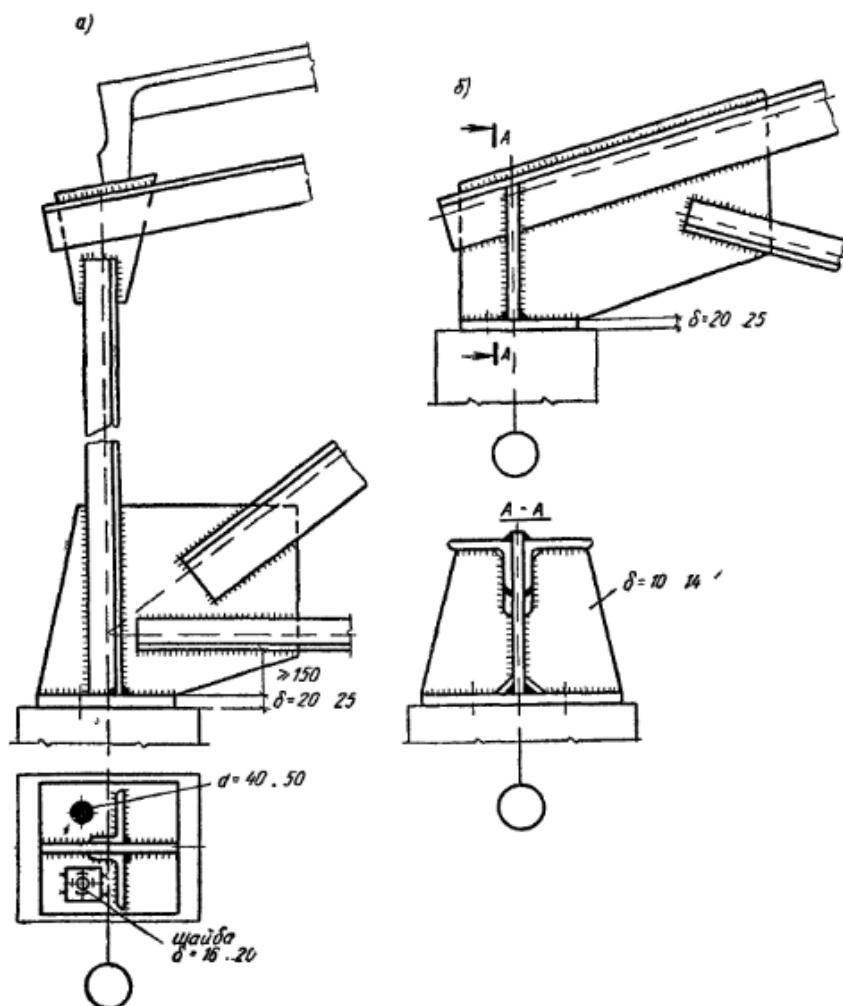


Рис. 13.8. 1. Опорный узел фермы на опору сверху.

а) – опирание на уровне нижнего пояса; б) – то же, верхнего пояса.

Площадь опорной плиты определяется из условия смятия материала опоры, а толщину плиты определяют из условия ее работы на изгиб при опирании ее на два, три канта, так же как и в базах колонн (см. 9.4.1 ЭУМК).

Швы, приваривающие фасонку и опорную стойку к плите, рассчитывают на опорную реакцию. Сами опорные узлы проектируют аналогично обычным узлам фермы.

### **Жесткое сопряжение фермы с колонной.**

При жестком сопряжении фермы с колонной, опирание фермы на колонну выполняют сбоку на столик (рис. 13.8 а), опорное ребро рассчитывают, как и при шарнирном сопряжении.

Сварные швы приварки опорного ребра к фасонке рассчитываются на опорную реакцию  $F_R$  и горизонтальную силу  $H=M/h_{on}$ , приложенную по оси нижнего пояса, где  $h_{on}$  - высота фермы на опоре (рис.13.7 а)). Относительно середины сварного шва сила  $H$  приложена с эксцентризитетом (см. рис 13.9), т.е. на узел действуют опорная реакция -  $F_R$ , горизонтальная сила -  $H$  и узловой момент  $-M=He$ , где  $e$  - эксцентризитет равный расстоянию от ц. т. нижнего пояса до середины сварного шва.

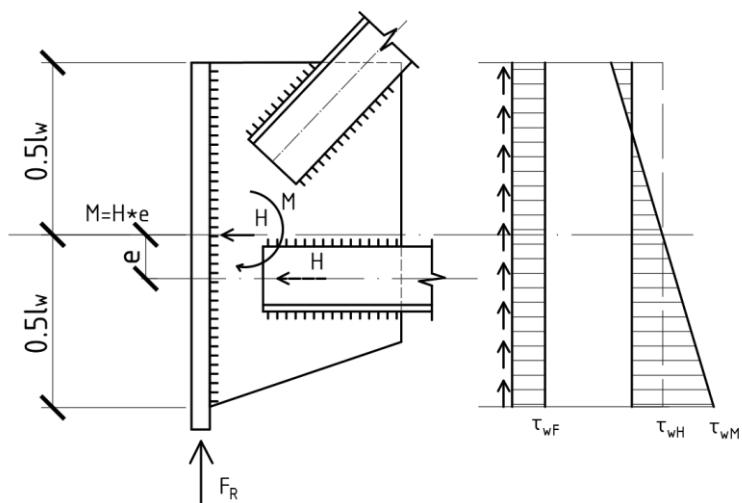


Рис.13.9. К расчету шва прикрепления фланца к фасонке

Проверка прочности сварного шва выполняется на действие равнодействующих напряжений,

если  $\beta_f f_{wf} \leq \beta_z f_{wz}$  - то расчет ведут по металлу шва,

$$\tau_w = \sqrt{(\tau_{wf})^2 + (\tau_{wh} + \tau_{wm})^2} \leq f_{wf} \gamma_c, \quad (13.4)$$

$$\text{где } \tau_{wF} = F_R / (2\beta_f k_f l_w) \leq f_{wf} \gamma_c; \quad \tau_{wH} = H / (2\beta_f k_f l_w) \leq f_{wf} \gamma_c;$$

$$\tau_{WM} = 6 \text{Не} / (2\beta_f k_f l_w^2) \leq f_{wf} \gamma_c; \quad (13.5)$$

если  $\beta_f f_{wf} > \beta_z f_{wz}$  - то расчет ведут по металлу границы сплавления, т.е в формулы, вместо  $\beta_f f_{wf}$  подставляем  $\beta_z f_{wz}$ ; здесь  $k_f$ - катет шва (обычно катетом шва задаются с учетом табл.39 [5].).

Верхний узел (рис.13.8, а)).

В узле крепления верхнего пояса сила Н стремиться оторвать фланец от колонны и вызывает его изгиб (рис.13.8, а)) вид Б-Б)). Болты, прикрепляющие фланец к колонне, работают на растяжение. Обычно при расчете задаются классом прочности болтов (принимают - не ниже кл. 5.6) и их количеством  $n = 4, 6$  и  $8$ . (как правило, принимают  $n = 4$ ). Определяют требуемую площадь одного болта по формуле

$$A_{bn} = H / (n f_{bt} \gamma_c), \quad (13.6)$$

где  $f_{bt}$  – расчетное значение прочности болта на растяжение. По требуемой площади принимают диаметр болта так, чтобы его площадь была больше требуемой, если диаметр болтов большой, надо принять болты более высокого класса прочности и повторить расчет. Диаметр болтов принимают обычно  $d = (1 - 2)t_{min}$ , здесь  $t_{min}$  - толщина более тонкого из соединяемых элементов.

Болты в фланце необходимо располагать на минимальном расстоянии, т.е  $b = b_{min}$ , и по вертикали так, чтобы центр тяжести болтового поля совпадал с линией действия силы Н.

Фланец работает на изгиб. Момент во фланце определяется, как в защемленной балке пролетом  $b$ , равным расстоянию между болтами

$$M_{\phi\phi} = \frac{Hb}{8}. \quad (13.7)$$

Приравняв действующий момент к несущей способности фланца на изгиб, определим его толщину

$$\frac{Hb}{8} = \frac{at_{\phi}^2}{6} f_{yd} \gamma_c, \quad \text{получим} \quad t_{\phi} \geq \sqrt{\frac{3Hb}{4af_{yd}\gamma_c}}.$$

Затем по сортаменту на листовую сталь принимаем  $t_{\phi}$ , здесь  $a$  – высота фланца (рис.13.8), принимается после конструирования узла, а именно после расчета сварных швов приварки уголков пояса к фасонке и размещения болтов по фланцу.

Если по каким – либо причинам не удается законструировать данный узел, чтобы линия действия силы Н проходила через центры сварного и

болтового соединения, то швы и болты рассчитывают на усилие  $H$  и дополнительный момент, от имеющего место в соединении эксцентрикитета.

Возможны также другие решения прикрепления верхнего пояса фермы в рамных узлах рис. 13.8. б), в). В этих решениях требуется выполнение сварных швов на высоте, что является довольно трудоемкой операцией.

В высоких рамках с легкой кровлей и тяжелыми кранами рамный момент может быть другого знака, что вызывает появление в нижнем узле растягивающих усилий, отрывающих его от колонны. Требуется проверка нижнего узла на растягивающее усилие и, в ряде случаев, установки распорок по нижнему поясу для обеспечения устойчивости пояса из плоскости фермы.

## Содержание практических занятий по разделу XIII

### Практическое занятие №13 Конструирование и расчет опорных узлов ферм

Запроектировать жесткий узел сопряжения фермы с колонной сбоку. (рис. XIII.1) Высота фермы на опоре равна 3050 мм. Рамный момент  $M_p = 405 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Сталь С255 ( $f_{yd} = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН}/\text{см}^2$ ,  $f_{uk} = 37,0 \text{ кН}/\text{см}^2$  при толщине 10-20мм). Толщина фасонки 10 мм,  $\gamma_c = 1$ .

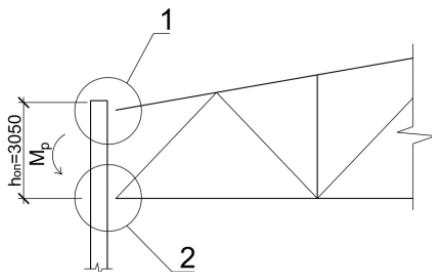


Рис. XIII.1. Узел сопряжения фермы с колонной

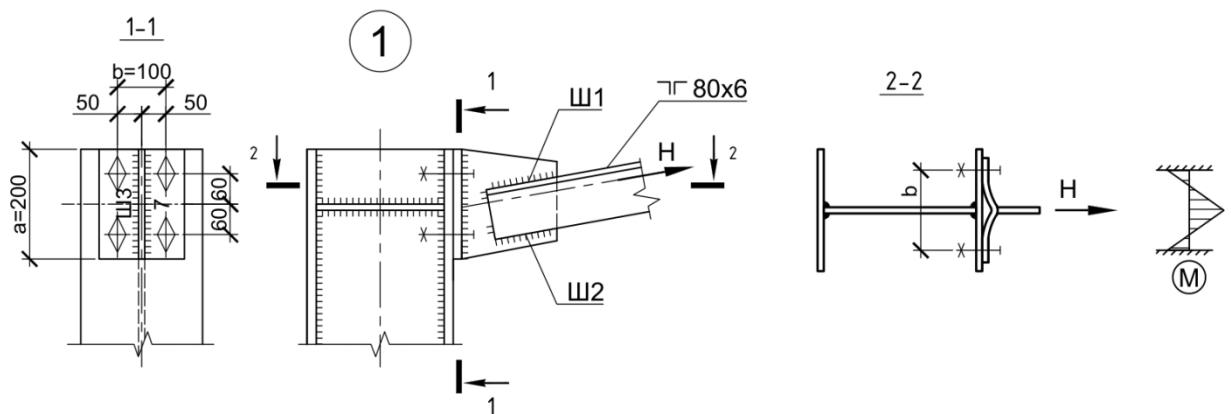


Рис. XIII.2. К расчету узла 1.

**Узел 1.** Конструкция узла приведена на рис. XIII.2. Уголки верхнего пояса  $\angle 80x6$ .

Определяем горизонтальную силу  $H=M_p/h_{on}=405/3,05=132,8\text{кН}$ , которая стремится оторвать фланец верхнего пояса от колонны (рис. XIII.1.)  
Принимаем болты класса прочности кл.5.6. с  $f_{bt}=225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$ , (табл. Г.5[5], количество болтов принимаем  $n = 4$ .

Определяют требуемую площадь одного болта по формуле:

$$A_{bn} = H/(nf_{bt}\gamma_c) = 132,8/(4 \cdot 22,5 \cdot 1) = 1,48 \text{ см}^2.$$

Принимаем болты М18,  $A_{bn} = 1,57 \text{ см}^2$  (табл. Г.9[5]). Болты располагаем симметрично относительно осей узла в соответствие с табл. 41 [5].

Рассчитываем сварные швы приварки уголков к фасонке на усилие  $H=132,8\text{кН}$ . В соответствии с табл. Г.1 и Г.2 [5], сварку выполняем сварочной проволокой Св-08А,  $f_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$  и  $f_{wz} = 0,45 f_{uk} = 0,45 \cdot 37,0 = 16,65 \text{ кН/см}^2$  (табл. 4 [5]).  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$  табл. 40 [5].

$$\text{Определим } \beta_f f_{wf} = 0,9 \cdot 18 = 16,237 \text{ кН/см}^2,$$

$$\beta_z f_{wz} = 1,05 \cdot 16,65 = 17,48 \text{ кН/см}^2.$$

Так как  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет сварных швов ведем по металлу шва.

Определим длины сварных швов, принимаем  $k_f = 5\text{мм}$  (табл. 39 [5]).

$$l_w^{o\delta} = \frac{0,7 \cdot 132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 5,8 + 1 = 6,8 \text{ см},$$

$$l_w^n = \frac{0,3 \cdot 132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 2,5 + 1 = 3,5 \text{ см, принимаем } l_w^n = 7 \text{ см.}$$

Принимаем длину сварных швов по о=бушку Ш1 - 70мм и перу Ш2 - 60мм.

В масштабе 1:10 конструируем фасонку узла в соответствии с размерами вычисленных швов и расположением болтов, определяем размеры фланца. Высота фланца равна 200 мм. Не забудем, что болты и фланец располагаем симметрично ц.т. поясного уголка. Отверстия под болты  $d_o = 19 \text{ мм}$  (кл. точности В),  $b = 100 \text{ мм}$ .

Фланец работает на изгиб (см. рис. XIII.2).

$$M_{\phi\pi} = \frac{Nb}{8} = \frac{132,8 \cdot 10}{8} = 166 \text{ кН} \cdot \text{см, и } t_\phi \geq \sqrt{\frac{3Nb}{4af_{yd}\gamma_c}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 132,8 \cdot 10}{4 \cdot 20 \cdot 24 \cdot 1}} = 1,44 \text{ см},$$

принимаем  $t_\phi = 16 \text{ мм}$ ;

Рассчитаем швы приварки фасонки к опорному ребру. Определим катет шва Ш3

$$k_f = \frac{132,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot (20-1) \cdot 18 \cdot 1} = 0,21 \text{ см.}$$

Принимаем  $k_w = 6\text{мм}$ , (табл. 39 [5]).

## Узел 2. Расчет и конструирование узла 2

Рассчитать опорное ребро нижнего узла фермы и сварные швы его приварке к фасонке. Опорная реакция  $F_R = 760$  кН, горизонтальная сила  $H=M_p/h_{on} = 405/3,05=132,8$  кН. Высота фасонки  $l_\phi = 450$  мм определена из конструирования узла по сварным швам, рассчитанных для приварки опорного раскоса и нижнего пояса на усилия  $N_2$  и  $N_1$ . Толщина фасонки 10 мм. Длина опорного ребра  $l_p = 450 + 15 = 465$  мм. Конструкция узла приведена на рис. XIII.3.

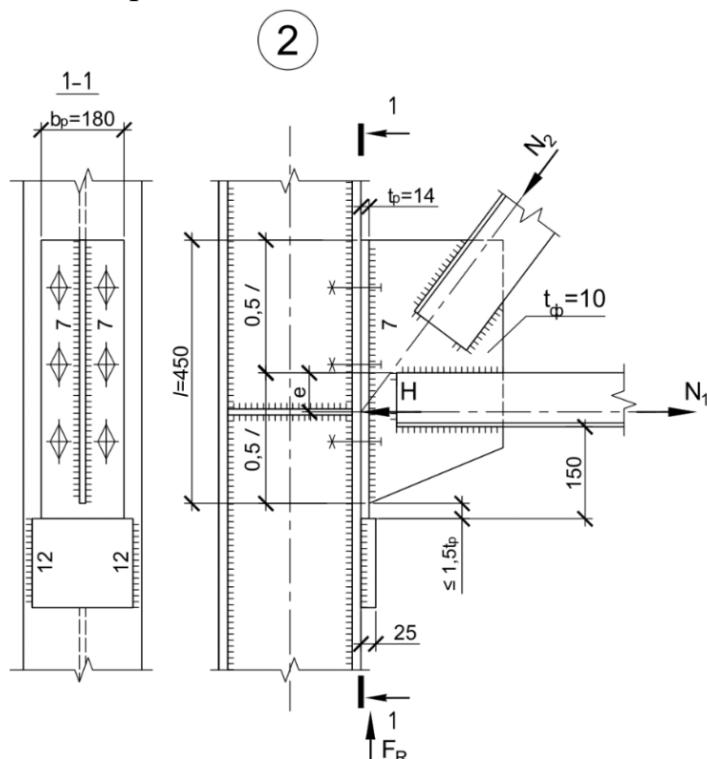


Рис. XIII.3. К расчету узла 2.

Принимаем ширину опорного ребра  $b_p = 180$  мм.

Толщину опорного ребра определяем по формуле (13.3) из условия смятия при наличии пригонки (табл. А.6 [5].) Для стали С255 ( $f_{uk} = 370$  МПа = 37 кН/см<sup>2</sup>, при толщине проката 10-20 мм,  $f_p = 361$  МПа = 36,1 кН/см<sup>2</sup> (табл. А.6[5]).

$$t_p = F_R / (b_p \cdot f_p \cdot \gamma_c) = 760 / (18 \cdot 36,1 \cdot 1) = 1,17 \text{ см}, \text{ принимаем}$$

$$t_p = 14 \text{ мм.}$$

Так как  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет сварных швов ведем по металлу шва (см. расчет узла 1).

Проверка прочности сварного шва выполняется на действие равнодействующих напряжений (см. 13.3.1 формула (13.4)). Принимаем катет шва  $k_f=7$  мм (табл.39[5]).

$$\begin{aligned}\tau_w &= \sqrt{(\tau_{WF})^2 + (\tau_{WH} + \tau_{WM})^2} = \\ \sqrt{13,7^2 + (2,45 + 2,05)^2} &= 14,4 \leq f_w \gamma_c = 18 \text{kH/cm}^2, \\ \text{где } \tau_{WF} &= 760 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot (45 - 1)) = 13,7 \leq f_{wf} = 18 \text{kH/cm}^2; \\ \tau_u &= 132,8 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot (45 - 1)) = 2,45 \leq 18 \text{kH/cm}^2; \\ \tau_M &= 6 \cdot 132,8 \cdot 6 / (2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 44^2) = 2,05 \leq 18 \text{kH/cm}^2,\end{aligned}$$

где  $e = 60$  мм – эксцентриситет приложения усилия  $H$ ;  
 $M = H \cdot e = 132,8 \cdot 6 = 796,8$  кН·см – момент относительно ц.т. шва;  
 $k_f = 7$  мм, (табл. 38, [8]);

Прочность шва обеспечена.

Опорный столик принимаем толщиной  $t_{op} = t_p + 10 = 14 + 10 = 24$  мм, принимаем  $t_{op} = 25$  мм.

Определим высоту опорного столика из условия работы сварных швов на срез. Принимаем  $k_f = 12$  мм, (табл. 39, [5]).

Так как  $\beta_f f_{wf} < \beta_z f_{wz}$  расчет сварных швов ведем по металлу шва.

$$l_{ct} = \frac{1,3F_R}{2\beta_f k_f f_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{1,3 \cdot 660}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 18 \cdot 1} + 1 = 22,1 + 1 = 23,1 \text{ см},$$

принимаем высоту столика  $l_{ct} = 240$  мм.

## Раздел XIV. КОЛОННЫ КАРКАСА

### Тема 14.1. Колонны одноэтажных производственных

В каркасах промышленных зданий могут применяться колонны трех типов: постоянного по высоте сечения, переменного по высоте сечения – ступенчатые и раздельные (рис 14.1 и 14.2).

Колонны постоянного по высоте сечения (рис. 14.1 а) обычно проектируют при кранах грузоподъемностью до 15-20 т при небольшой высоте цеха (до 8-10 м). Колонны проектируют сплошного и сквозного сечений. Большое достоинство особенно сплошных колонн их конструктивная простота и небольшая трудоемкость изготовления.

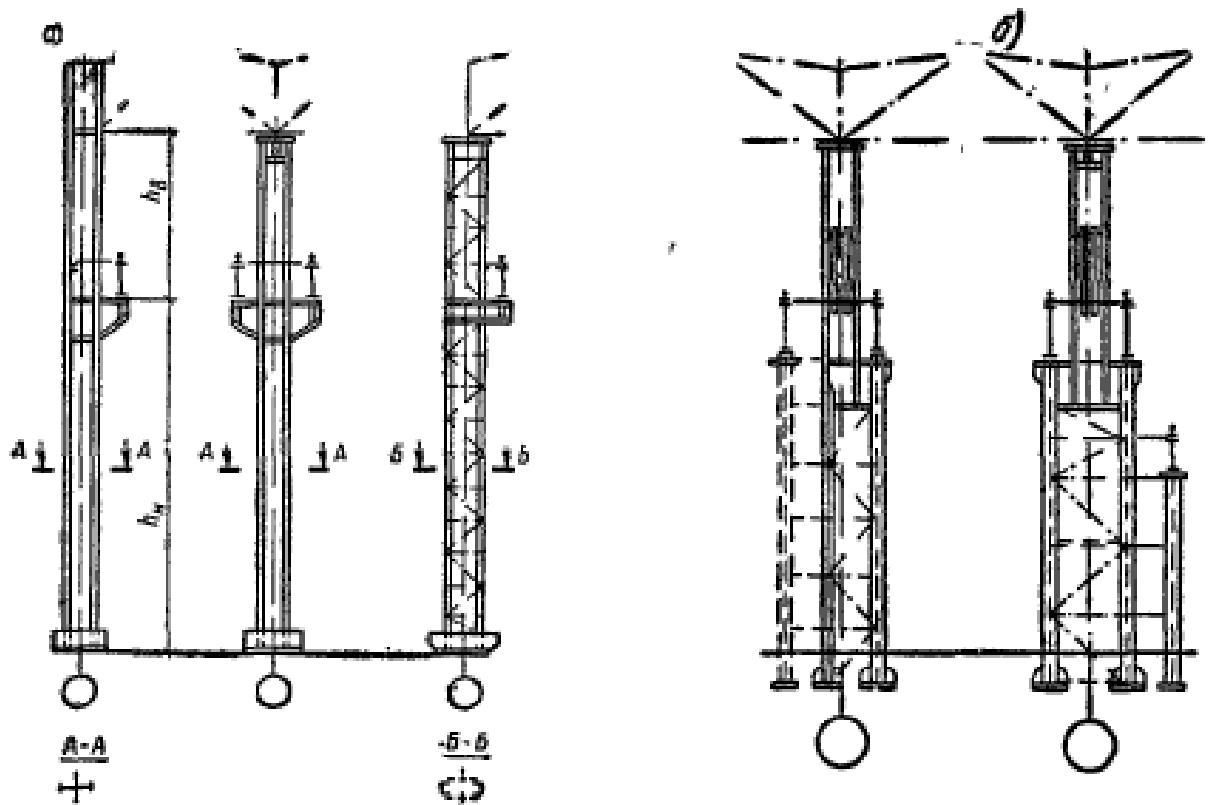


Рис. 14.1 Колонны производственных зданий  
а) – постоянного по высоте сечения; б) ступенчатая с раздельной колонной для установки дополнительного крана в пролете

При кранах большей грузоподъемности выгоднее переходить на ступенчатые колонны. Наибольшее распространение получили ступенчатые колонны сплошного и сквозного сечений (рис. 14.2 а), б-г).

Верхняя надкрановая часть колонн обычно проектируется симметричного сечения в виде составного сварного или прокатного двутавра. Подкрановую часть колонн крайних рядов здания чаще всего принимают несимметричного сечения, а средних – симметричного (рис. 14.2, г). Подкрановые ветви

нижней части колонн всегда проектируют из двутавра. Здесь предпочтение следует отдавать прокатным профилям. Размеры сечения ступенчатых колонн, а также тип сечения (сплошная или сквозная колонны) назначают в соответствии с рекомендациями, приведенными в разделе XI.

При реконструкции цеха и постановки новых кранов или при установке кранов большой грузоподъемности и их невысоком расположении применяют раздельные колонны (рис. 14.1 б)).

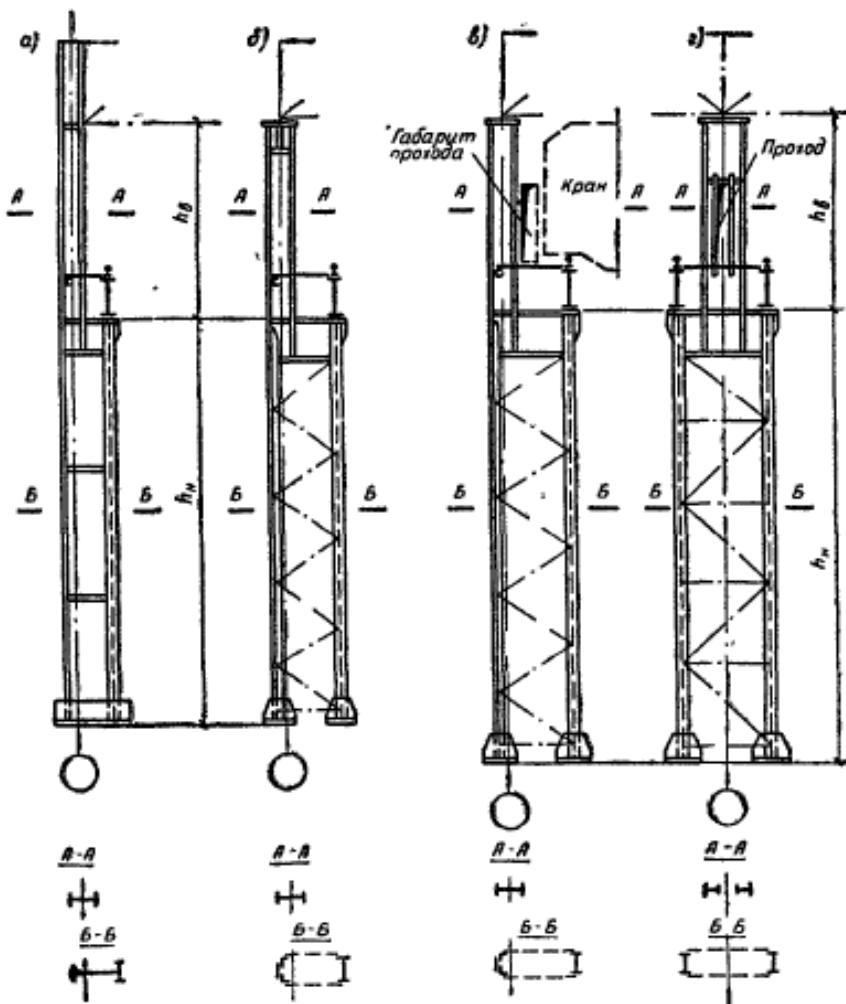


Рис. 14.2. Ступенчатые колонны производственных зданий  
 а) – сплошного сечения крайнего ряда; б) – сквозного; в) – с проходом сбоку колонны; г) – с проходом в стенке колонны среднего ряда .

Раздельные колонны проектируют из прокатного или сварного двутавра, связанных с основной колонной каркаса гибкими соединительными горизонтальными планками толщиной  $t = 10-12\text{мм}$ . Колонны рассчитывают на центральное сжатие, как стойку, нагруженную осевой силой равной сумме опорных реакций подкрановых балок, с расчетной длиной в плоскости рамы равной расстоянию между планками, а из плоскости – всей длине, с учетом ее закрепления с фундаментом. Расстояние между планками целесообразно назначать из условия равноустойчивости этой колонны в обеих плоскостях

$(\lambda_x = \lambda_y)$ . Если основная колонна сквозного сечения планки для прикрепления раздельной колонны располагают к узлам крепления решетки.

#### 14.1.1. Определение расчетной длины колонн

Колонну промышленного здания можно представить как стержень, подверженный ступенчатому сжатию с изгибом, имеющим жесткое защемление нижнего конца и упругое закрепление от поперечного смещения и поворота (при жестком присоединении ригеля) верхнего конца. Решить задачу устойчивости такого стержня довольно сложно, поэтому вводят ряд допущений: идеализируют условия опирания верхнего конца стержня, загружают силами в узлах и уступах, вводят значения осредненных коэффициентов.

В общем случае расчетная длина стержня определяется

$$l_{ef} = \mu l,$$

где  $\mu$  зависит от закрепления концов колонны, ее типа, соотношения моментов инерции и нагрузки.

Рассмотрим определение расчетной длины колонн в плоскости ПРЗ.

Для ступенчатых колонн жестких в нижней части и сравнительно гибких в верхней, условия закрепления верхнего конца на устойчивость колонны влияют мало. Поэтому правилами проектирования предусмотрены четыре расчетные схемы опирания верхнего конца. Нижний конец колонны всегда считается защемленным (рис. 14.3).

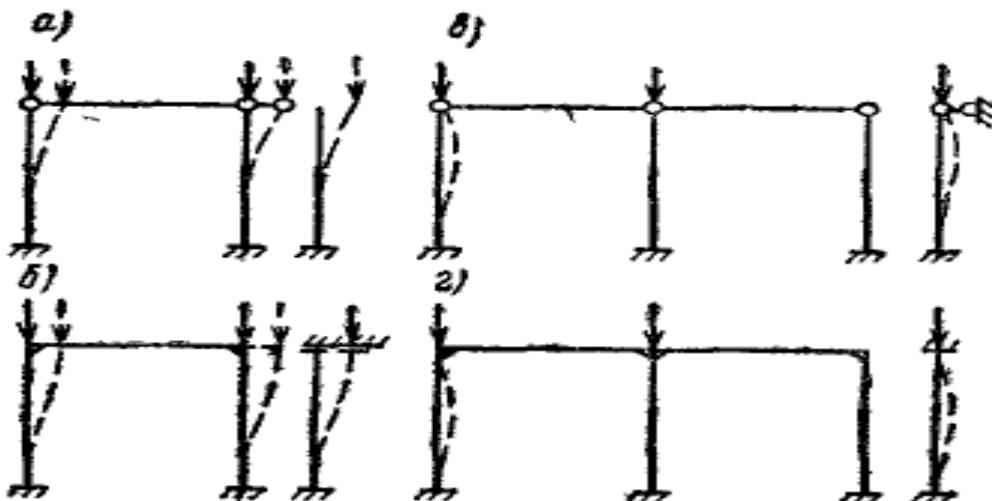


Рис. 14.3. К определению расчетных длин колонн

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис.14.3, а). Предполагается, что обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). Считается, что *конец колонны свободен от закреплений*.

2. Колонны однопролетных рам с защемленным ригеля (рис.14.3, б). Обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость, однако в отличие первого случая поворота концов не

происходит. Считается, что колонна имеет конец, закрепленный только от поворота, но с возможностью его свободного смещения.

3. Колонны двух (и более) пролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис.14.3, в). Считается, что момент потери устойчивости рассматриваемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме колонна имеет неподвижный шарнирно-опертый конец.

4. Колонны двух (и более) пролетных рам с защемленным ригелем (рис.14.3, г). При такой схеме колонна имеет неподвижный и закрепленный от поворота конец.

Коэффициент расчетной длины  $\mu$  для отдельных участков ступенчатых колонн в плоскости рамы определяют по приложению К[5] или на основе расчетной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн, с учетом 10.3.1 и 10.3.2[5].

В общем случае, расчетная длина одноступенчатой колонны в плоскости ПРЗ (рис. 14.3) для нижней и верхней частей определяется по формулам

$$l_{ef, x1} = \mu_1 l_1; \quad (14.1)$$

$$l_{ef, x2} = \mu_2 l_2. \quad (14.2)$$

где коэффициент расчетной длины  $\mu_1$  для нижнего участка колонн принимают по таблицам приложения К[5] :

— при верхнем конце колонн, свободном от закреплений (схема 1), — по таблице К.1[5];

— при закреплении верхнего конца от поворота, но с возможностью его свободного смещения (схема 2)— по таблице К.2[5];

— при закреплении верхнего конца от смещения (схемы 3 и 4) — по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 \cdot (\beta - 1)}{\beta}},$$

где  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  — коэффициенты расчетной длины нижнего участка колонны при расчетных значениях нагрузок  $F_1, = 0$  и  $F_2, = 0$  соответственно (рис. 14.4); определяют при шарнирном опирании верхнего конца по таблице К.3, а при закреплении от поворота — по таблице К.4[5]:

В таблицах К.1 – К.4[5]

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2}; \quad \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}},$$

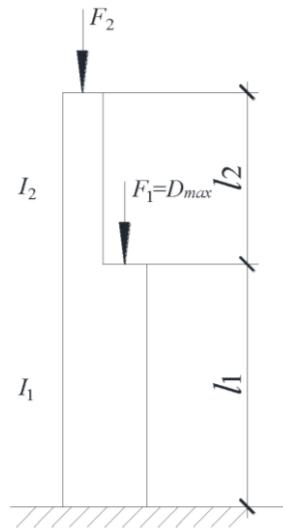
где  $I_1, I_2, l_1, l_2$  — моменты инерции сечений

и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно (рис.14.4) .

$$\beta = \frac{N_1}{N_2} = \frac{F_2 + F_1}{F_2},$$

здесь  $F_2$  – максимальное усилие, передаваемое на оголовок колонны от покрытия (кровля и снег);  $F_1 = D_{\max}$  – опорное давление кранов.

Рис.14.4. Обозначения для колонны



Коэффициент расчетной длины для верхнего участка колонн определяется по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3.$$

При определении значений коэффициентов  $\mu_1$  и  $\mu_2$  следует помнить, что для однопролетных зданий с жестким сопряжением ригеля с колонной ее верхний конец закреплен только от поворота, т. е. возможно линейное смещение верха рамы.

Расчетная длина колонн из плоскости рамы (в направлении вдоль здания) принимается равной расстоянию между закрепленными от смещения из плоскости точками (опорами колонн, подкрановыми балками, узлами крепления связей и ригелей и т. д.). При этом должны учитываться фактические условия закрепления концов колонн.

Расчетная длина одноступенчатых колонн из плоскости ПРЦ для нижнего и верхнего участков колонны может быть определена по формулам

$$l_{ef, y1} = \mu_{y1} l_1; \quad (14.3)$$

$$l_{ef, y2} = \mu_{y2} (l_2 - h_{n.b}), \quad (14.4)$$

где  $\mu_{y1} = 0,7$  – коэффициент расчетной длины при решении базы колонн, обеспечивающей их защемление из плоскости рамы;

$\mu_{y1} = 1,0$  – в остальных случаях;

$\mu_{y2} = 1,0$  – коэффициент расчетной длины для верхней части колонн;

$h_{n.b}$  – высота подкрановой балки;

$l_1$  и  $l_2$  – соответственно длина нижнего и верхнего участков ступенчатой колонны.

## 14.2. Расчет и конструирование внецентренно –сжатых колонн сплошного сечения

Сплошные колонны рекомендуется проектировать при высоте сечения  $h \leq 1000$  мм. Типы сечений подкрановой и надкрановой частей ступенчатых колонн приведены на рис. 14.5.

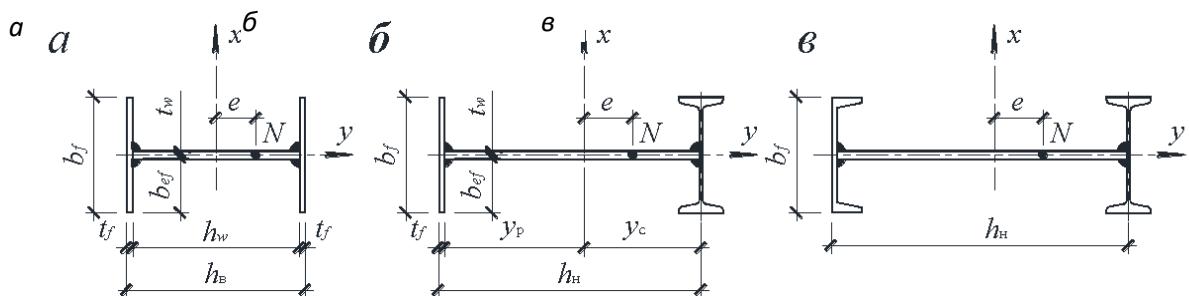


Рис. 14.5. Типы сечений сплошных колонн:  
а – надкрановой части; б, в – подкрановой части колонн крайних рядов

Подбор сечения сплошных колонн начинают с ориентировочного определения требуемой площади сечения по формуле по следующей формуле:

$$A_{cal} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}\gamma_c} \left( 1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right), \quad (14.5)$$

где  $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ ,

$h$  – высота сечения колонны.

Далее с учетом сортамента металла компонуют сечение стержня колонны. Следует помнить, что в соответствии с сортаментом листовая сталь поставляется следующей толщины: от 8 до 12 мм с градацией через 1 мм, от 12 до 22 мм – через 2 мм и далее 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм. При компоновке сечения необходимо также обеспечить местную устойчивость его элементов.

Обычно толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение  $h_w / t_w$  было в пределах 60–120, при этом меньшие значения принимают при больших  $N$  и малых  $M$ , большие – в обратных случаях. Стенку обычно выполняют толщиной 8–16 мм. Окончательную проверку местной устойчивости стенки производят после подбора сечения.

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки (или ширина более нагруженного пояса несимметричного сечения) принимается в пределах  $b_f \geq (1/20 \dots 1/30)$  высоты колонны.

В колоннах несимметричного сечения (подкрановая часть) для удобства проектирования базы ширину ветвей рационально назначать одинаковой.

Обычно для предварительного подбора сечения толщину полки можно определить из выражений

$$t_f \geq b_{ef}/(0,5\sqrt{E/f_{yd}}) \text{ или } t_f \geq b_f/\sqrt{E/f_{yd}},$$

где  $2b_{ef} \approx b_f$ . (см. рис. 14.5, а).

Толщину полок обычно принимают  $t_f = 10\text{--}40$  мм, причем  $t_f > t_w$ , и для обеспечения свариваемости необходимо соблюдение условия  $t_f / t_w \leq 3$ .

После компоновки сечения колонны определяют ее геометрические характеристики. Для колонн несимметричного сечения (см. рис. 14.5, б, в) предварительно определяют положение центра тяжести, после чего определяют моменты инерции  $I_x, I_y$  и радиусы инерции

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}. \quad (14.6)$$

Здесь  $A, I_x, I_y$  – фактическая площадь и моменты инерции скомпонованного сечения колонны. Стержень внецентренно - сжатой колонны (или ее участок) проверяют на прочность и на устойчивость в обеих плоскостях.

### **Проверка прочности.**

Прочность внецентренно сжатых колонн, выполненных из стали с пределом текучести до 530 МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамической нагрузки, при  $\tau \leq 0,5f_{yd}$  и  $N / (Af_{yd}) > 0,1$  следует проверять по формуле

$$\left( \frac{N_{Ed}}{A_n f_{yd} \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{x.n.min} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (14.7)$$

где  $n$  и  $c_x$  принимаются по табл. Е.1 [5].

Проверку прочности следует производить только для очень мощных и невысоких колонн, сечения которых ослаблены.

Расчет на прочность внецентренно сжатых колонн выполнять не требуется, если значение приведенного эксцентриситета  $m_{ef} \leq 20$  и отсутствуют ослабления сечения и при одинаковых значениях изгибающих моментов, принятых в расчетах на устойчивость и прочность [5], п. 9.1.2.

### **Расчет устойчивости колонны в плоскости действия момента.**

По геометрическим характеристикам колонны определяют ее гибкость  $\lambda_x$  и условную гибкость  $\bar{\lambda}_x$ , коэффициенты  $\eta, m_x, m_{ef}, \varphi_e$  и проверяют устойчивость стержня в плоскости действия момента (см. 9.2.2 [5]) по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (14.8)$$

здесь  $\varphi_e$  определяют по табл. Д.3[5] по интерполяции в зависимости от

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{f_{yd}/E} \text{ и } m_{ef} = \eta m_x,$$

где  $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x}$  здесь  $l_{ef,x}$  – расчетная длина;

$\eta$  – коэффициент влияния формы сечения, определяют по таблице Д.2 (приложение Д) [5];

следует помнить, что при определении относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{M_{Ed} A}{N_{Ed} W_c},$$

здесь  $W_c$  – это момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна.

**Проверка устойчивости колонны из плоскости действия момента.** Проверку устойчивости колонн сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, из плоскости действия момента (относительно оси  $y$ ) при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ( $I_x > I_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, производят (см. 9.2.4 [5]) по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{c\varphi_y A f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (14.9)$$

где  $c$  — коэффициент, учитывающий влияние момента  $M_{x,Ed}$  на устойчивость внецентренно сжатого стержня, относительно оси  $y$  (изгибно-крутильная форма потери устойчивости), определяют по 9.2.5 [5]:

— при  $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \leq 1,$$

где  $\alpha, \beta$  — коэффициенты; определяют по таблице 22[5];

$m_x$  — относительный эксцентриситет;  $m_x = \frac{M_{x,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_c}$  ( $M_{x,Ed}$  принимают по 9.2.6[5]);

— при  $m_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + \frac{m_x \varphi_y}{\varphi_b}},$$

где  $\varphi_b$  — коэффициент устойчивости при изгибе; определяют по 8.4.2[5], и приложению Ж[5], как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса;

— при  $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2m_x) + c_{10} \cdot (0,2m_x - 1),$$

где  $c_5$  — определяют по формуле при  $m_x = 5$ ,  $c_{10}$  — по формуле при  $m_x = 10$ ;

$\varphi_y$  — коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый по табл. Д.1, [5], в зависимости от  $\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{f_{yd}/E}$  и типа сечения «*b*», где  $\lambda_y = l_{ef,y} / i_y$ ;

$l_{ef,y}$  — расчетная длина колонны из плоскости рамы.

Здесь нужно помнить, что при определении величины относительного эксцентриситета

$$m_x = \frac{M_{x,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_c},$$

используемого для вычисления коэффициента  $c$ , за расчетный момент принимается:

— для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в

пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня;

— для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом — момент в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки.

При гибкости  $\bar{\lambda}_y > 3,14$  коэффициент  $c$  не должен превышать значений  $c_{\max}$ , определяемых по приложению Д.1[5]; если  $c > c_{\max}$ , в формуле (14.9) вместо  $c$  принимают  $c_{\max}$ .

При отношении ширины сечения к его высоте менее 0,3  $c = 0,3$ .

После выполненных проверок на устойчивость и прочность при необходимости (при недонапряжении колонны более чем на 5 % или при ее перенапряжении) производят корректировку сечения колонны и повторно делают проверки.

#### 14.2.1 Расчет местной устойчивости полки и стенки сечения колонны

**Устойчивость поясов (полок)** внецентренно-сжатых колонн с гибкостью  $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$  считают обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки)  $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_{ydf}}{E}}$  (см. рисунок 14.5) не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса  $\bar{\lambda}_{ut}$ , определяемых по формулам таблицы 24[5].

Для двутавровых сечений при гибкости стержня  $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$  предельная условная гибкость  $\bar{\lambda}_{ut} = \bar{\lambda}_{utc} - 0,01(1,15 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x$ , где  $\bar{\lambda}_{utc}$  — предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально-сжатого элемента, определяемое по 7.3.8 и 7.3.9[5]. Для двутаврового сечения  $\bar{\lambda}_{utc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x$  (табл.10 формула (36) [5]).

**Местная устойчивость стенки** выполняется в соответствии с 9.4.2 и 9.4.3 [5]. Местная устойчивость стенок внецентренно-сжатых (сжато-изогнутых) элементов будет обеспечена, если условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  не превышает значений предельной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{uw}$ , определяемых по формулам таблицы 23 [5].

Для двутавровых сечений при  $1 \leq m_x \leq 10$  и  $c\phi_y > \phi_e$  предельная условная гибкость стенки (см. табл.23 формулы (133) и (134)) равна

при  $\bar{\lambda}_x < 2$  равна  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15\bar{\lambda}_x^2$ , и

при  $\bar{\lambda}_x \geq 2$  равна  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x$ , но не более 3,1.

При  $c\phi_y \leq \phi_e$  и  $1 \leq a \leq 2$  предельная условная гибкость  $\bar{\lambda}_{uw}$  определяется по формуле (135) табл. 23 [5].

Стенки внецентренно-сжатых (сжато-изгибающихся) элементов сплошного

сечения (колонн, стоек, опор и т. п.) при  $\bar{\lambda}_w \geq 2,3$  укрепляют поперечными ребрами жесткости с шагом от  $2,5h_{ef}$  до  $3h_{ef}$ , ширина ребер должна быть не менее  $b_r \geq \frac{h_{ef}}{30} + 40$  — для парных симметричных ребер, не менее  $b_r \geq \frac{h_{ef}}{20} + 50$  — для одностороннего ребра; толщина ребра должна быть не менее  $t_r \geq 2b_r \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ .

Если стенка окажется неустойчивой, то можно увеличить ее толщину, что экономически невыгодно, или укрепить продольными ребрами жесткости (рис. 14.6, а). В этом случае части стенки между ребром и поясом рассматривают как самостоятельные пластинки и проверяют их устойчивость по указанной ранее методике. Момент инерции ребра относительно оси стенки должен быть

$$I_{rl} \geq 6h_{ef}t_w^3$$

Продольные ребра включаются в расчетное сечение колонны.

Постановка продольных ребер затрудняет изготовление колонны, поэтому их ставят редко.

Обычно неустойчивую часть стенки шириной  $a$  (рис. 14.6, б) считают выключившейся из работы и в расчетное сечение стержня вводят лишь полки и примыкающие к ним участки стенки длиной  $h_{red}/2$ , где на рисунке устойчивая часть стенки  $h_{red} = h_d$ , определяемая в соответствии с 7.3.6 [5]). Затем выполняется проверка общей устойчивости колонны по формуле (14.8) с подстановкой вместо  $A$  величины  $A_d$ , т. е. площади сечения колонны с устойчивыми участками стенки. Значения  $A_d$  определяют по п. 7.3.6 [5]. Все остальные характеристики определяют как для всего сечения.

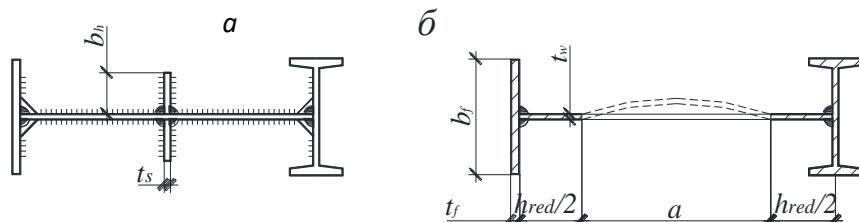


Рис. 14.6. К подбору сечения стержня сплошной колонны:  
а – стенка укреплена продольными ребрами жесткости;  
б – расчетное сечение колонны при тонкой (неустойчивой) стенке

### Тема 14.3. Расчет и конструирование внецентренно–сжатых колонн сквозного сечения

#### 14.3.1 Компоновка сечения колонны и расчет ветвей

Стрекень сквозной колонны состоит из двух ветвей, соединенных между собой решеткой. Типы сечений сквозных колонн приведены на рис. 14.7.

Для крайних рядов колонн обычно проектируют колонны несимметричного сечения (рис. 14.7, а), а для средних – симметричного (рис. 14.7, б). Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами

(ветвями). Пояса воспринимают продольную силу  $N_{Ed}$  и изгибающий момент  $M_{Ed}$ , а решетка – поперечную силу  $V_{Ed}$ .

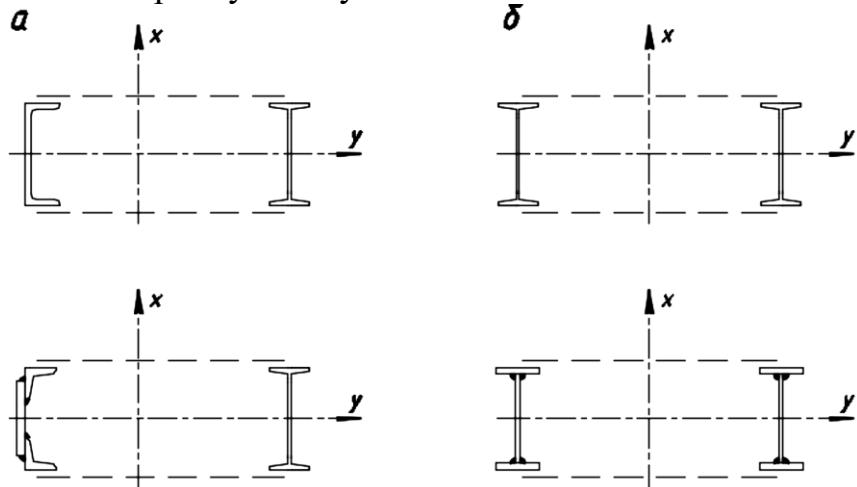


Рис. 14.7. Типы сечений сквозных колонн:  
а – несимметричные; б – симметричные

Расчетные усилия  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$  для подбора сечения ветвей колонны определяют из таблицы комбинаций усилий. При их определении исходят из того, что положительный момент ( $+M$ ) догружает наружную ветвь, а отрицательный ( $-M$ ) – подкрановую ветвь (рис. 14.8).

В общем случае расчетные продольные усилия сжатия в ветвях определяются по формулам (по абсолютной величине)

$$N_{v1} = \left| N_{Ed,1} \frac{y_2}{h_0} \right| + \left| \frac{M_{Ed,1}}{h_0} \right|, \quad (14.10)$$

$$N_{v2} = \left| N_{Ed,2} \frac{y_1}{h_0} \right| + \left| \frac{M_{Ed,2}}{h_0} \right|,$$

где  $N_{Ed,1}$ ,  $M_{Ed,1}$  и  $N_{Ed,2}$ ,  $M_{Ed,2}$  – соответственно продольные усилия и моменты (со своими знаками) для расчета ветвей колонны 1 и 2;  $y_1$  и  $y_2$  – соответственно расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующей ветви.

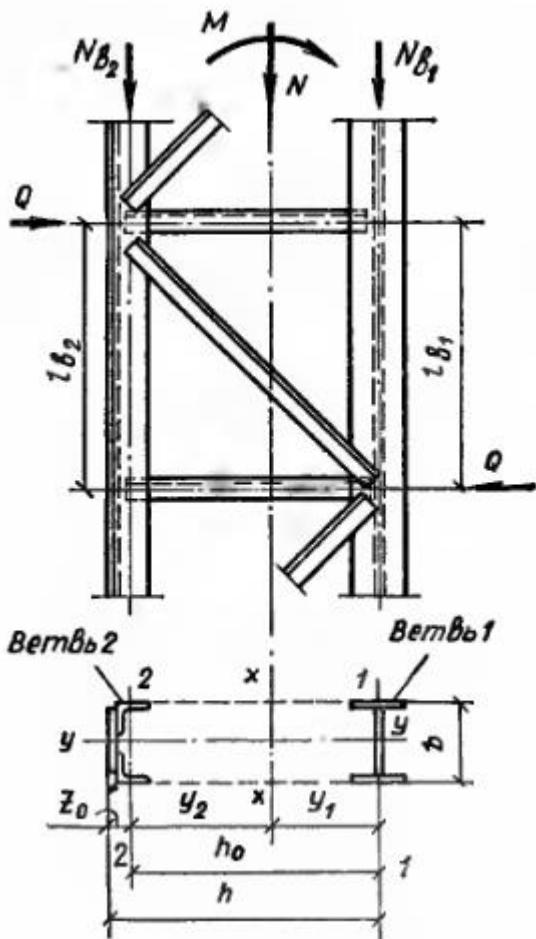


Рис. 14.8. К расчету сквозной колонны

Так как заранее положение центра тяжести сечения неизвестно, то в первом приближении можно принимать  $y_1 = 0,45h_0$ ;  $y_2 = 0,55h_0$ , а  $h_0 = h$ .

Определив ориентировочные усилия в ветвях, находят требуемые площади ветвей:

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}}{(0,7-0,9)f_{yd}\gamma_c},$$

$$A_{b2} = \frac{N_{b2}}{(0,7-0,9)f_{yd}\gamma_c},$$

где  $f_{yd}$  – расчетное значение предела текучести стали, принимаемое в зависимости от марки стали по табл. А.3-А.5 [5];

$\gamma_c = 1,05$  – коэффициент условия работы для колонн одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами, принимаемый по табл. Б.1 [5].

По найденной площади компонуют сечения ветвей, принимая их ширину  $b \geq (\frac{1}{20} \div \frac{1}{30})$  высоты колонны.

Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому все требования местной устойчивости для стенки и полок и условие свариваемости элементов принимаются так же, как и для центрально сжатых колонн (см. тему 9.1).

Подкрановую ветвь рекомендуется проектировать из прокатных обыкновенных или широкополочных двутавров, реже – из сварных составных (рис. 14.7 б), а наружную ветвь – из прокатных или гнутых швеллеров или составного сечения – из листа и уголков (см. рис. 14.8, ветвь 2). Ширины ветвей  $b$  принимают одинаковой.

Скомпоновав сечения ветвей, определяют их фактическую площадь  $A_{b1}$  и  $A_{b2}$ , положение центра тяжести наружной ветви (расстояние  $z_0$ ) и центр тяжести всего сечения, уточняют расстояния  $y_1$  и  $y_2$  и определяют  $h_0 = h - z_0$ .

По формулам (14.10) уточняют расчетные продольные усилия в ветвях и определяют геометрические характеристики сечения обеих ветвей и всего сечения в целом. Назначают тип решетки, а также, приняв угол подхода раскосов к ветвям  $\alpha$  (близким к  $45^\circ$ ), определяют расстояния между узлами решетки  $l_{b1}$  и  $l_{b2}$  (см. рис. 14.8). Затем выполняют расчет устойчивости подкрановой и наружной ветвей колонны в обеих плоскостях, как работающих на центральное сжатие, по формулам (14.11) и (14.12).

**Расчет ветвей в плоскости колонны (рамы)** относительно осей 1-1 и 2-2 (см. рис. 14.8) выполняют по формулам (14.11)

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (14.11)$$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_2 A_{b2} f_{yd} \gamma_c} \leq 1;$$

где  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  – коэффициенты устойчивости при центральном сжатии соответственно подкрановой и наружной ветвей относительно собственных осей 1–1 и 2–2, определяемые по табл. Д1 [5] в зависимости от условной гибкости ветвей  $\bar{\lambda}_1 = \lambda_1 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  и  $\bar{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  и типа сечения каждой ветви согласно табл. 7 [5];

$$\lambda_1 = \frac{l_{b1}}{i_1} \text{ и } \lambda_2 = \frac{l_{b2}}{i_2} \text{ – гибкости ветвей ;}$$

$i_1$  и  $i_2$  – радиусы инерции сечения каждой ветви соответственно осей 1-1 и 2-2 (см. рис. 14.8).

**Расчет ветвей из плоскости колонны (рамы)** относительно оси у-у (см. рис. 14.8) выполняют по формулам (14.12)

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_{y1} A_{b1} f_{yd} \gamma_c} \leq 1, \quad (14.12)$$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2} f_{yd} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $\varphi_{y1}$  и  $\varphi_{y2}$  – коэффициенты устойчивости при центральном сжатии для каждой ветви относительно оси у-у, определяемые по табл. Д1 [5] в

зависимости от условной гибкости ветвей  $\bar{\lambda}_{y1} = \lambda_{y1}\sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  и  $\bar{\lambda}_{y2} = \lambda_{y2}\sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ ; и типа сечения каждой ветви согласно табл.7 [5];

$$\lambda_{y1} = \frac{l_{y1}}{i_{y1}} \text{ и } \lambda_{y2} = \frac{l_{y2}}{i_{y1}} \text{ – гибкости ветвей относительно оси у-у ;}$$

$l_{y1}$  и  $l_{y2}$  – расчетная длина каждой ветви из плоскости колонны, определяемая по формуле (14.3);

$i_{y1}$  и  $i_{y2}$  – радиусы инерции сечения каждой ветви относительно оси у-у.

Так же значения  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_{y1}, \varphi_{y2}$  - можно определять в соответствии с 7.1.3 [5].

По выполненным проверкам устойчивости ветвей колонны оценивают принятное сечение, при необходимости корректируя его площадь, при этом стремясь, чтобы значения деления расчетных усилий на несущую способность были как можно ближе к 1,0 (примерно 0,9-0,99).

Если устойчивость ветвей колонны из плоскости не обеспечена (обычно для высоких колонн) вдоль здания между колоннами в системе связей в подкрановой части устанавливают распорки по ветвям для уменьшения расчетной длины и выполняют повторный расчет на устойчивость ветвей.

### 14.3.2 Расчет решетки сквозной колонны

Для проверки устойчивости сквозной колонны, как единого стержня в плоскости рамы, необходимо подобрать сечение решетки. Решетку обычно проектируют из уголков, располагаемых по граням ветвей колонны. Расчет решетки ведут в соответствии с 9.3.7 [5] на большую из фактической  $V_{Ed}$  и условной  $V_{fic}$  поперечных сил. Фактическое значение поперечной силы принимается из статического расчета рамы, а условное значение определяют по формуле 19 [5] или формуле 9.12 раздела IX ЭУМК.

Решетку в колоннах чаще всего проектируют из одиночных уголков. Усилия в раскосах решетки (рис. 14.8) вычисляют по выражению

$$N_d = \frac{V_{max}}{2 \sin \alpha}, \quad (14.13)$$

где  $\alpha$  – угол между ветвями колонны и раскосами.

Усилия в стойках

$$N_{ct} = \frac{V_{max}}{2}, \quad (14.14)$$

Расчет сечения раскосов и стоек из одиночных уголков выполняют как центрально сжатых элементов с учетом 7.1.3 [5] или 3.3.1 ЭУМК по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_{min} A f_{yd} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $N_{Ed}$  - расчетное усилие в раскосе или стойке;

$\gamma_c = 0,75$ , а значение гибкости определяют для раскоса  $\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d,min}}$  и стойки

$\lambda_{ct} = \frac{l_{ct}}{i_{ct,min}}$ , здесь  $l_d$  и  $l_{ct}$  – расчетная длина раскосов и стоек, равная

расстоянию между узлами решетки, а  $i_{d,\min}$  и  $i_{ct,\min}$  – радиусы инерции сечения элементов решетки относительно оси с минимальной жесткостью;

$\varphi_{\min}$  определяют по 7.1.3[5] для типа сечения «с».

Пределная гибкость для стержней решетки колонны  $\lambda_u = 210 - 60\alpha$ .

### 14.3.3 Расчет устойчивости колонны как единого стержня

Расчет на устойчивость колонны сквозного сечения, как единого стержня в плоскости действия момента, выполняют в соответствии с 9.3.2 [5] по формуле (114) на обе комбинации усилий  $M_{Ed}$  и  $N_{Ed}$  (на которые рассчитывали ветви), соответственно, по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{\varphi_e A f_{yd} \gamma_c} \leq 1$$

где  $A = A_{B1} + A_{B2}$  – площадь сечения колонны;

$\varphi_e$  – коэффициент устойчивости внецентренно сжатого элемента, принимаемый по табл. Д.4 [5], в зависимости от параметров  $\bar{\lambda}_{ef}$  и  $m_x$ ;

$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$  – условная приведенная гибкость;

$m_x = \frac{M_{Ed} A a}{N_{Ed} I_x}$  – относительный эксцентриситет;

$a$  – расстояние от центра тяжести сечения до оси наиболее сжатой ветви колонны;

$I_x$  – момент инерции всего сечения колонны относительно свободной оси  $x$ - $x$ ;

$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}}$  – приведенная гибкость колонны (см. табл. 8 [5]);

$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}$ ,  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$  – гибкость и радиус инерции всего сечения колонны относительно оси  $x$ - $x$  (см. рис. 14.8);

$l_x$  – расчетная длина колонны;

$A_d$  – суммарная площадь сечения двух раскосов;

$\alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{l_b h_0^2}$  – коэффициент (см. табл. 8 [5]).

$M_{Ed}$  и  $N_{Ed}$  – расчетные значения изгибающего момента и продольной силы, соответственно догружающие наружную ( $M_2$  и  $N_2$ ) или подкрановую ( $M_1$  и  $N_1$ ) ветви колонны.

Проверка устойчивости сечения сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента не проводится, поскольку она обеспечена устойчивостью отдельных ветвей относительно оси  $y$ .

Для увеличения сопротивляемости сквозной колонны скручиванию по длине стержня не реже чем через 4м дополнительно устанавливают диафрагмы, посредством сварки прикрепляемые к ветвям колонны и элементам решетки.

## Тема 14.4. Конструкция и расчет основных узлов колонн

### 14.4.1. Узлы сопряжения верхней и нижней частей ступенчатых колонн

В ступенчатых колоннах сопряжение верхней части с нижней осуществляется посредством траверсы, которую, как правило, проектируют одностенчатой. Конструктивные решения таких сопряжений приведены на рис. 14.9.

Одностенчатая траверса может быть выполнена с монтажным соединением верхней части колонны в уровне уступа (рис. 14.9, *a*) или выше уступа (рис. 14.9, *б*). Во втором случае делают прорезь в детали 1, которая устанавливается внутри траверсы. Толщину детали 1 принимают равной толщине полки верхнего участка колонны.

Высоту траверсы рекомендуется принимать  $h_{tp} = (0,5-0,8) h_n$  – ширины нижней части колонны. Вертикальное давление подкрановых балок ( $D_{max}$ ) передается на траверсу сверху через горизонтальную плиту толщиной  $t_{pl} = 25-30$  мм. Нижний пояс траверсы сквозной колонны, а также горизонтальные ребра сплошной колонны обычно выполняют толщиной  $t = 10-14$  мм.

Толщину траверсы назначают из условия ее работы на смятие от действия силы  $D_{max}$  по формуле

$$t_{tp} \geq \frac{D_{max}}{l_{ef} f_p \gamma_c}, \quad (14.15)$$

где  $l_{ef} = b_p + 2t_{pl}$  – расчетная длина сминаемого участка траверсы;

$b_p$  – ширина опорного ребра подкрановой балки;

$f_p$  – расчетное сопротивление смятию (при наличии пригонки), принимаемое по табл. А.6 [5];

$\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы.

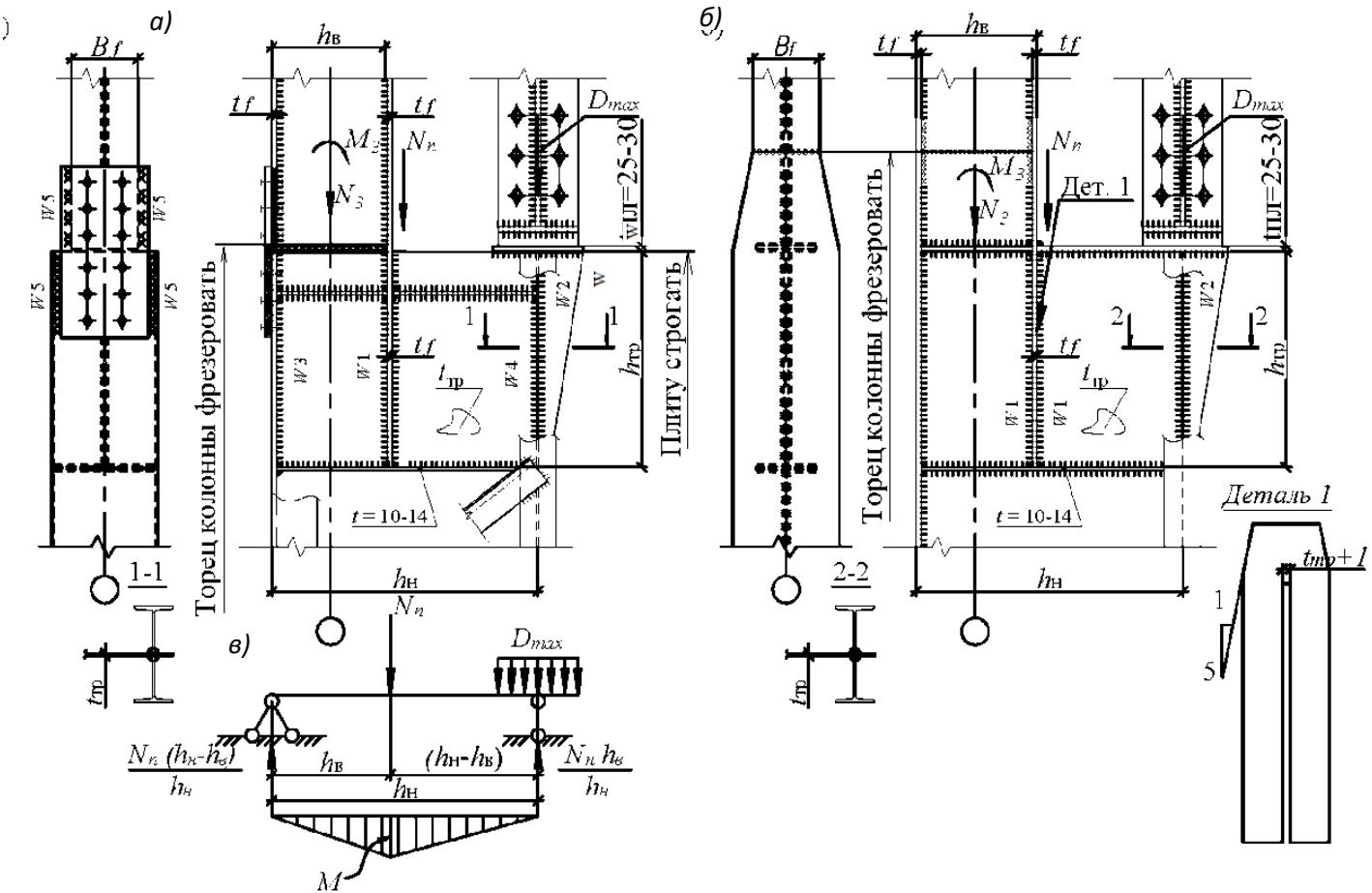


Рис. 14.9. Узлы сопряжений верхней и нижней частей колонн:  
а) – сквозных; б) – сплошных; в) – расчетная схема траверсы

**Траверсу сквозной колонны** рассчитывают как однопролетную балку с пролетом, равным  $h_h$  (рис. 14.9, в)). Чтобы упростить расчет несколько в запас прочности, допустимо считать, что усилия полностью передаются только через полки верхней части колонны. Усилие в полке от продольной силы и момента, действующих в месте сопряжения на траверсу, определяют

$$N_n = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_b},$$

где  $N_3$  – расчетные значения продольной силы и  $M_3$  – изгибающего момента, додгружающего данную полку, в месте сопряжения верхнего участка колоны с подкрановой частью, (в курсовом проекте  $N_3$  и  $M_3$  – это значения расчетных усилий в сечении 3-3 ПРЗ);

$h_b$  – высота сечения верхней части колонны.

Траверсу проверяют на изгиб и срез по формулам

$$\frac{M_{tp}}{W_{tp}} \leq f_{yd}\gamma_c, \quad (14.16)$$

$$\frac{V_{tp}}{h_{tp}t_{tp}} \leq f_s\gamma_c, \quad (14.17)$$

здесь  $M_{tp} = \frac{N_{\Pi} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} (h_{\text{н}} - h_{\text{в}})$  – изгибающий момент в траверсе;

$V_{tp} = \frac{N_{\Pi} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + 0,5D_{max}$  – максимальная поперечная сила;

$W_{tp}$  – минимальный момент сопротивления траверсы.

Сварные швы W1, рассчитывают на усилие в полке  $N_{\Pi}$ . Максимальную расчетную длину сварного шва принимают не более  $l_w^{\max} = 85\beta_{f(z)}k_f$ .

Крепление траверсы к стенке ветви колонны (шов W4) рассчитывают на суммарную реакцию

$$N_{w4} = \frac{N_{\Pi} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + 0,5D_{max},$$

а швы W2 приварки дополнительного ребра с противоположной стороны стенки двутавра рассчитывают на усилие равное  $0,5D_{max}$ .

Крепление траверсы к подкрановой ветви колонны может осуществляться через прорезь в стенке двутавра (см. рис. 14.9, б, сечение 2–2), тогда сварные швы (их четыре) рассчитываются на полную суммарную реакцию

$$N_w = \frac{N_{\Pi} h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} + D_{max}$$

на эту же силу  $N_w$  стенку двутавра проверяют на срез по формуле

$$\tau_w = \frac{N_w}{2h_{tp}t_w} \leq f_s \gamma_c,$$

$t_w$  – толщина стенки ветви колонны.

При  $\tau_w > f_s \gamma_c$  прочность стенки не обеспечена, в этом случае стенку вырезают в зоне траверсы и в замен делают более толстую вставку из листа. Сварные швы W3 принимают такими же, как швы W4. Вертикальную накладку и сварные швы по одну сторону стыка W5 обычно рассчитывают на несущую способность полки  $N_f = A_f f_{yd} \gamma_c$ , где  $A_f$  – площадь полки верхней части колонны.

**В сплошных колоннах** на  $D_{max}$  из условия смятия также определяют толщину траверсы  $t_{mp}$  и находят размеры сварных швов W1 (см. рис. 14.9, б). Если толщина траверсы оказалась толще стенки сплошной колонны, тогда в верху колонны в зоне траверсы делают вставку из листа толщиной равной  $t_{mp}$  и высотой  $h \geq h_{mp} + 100\text{мм}$ . Остальные размеры швов определяют так же, как и для сквозных колонн.

#### 14.4.2 Подкрановые консоли колонн постоянного по высоте сечения

На рис. 14.10 приведены конструкции консолей, на которые устанавливают подкрановые балки. В колоннах сплошного по высоте сечения проектируют одностенчатые консоли двутаврового сечения, в сквозных – консоль выполняют из двух швеллеров, приваренных у ветвям (рис. 14.10, б).

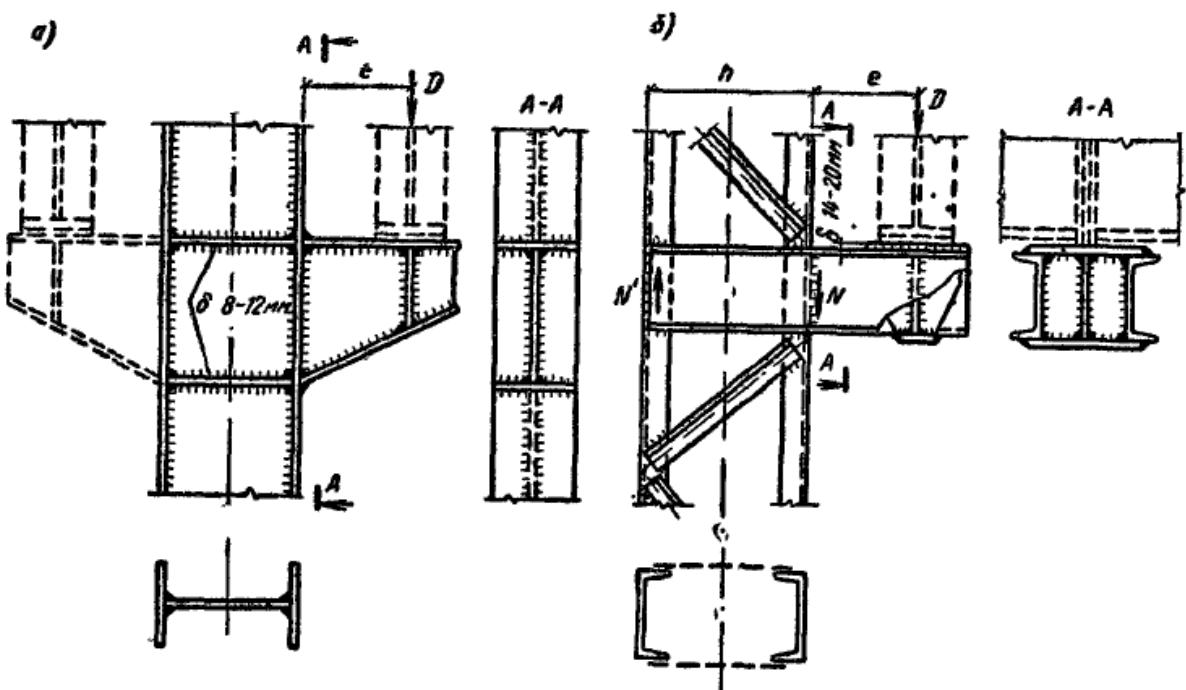


Рис. 14.10 Подкрановые консоли  
а—сплошной колонны; б,— сквозной колонны

Консоли сплошного сечения и швы (рис. 14.10, а) рассчитывают на изгибающий момент  $M_{Ed}=De$  и срез поперечной силой равной  $D$ . Напряжения проверяют у основания консоли и в швах ее крепления, предполагая, что изгибающий момент (пара сил) воспринимается только поясами, а поперечная сила  $V_{Ed}=D$  воспринимается стенкой.

Консоли из швеллеров в сквозных колоннах также проверяются на действие момента  $M_{Ed}=De$  и поперечной силы  $V_{Ed}=D$ . Усилия в швах находят по правилу рычага: для швов на внутренней ветви и для швов наружной ветви они будут соответственно следующими (рис. 14.10, б)

$$N=D(h+e)/h \text{ и } N'=De/h.$$

Для колонн средних рядов многопролетных зданий (рис. 14.10, а) консоли рассчитывают на наибольшую реакцию от подкрановой балки с кранами большей грузоподъемности.

#### 14.4.3 Конструкция и расчет баз внецентренно - сжатых колонн

База является весьма ответственной и в то же время сложной и трудоемкой частью колонны. Решение базы зависит от типа сечения, мощности колонны и способа установки. Конструкции баз приведены для сквозных колонн на рис. 14.11 и 14.12 и сплошных – на рис. 14.13 и 14.14.

Существует три основных способа установки колонн:

- 1) на стальные подкладки толщиной 40-60 мм между плитой базы и фундаментом с последующей заливкой зазора цементным раствором;
- 2) на выверенную поверхность фундамента без последующей подливки;

3) на заранее установленные и выверенные опорные плиты базы колонны (безвыверочный метод монтажа).

Первый способ весьма трудоемок, требуется выверка колонн на подкладках, подливка и т. д. Второй способ так же сложен из-за трудоемкости выполнения точной поверхности фундамента. Поэтому в настоящее время для тяжелых колонн применяют безвыверочный метод монтажа (рис.14.10.1).

Сущность этого метода заключается в том, что на фундамент с высокой точностью при помощи установочных болтов или специальных кондукторов устанавливают опорные плиты (по рискам на них) с верхней фрезерованной поверхностью. Под плиты подливают цементный раствор. Ветви колонны также выполняются с фрезерованными торцами. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту, что обеспечивает ее проектное положение без дополнительной выверки. После этого анкерными болтами плотно притягивают колонну к фундаменту. При наличии больших сдвигающих усилий колонну приваривают к опорной плите после установки.

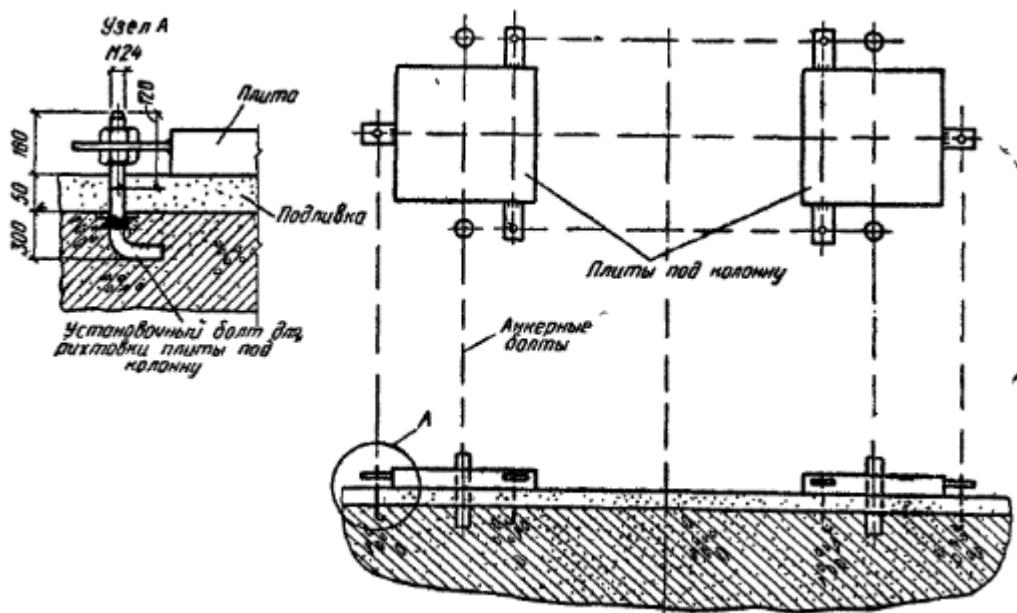


Рис. 14.10.1. Опорные плиты баз для колонн с фрезерованным торцом.

По своей конструкции базы внерадиально-сжатых колонн несколько отличаются от баз центрально-сжатых колонн. Имея те же основные элементы – опорную плиту, траверсы, ребра и анкерные болты, база внерадиально-сжатой колонны развивается в плоскости действия изгибающего момента; анкерные болты должны воспринимать растягивающие усилия от действия момента. Под легкие колонны постоянного сечения, базы, как правило, проектируют с общей опорной плитой и траверсами (рис. 9.10 б)).

#### **Базы сквозных колонн.**

Для сквозных колонн с большой высотой сечения базу, как правило,

проектируют под каждую ветвь колонны, их называют раздельными базами. Примеры конструктивных решений баз сквозных ступенчатых колонн приведены на рис. 14.11.

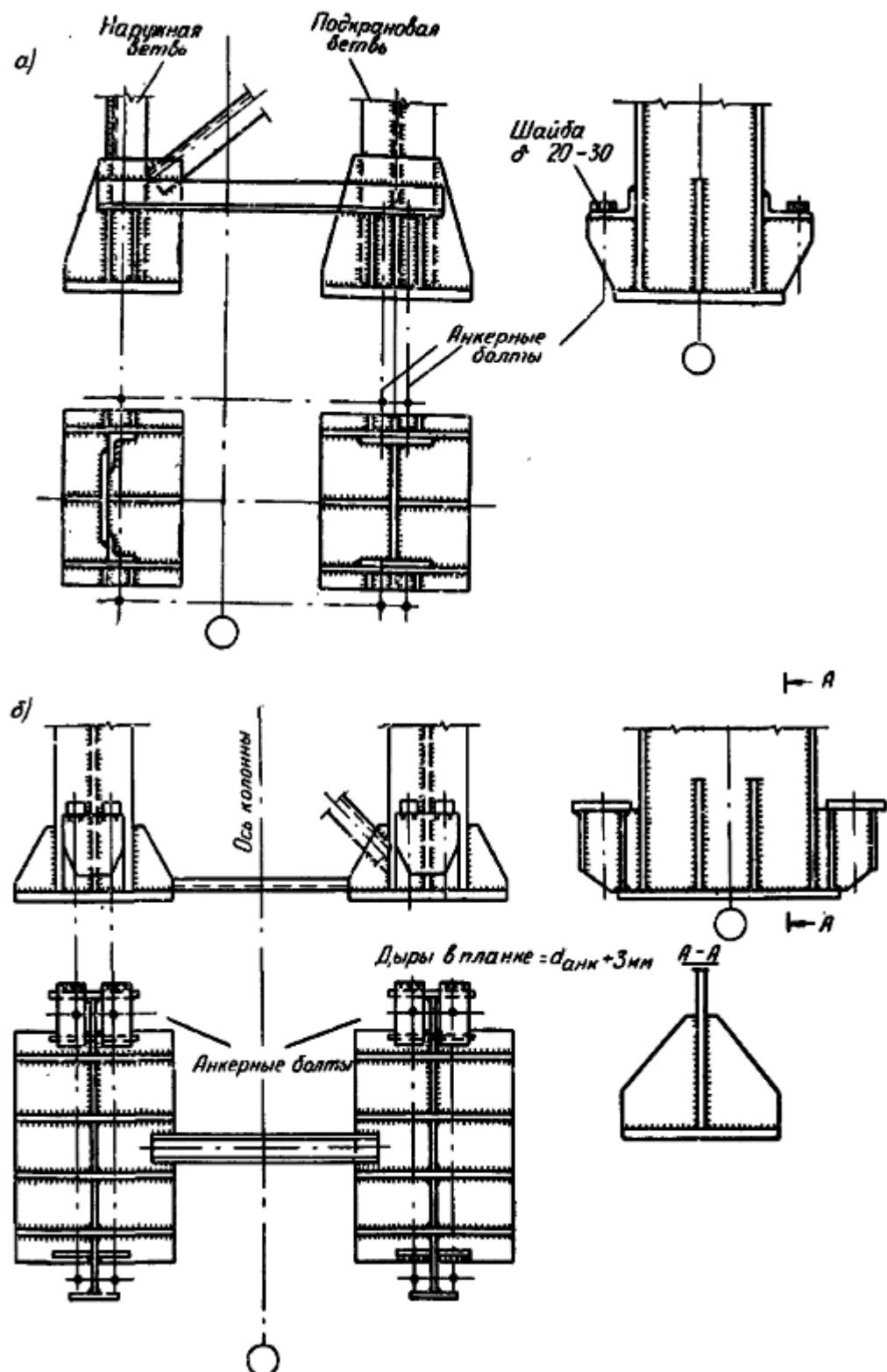


Рис.14.11. Раздельные базы сквозных колонн  
а) –наружного ряда; б) –среднего ряда много пролетного здания.

Расчет и конструирование базы под каждую ветвь производят по наибольшему сжимающему усилию в ветви (рис. 14.12), которые определяют по формулам (14.10). В формулах значения  $M_{Ed}$  и  $N_{Ed}$  принимаются непосредственно в опорном сечении колонны с фундаментом. Расчет базы под каждую ветвь проектируют так же, как и для центрально сжатых колонн (см. п. 9.4.1). Окончательно толщину плит, высоту и толщину траверс принимают одинаковыми по максимальным значениям, рассчитанных для каждой из ветвей колонны.

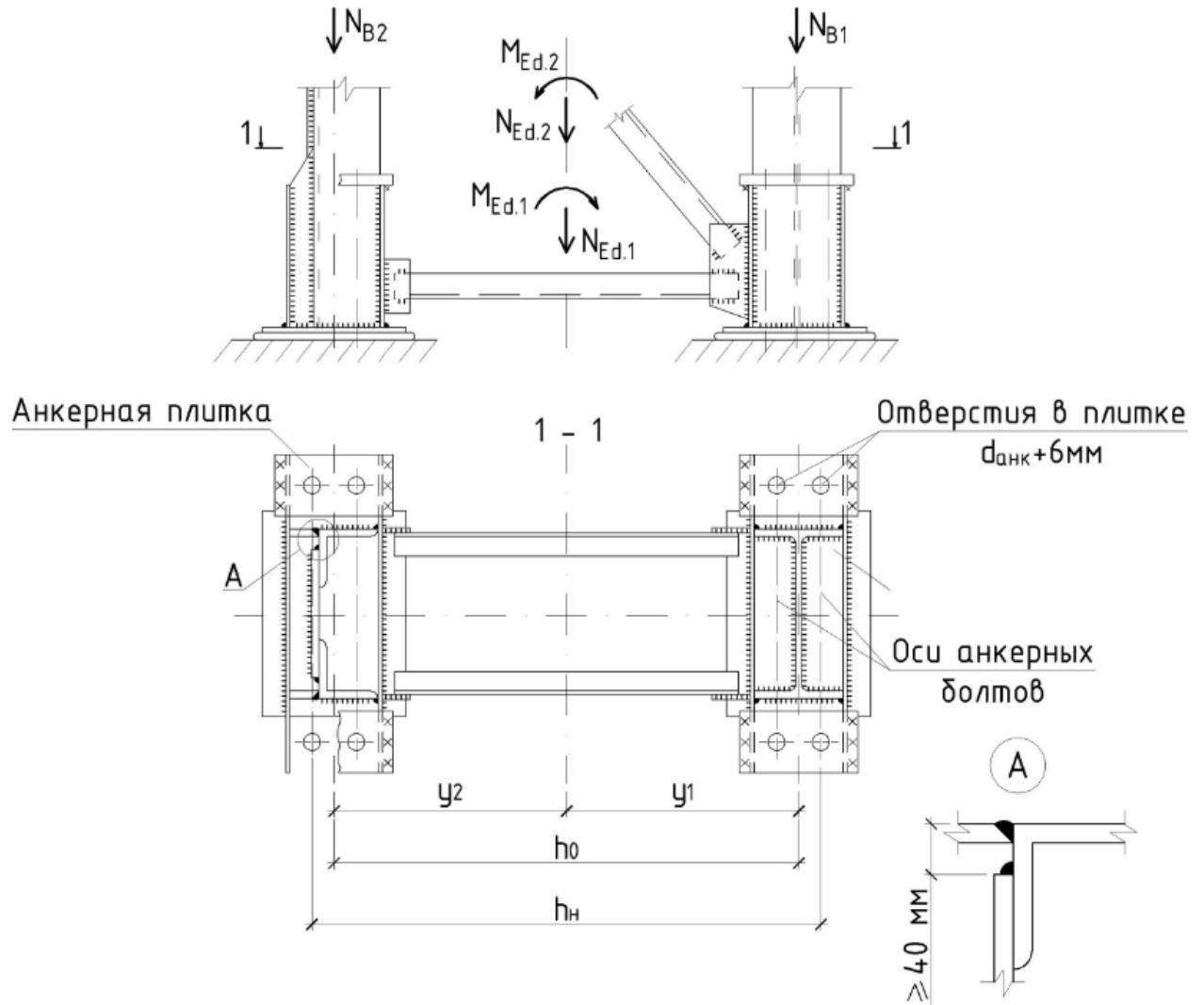


Рис. 14.12. К расчету базы внерадиально сжатой сквозной колонны

В базах колонн с несимметричным сечением ветвей необходимо центр опорной плиты совмещать с центром тяжести сечения ветви и анкерные болты размещать по осям, симметрично этому центру, иначе возникнет дополнительный изгибающий момент, который необходимо учитывать в расчете.

Для расчета анкерных болтов выбираются комбинации усилий в опорном сечении, вызывающие отрывающие усилия каждой из ветвей от фундамента. Такими усилиями являются максимальные значения моментов  $M_{Ed,max}$ , отрывающих ветвь, и соответствующие им минимальные продольные

усилия  $N_{Ed,min}$ . Такие усилия могут, как правило, появиться в колонне от постоянной и ветровой нагрузок (крановые и снеговые отсутствуют). Растягивающее усилие для расчета анкерных болтов под каждую ветвь определяют

$$N_a = \frac{M_{Ed,max} - N_{Ed,min} \cdot y_i}{h_0}, \quad (14.18)$$

где  $y_i$  - расстояние от ц.т. сечения колонны до оси противоположной ветви.

Для восприятия этих усилий устанавливаются анкерные болты, где требуемая площадь одного болта нетто для данной ветви равна

$$A_{a,нт} = \frac{N_a}{n f_{ba} \gamma_c}, \quad (14.19)$$

где  $f_{ba}$  - расчетное значение прочности на растяжение фундаментных болтов, принимаемое по табл. Г.7 [5] ;  $n$  - количество болтов, устанавливаемых для базы ветви колонны.

Конструкция базы сквозной колонны постоянного по высоте сечения приведена на рис. 14.12.1. Расчет выполняется аналогично расчету баз внецентренно - сжатых колонн постоянного по высоте сечения (см. расчет ниже).

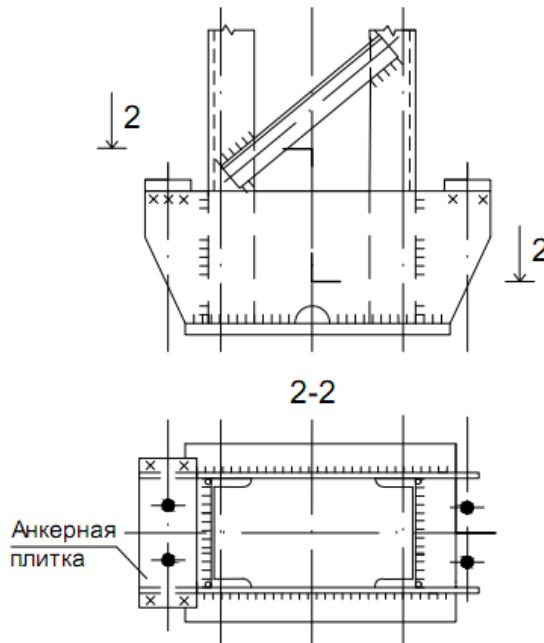


Рис. 14.12.1. Конструкция базы сквозной колонны постоянного по высоте сечения.

### **Базы сплошных колонн.**

Некоторые типы баз внецентренно сжатых колонн приведены на рис. 14.13, 14.13.1 и 14.14. Расчет базы колонны выполняют в той же последовательности, что и центрально-сжатой колонны. Вначале определяют расчетное сопротивление бетона смятию  $f_{cud}$  (см. п. 9.4.1)

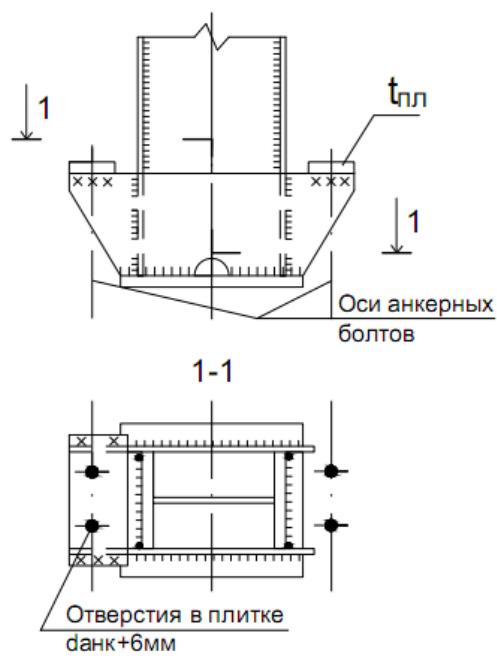


Рис. 14.13. База сплошной колонны постоянного по высоте сечения

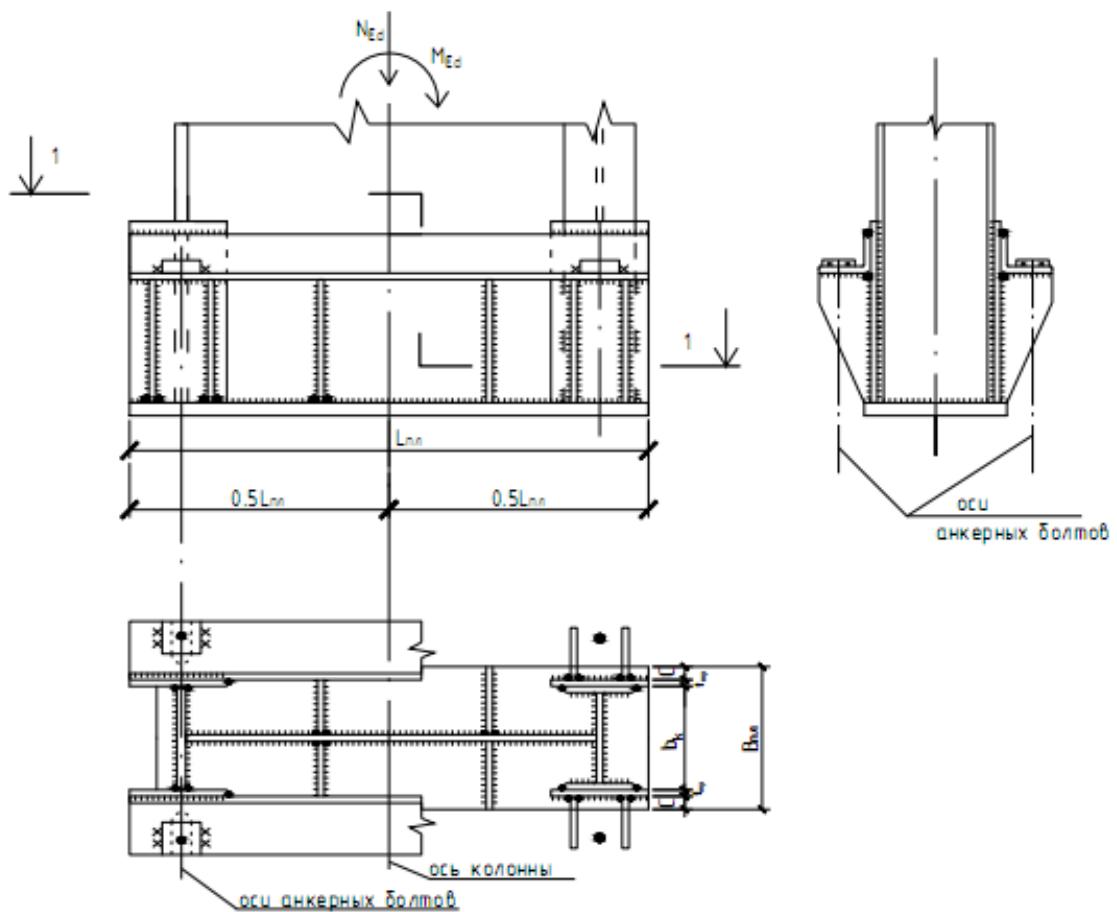
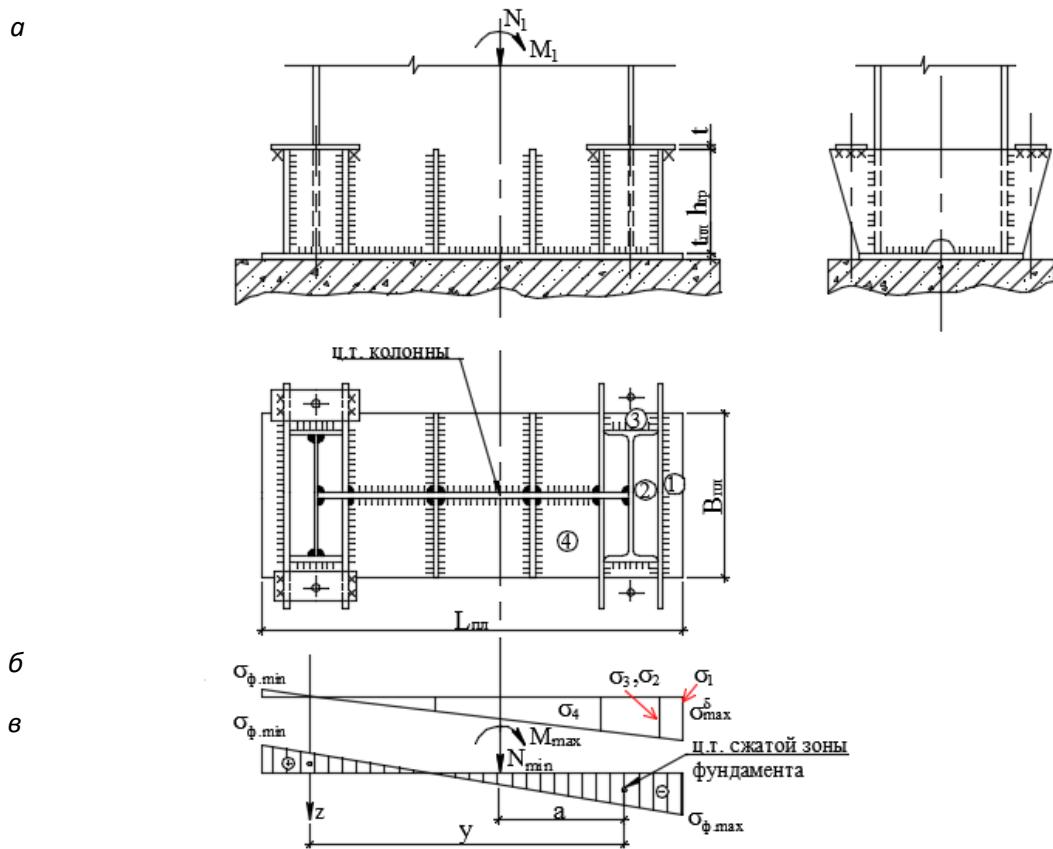


Рис. 14.13.1. База ступенчатой колонны сплошного типа

Для баз внерадиально-сжатых колонн сплошного типа характерно неравномерное распределение давления на фундамент (рис.14.14 б) .



**Рис. 14.14 К расчету баз сплошных внерадиально сжатых колонн**

а - общий вид базы; б - эпюра напряжений в бетоне для расчета толщины плиты; в - эпюра напряжений в бетоне для расчета анкерных болтов

В направлении действия момента под опорной плитой базы возникают наибольшие сжимающие напряжения, а с противоположной стороны – наименьшие. Расчет базы производится на комбинацию усилий  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$ , создающих наибольшее сжатие бетона у края плиты. На рис.14.14 такими усилиями являются  $N_1$  и  $M_1$ .

Расчет базы внерадиально сжатых сплошных колонн выполняют в соответствии с указаниями п. 9.3.1. Зная расчетное сопротивление бетона смятию  $f_{cud}$  и задавшись шириной плиты  $B_{пл}$ , определяют ее требуемую длину  $L_{пл}$  по формуле

$$L_{пл} = \frac{N_1}{2B_{пл}f_{cud}\alpha_u} + \sqrt{\left(\frac{N_1}{2B_{пл}f_{cud}\alpha_u}\right)^2 + \frac{6M_1}{B_{пл}f_{cud}\alpha_u}}$$

Приняв размеры плиты (рекомендуется  $B_{пл}$  и  $L_{пл}$  принимать кратно 50мм), располагаем ее таким образом, чтобы ее середина совмещалась с центром тяжести сечения колонны. Определяем наибольшее сжимающее и наименьшие

напряжения в бетоне фундамента по краям плиты базы (рис. 14.14, б) по следующим формулам:

- наибольшие сжимающие напряжения в бетоне по краю плиты

$$\sigma_{\phi \max} = \frac{N_1}{A_{\text{пл}}} + \frac{M_1}{W_{\text{пл}}} = \frac{N_1}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}} + \frac{6M_1}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}^2} \leq f_{cud} \alpha_u; \quad (14.20)$$

- наименьшие - у противоположного края

$$\sigma_{\phi \min} = \frac{N_1}{A_{\text{пл}}} - \frac{M_1}{W_{\text{пл}}} = \frac{N_1}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}} - \frac{6M_1}{B_{\text{пл}} L_{\text{пл}}^2} \leq f_{cud} \alpha_u. \quad (14.21)$$

Так же, как и в центрально сжатых колоннах, траверсы, ребра жесткости и диафрагмы расчленяют плиту на участки 1, 2, 3, 4 (консольные, опретые по трем и четырем сторонам), рис. 14.14 а. При этом считают (несколько в запас прочности), что плита на каждом участке нагружена равномерно распределенным реактивным давлением фундамента, равным максимальному напряжению, действующему на данном участке ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ , см. рис. 14.14 б). Изгибающие моменты для каждого из участков определяют по формулам (9.21)–(9.25). По максимальному из них по формуле (9.26) определяют толщину плиты.

Траверсы, диафрагмы и ребра жесткости принимают толщиной  $t = 10\text{--}16$  мм. Их сечения и крепления рассчитывают на усилия, определяемые с соответствующими грузовыми площадей, так же, как и для баз центрально сжатых колонн.

### *Анкерные болты.*

При большом значении изгибающего момента  $M_{max}$  и небольшой соответствующей продольной силе  $N_{min}$  момент стремится оторвать ветвь колонны у противоположного края плиты, в этом случае растягивающие усилия воспринимаются анкерными болтами. Напряжения в бетоне под плитой определяют по формулам (14.20) и (14.21) рис. 14.14 в.

Анкерные болты рассчитывают упрощенным способом исходя из предположения, что растягивающая сила  $Z=N_a$  (рис. 14.14 в), соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений, полностью воспринимается анкерными болтами, находящимися на одной стороне базы. Уравнение равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона имеет вид

$$M_{max} - N_{min}a - zy = 0.$$

Отсюда усилие, действующее на анкерные болты (с одной стороны башмака), может быть определено по следующей формуле:

$$z = \frac{M_{max} - N_{min}a}{y}, \quad (14.22)$$

где  $M_{max}$  и  $N_{min}$  – расчетная комбинация усилий для расчета анкерных болтов (по этим усилиям определяют  $\sigma_{\phi \max}$  и  $\sigma_{\phi \min}$  и строится эпюра напряжений в бетоне);

$a$  – расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести сжатой зоны бетона фундамента.

Площадь сечения одного анкерного болта нетто (по нарезке) на рассчитываемой стороне базы может быть найдена по выражению

$$A_{a,\text{нт}} = \frac{N_a}{n f_{ba} \gamma_c}, \quad (14.23)$$

здесь  $f_{ba}$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов, принимаемое по табл. Г.7 [5];  $n$  – количество болтов на рассчитываемой стороне базы.

## Содержание практических занятий по разделу XIV

### Практическое занятие №14. Подбор и проверка сечения внецентренно-сжатых колонн сплошного сечения

#### Пример 14.1. Подбор сечения стержня надкрановой части ступенчатой колонны

На рис. XIV.1. приведена конструктивная схема ступенчатой колонны. Требуется подобрать сечение стержня надкрановой части ступенчатой колонны.

Исходные данные : сечение колонны в виде сварного двутавра высотой  $h=750$  мм, материал колонны - сталь С245;

расчетные усилия (для надкранового участка ступенчатой колонны)  $N_4 = 824$  кН,  $M_4 = -862$  кН·м, при той же комбинации нагрузок момент на противоположном конце  $M_3 = -39$  кН·м; расчетная длина в плоскости рамы  $l_{x2} = 19,11$  м, а из плоскости -  $l_{y2} = 4,57$  м (геметрическая длина приведена на рисунке).

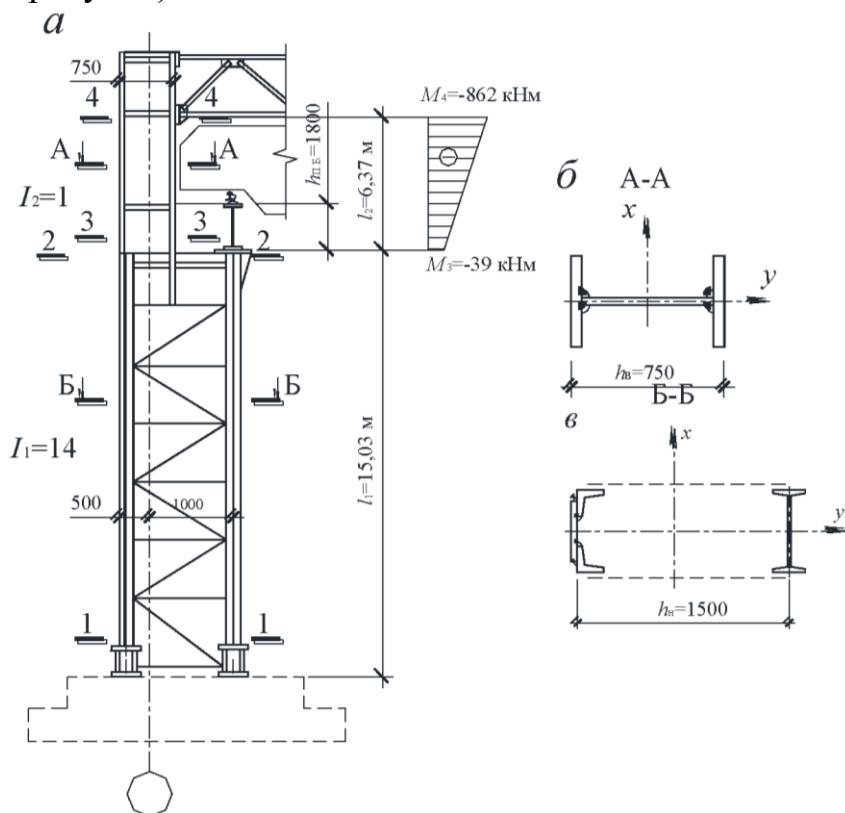


Рис. XIV.1. Конструктивная схема ступенчатой колонны  
 а –схема колонны; б – сечение верхней и нижней частей колонны

По табл. А.3 [5] находим расчетные значение предела текучести для принятой стали:

– для листа  $t = 2\text{--}20 \text{ мм}$ ,  $f_{yd} = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ ;

Требуемую площадь сечения определим по формуле:

$$A_{cal} = \frac{N_4}{f_{yd}\gamma_c} \left( 1,25 + 2,2 \frac{e}{h} \right) = \frac{824}{23 \cdot 1,05} \left( 1,25 + 2,2 \frac{1,046}{0,75} \right) = 147,3 \text{ см}^2,$$

где  $e = \frac{M_4}{N_4} = \frac{862}{824} = 1,046 \text{ м}$ ,  $\gamma_c = 1,05$  (табл. Б.1[5]).

Компонуем сечение колонны, учитывая что отношение  $h_w / t_w = 60\text{--}120$   
 $(t_w = (75 - 2 \cdot 2,0) / (60 \div 120) = (1,18 \div 0,59) \text{ см}$ , отношение  $b_f \geq (1/20 \div 1/30)$   
 $l_{y2} = (1/20 \div 1/30) \cdot 457 = (23 \div 15,2) \text{ см}$ . Принимаем стенку толщиной 10мм и  
 полки из листа 260x20мм. При  $t_w = 10 \text{ мм}$  и  $t_f = 20 \text{ мм}$  условие свариваемости  
 стенки с полкой ( $t_f / t_w \leq 3$ ) соблюдается.

Сечение колонны приведено на рис. XIV.2.

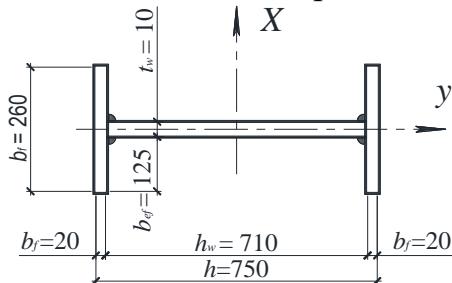


Рис. XIV.2. Сечение верхней части колонны

Определим геометрические характеристики принятого сечения:  
 $A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,0 = 175 \text{ м}^2$ ;

$$I_x = \frac{1 \cdot (71)^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left( \frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot (2,0)^3}{12} = 168414,6 \text{ см}^4;$$

$$I_y = \frac{2,0 \cdot (26)^3}{12} \cdot 2 + \frac{71,0 \cdot (1,0)^3}{12} = 5864,6 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{168414,6}{175}} = 31,02 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5864,6}{175}} = 5,79 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 168414,6}{75} = 4491,1 \text{ см}^3.$$

#### Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента

Для проверки устойчивости колонны определим фактическую и условную гибкость стержня, приведенный относительный эксцентриситет и коэффициент  $\varphi_e$ :

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{19,11 \cdot 10^2}{31,02} = 61,6 < \lambda_u \approx 120 \div 150,$$

где  $\lambda_u$  – значение предельной гибкости.

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 61,6 \sqrt{\frac{23,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,058.$$

Относительный эксцентрикситет

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{4491,1 \cdot 10^{-6}} = 4,075;$$

$$W_c = W_x;$$

фактическое отношение

$$A_f / A_w = 26 \cdot 2,0 / (1 \cdot 71,0) = 0,732 > 0,5 \text{ и } 0,1 < m_x < 5.$$

По табл. Д.3 [5]:

при  $A_f / A_w = 0,5$

$$\begin{aligned} \eta_{0,5} &= (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}_x = \\ &= (1,75 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (5 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,304; \end{aligned}$$

при  $A_f / A_w = 1,0$

$$\begin{aligned} \eta_{1,0} &= (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m)\bar{\lambda}_x = \\ &= (1,90 - 0,1 \cdot 4,075) - 0,02 \cdot (6 - 4,075) \cdot 2,058 = 1,413. \end{aligned}$$

При значении  $A_f / A_w = 0,732$  по интерполяции принимаем  $\eta = 1,34$ . Таким образом, приведенный относительный эксцентрикситет  $m_{ef} = \eta m_x = 1,34 \cdot 4,075 = 5,46$ .

Коэффициент  $\varphi_e = 0,2055$ , принимается по табл. Д.3 [5] по интерполяции в зависимости от  $\bar{\lambda}_x = 2,058$  и  $m_{ef} = 5,46$ . Проверка устойчивости колонны

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{824}{0,2055 \cdot 175 \cdot 1,05} = 21,82 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2.$$

### **Проверка устойчивости колонны из плоскости действия момента**

Определим гибкость стержня верхней части колонны относительно оси у:

$$\lambda_y = \frac{l_{y2}}{i_y} = \frac{457}{5,79} = 78,942.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба  $\varphi_y = 0,715$  (принят по табл. Д.1 [5]) в зависимости от  $\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} = 78,942 \sqrt{\frac{23,0}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,64$  для типа сечения b).

Определим значение коэффициента  $c$ , приняв за расчетный момент максимальный момент в пределах средней трети длины верхней части колонны (но не менее половины  $M_{max}$ ), рис. XIV.3 (напоминаем, что момент в сечении 4-4  $M_4 = 39$  кНм найден при той же для комбинации нагрузок, что и момент в сечении 3-3) :

$$M_x = (862 - 39) \cdot \frac{2}{3} + 39 = 587,667 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad 0,5M_{max} = 0,5 \cdot 862 = 431 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Следовательно, расчетный момент  $M_x = 587,667$  кН·м.

Относительный эксцентрикситет

$$m_x = \frac{M_x}{N_4} \frac{A}{W_c} = \frac{587,667 \cdot 10^{-3} \cdot 175 \cdot 10^{-4}}{824 \cdot 10^{-3} \cdot 4491,1 \cdot 10^{-6}} = 2,779 < 5.$$

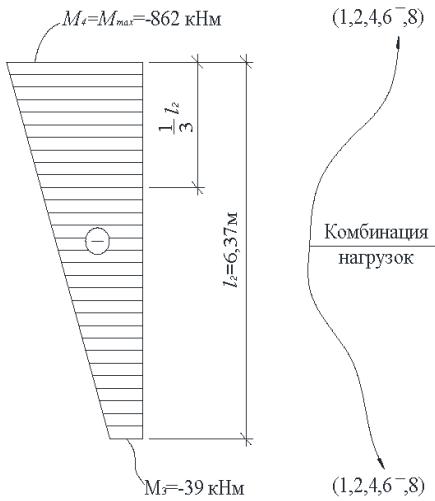


Рис. XIV.3. К определению момента  $M_x$

В соответствии с 9.2.5 [5], значение коэффициента  $c$  при значениях  $m_x \leq 5$  определяется по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,789 \cdot 2,779} = 0,313.$$

Здесь  $\alpha$  вычислен по формулам табл. 22 [5], при  $1 < m_x \leq 5$ :  
 $\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 2,779 = 0,789$ .

Коэффициент  $\beta = 1,0$ , так как

$$\bar{\lambda}_y = 78,942 \sqrt{23/20600} = 2,64 < 3,14.$$

Проверим устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента по формуле

$$\sigma_y = \frac{N_4}{c \varphi_y A \gamma_c} = \frac{824}{0,313 \cdot 0,715 \cdot 175 \cdot 1,05} = 20,04 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2.$$

#### **Проверка прочности колонны**

В связи с тем, что  $m_{ef} = 5,46 < 20$  и отсутствуют ослабления сечения верхней части колонны, расчет на прочность выполнять не требуется.

#### **Проверка гибкости колонны**

В соответствии с табл. 33 [5], предельная гибкость основных колонн каркаса равна

$$\lambda_{ef} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,954 = 122,8,$$

$$\text{где } \alpha = \frac{824}{0,2055 \cdot 175 \cdot 23 \cdot 1,05} = 0,954$$

Значения  $\lambda_x$  и  $\lambda_y$  не превышают  $\lambda_{ef}$ .

#### **Проверка местной устойчивости полок**

Устойчивость пояса колонны считается обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса  $\bar{\lambda}_f$  (см. 9.4.7 [5]) не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемой по табл. 24[5],

$$\text{здесь } \bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uf},$$

а предельная условная гибкость равна

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,15 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x, \text{ а } \bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda} \text{ (табл.10[5])}.$$

Выполним расчет

$$\bar{\lambda}_f = \frac{12,5}{2} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,21$$

$$< (0,36 + 0,1 \cdot 2,058) - 0,01 \cdot (1,15 + 0,7 \cdot 2,058)4,075 = 0,461$$

т. е. местная устойчивость полок обеспечена.

### **Проверка местной устойчивости стенки**

Устойчивость стенки колонны считается обеспеченной, если условная гибкость стенки (см. 9.4.2 [5]) не превышает значений предельной условной гибкости стенки, определяемой по табл. 23[5], то есть

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw},$$

где предельная условная гибкость стенки при  $\bar{\lambda}_x = 2,058 > 2$  определяется  $\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x$ .

Выполним расчет

$$\bar{\lambda}_w = \frac{71,0}{1,0} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,37 > \bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35 \cdot \bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,058 = 1,92,$$

т. е. местная устойчивость стенки не обеспечена.

Так как условие не соблюдается, то требуется проверка общей устойчивости колонны без учета неустойчивой части стенки по уменьшенной площади сечения  $A_d$  (7.3.5[5]).

Определяем значение  $A_d = A - (h_{ef} - h_d)t_w = 175 - (71 - 54,58) \cdot 1,0 = 158,58 \text{ см}^2$ ,

$$\text{где } h_d = t_w \cdot \left[ \bar{\lambda}_{uw} - \left( \frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) \cdot (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15\bar{\lambda}) \right] \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yd}}}, =$$

$$1,0 \left[ 1,92 - \left( \frac{2,37}{1,92} - 1 \right) \cdot (1,92 - 1,2 - 0,15 \cdot 2,058) \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 54,58 \text{ см},$$

$$(\text{при } \bar{\lambda} > 3,5 \text{ следует принимать } \bar{\lambda} = 3,5); \bar{\lambda}_w = \frac{71}{1} \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,423$$

Проверяем устойчивость колонны:

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e \cdot A_d \cdot \gamma_c} = \frac{824}{0,2055 \cdot 158,58 \cdot 1,05} = 24,08 > f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2$$

Перенапряжение, условие не выполняется. Увеличиваем толщину стенки:  $t_w = 11 \text{ мм}$  и производим перерасчет:

$$A = 26 \cdot 2,0 \cdot 2 + 71,0 \cdot 1,1 = 182,1 \text{ см}^2.$$

$$I_x = \frac{1,1 \cdot 71^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 2,0 \cdot \left( \frac{75}{2} - \frac{2,0}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{26 \cdot 2,0^3}{12} = 171397,2 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{171397,2}{182,1}} = 30,68 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 171397,2}{75} = 4570,1 \text{ см}^3;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{19,11}{30,68 \cdot 10^{-2}} = 62,288;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{f_{yd}/E} = 62,288 \sqrt{240/(2,06 \cdot 10^5)} = 2,13$$

$$m_x = \frac{eA}{W_c} = \frac{1,046 \cdot 182,1 \cdot 10^{-4}}{4570,1 \cdot 10^{-6}} = 4,168.$$

При  $m_x \geq 1$  и  $\bar{\lambda}_x \geq 2$  (табл.23 [5]):

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2 + 0,35\bar{\lambda}_x = 1,2 + 0,35 \cdot 2,13 = 1,945 < 3,1;$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{71}{1,1} \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,16 > 1,945.$$

Условие не выполняется, устойчивость стенки не обеспечена. Определяем значение  $A_d$ :

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d)t_w = 182,1 - (71 - 62,48) \cdot 1,1 = 172,73 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } h_d = 1,1 \left[ 1,945 - \left( \frac{2,16}{1,945} - 1 \right) \cdot (1,945 - 1,2 - 0,15 \cdot 2,13) \right] \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 62,48 \text{ см.}$$

### **Проверяем устойчивость колонны**

$$\sigma_x = \frac{N_4}{\varphi_e \cdot A_d \cdot \gamma_c} = \frac{824}{0,2055 \cdot 172,73 \cdot 1,05} = 22,1 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2$$

Устойчивость колонны обеспечена.

## **Практическое занятие №15 Подбор и проверка сечения внецентренно скжатых колонн сквозного сечения**

### **Пример 10.2.**

Подобрать сечение стержня нижней части ступенчатой колонны, приведенной на рис. XIV.1.

Исходные данные : сечение колонны сквозное, состоит из двух ветвей высотой  $h=1500$  мм, материал колонны - сталь С245;

расчетные усилия для подкрановой ветви колонны  $N_1 = 2834$  кН,  $M_1 = -1328$  кН·м, для наружной ветви колонны  $N_2 = 2919$  кН,  $M_2 = +1715$  кН·м; поперечная сила  $V = 204$  кН;

расчетная длина в плоскости рамы  $l_{x1} = 30,06$  м, а из плоскости -  $l_{y1} = 15,03$  м (геометрическая длина приведена на рисунке).

### **1) Подбор сечения ветвей колонны.**

По табл. А.3 [5] находим расчетные значения предела текучести для принятой стали С245 – для листа  $t = 2-20$  мм,  $f_{yd} = 230$  МПа = 23 кН/см<sup>2</sup>;

Определим ориентировочно продольные усилия в ветвях по формулам (14.10) приняв  $h_0 \approx h_n$ :

в подкрановой

$$N_{e1} = \frac{2834 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1328}{1,5} = 2302,333 \text{ кН},$$

Наружной

$$N_{b2} = \frac{2919 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{1,5} + \frac{1715}{1,5} = 2602,833 \text{ кН},$$

Определим требуемую площадь сечения ветвей по формуле (14.12):

$$A_{b1} = \frac{2302,333}{0,8 \cdot 23 \cdot 1,05} = 119,2 \text{ см}^2,$$

$$A_{b2} = \frac{2602,833}{0,8 \cdot 23 \cdot 1,05} = 134,7 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что ширина колонны должна быть в пределах

$$b_f \geq (1/20 \div 1/30) l_{y2} = (1/20 \div 1/30) \cdot 1503 = (75,1 \div 50,1) \text{ см}$$

и исходя из требуемой площади сечения ветвей по сортаменту, принимаем сечение подкрановой ветви из двутавра I55 ( $A_{b1} = 118 \text{ см}^2$ ,  $I_{y1} = 55962 \text{ см}^4$ ,  $i_{y1} = 21,8 \text{ см}$ ,  $I_1 = 1356 \text{ см}^4$ ,  $i_1 = 3,39 \text{ см}$ ), а сечение наружной ветви из листа 500 × 14 мм и двух равнополочных уголков L 125 × 14 мм ( $A_L = 33,37 \text{ см}^2$ ,  $I_x = 482 \text{ см}^4$ ,  $z_{0L} = 3,61 \text{ см}$ ,  $A_{b2} = 50 \cdot 1,4 + 2 \cdot 33,37 = 136,74 \text{ см}^2$ ).

На рис. XIV.4, a, приведено сечение ветвей колонны и их осей.

### б) Схема решетки

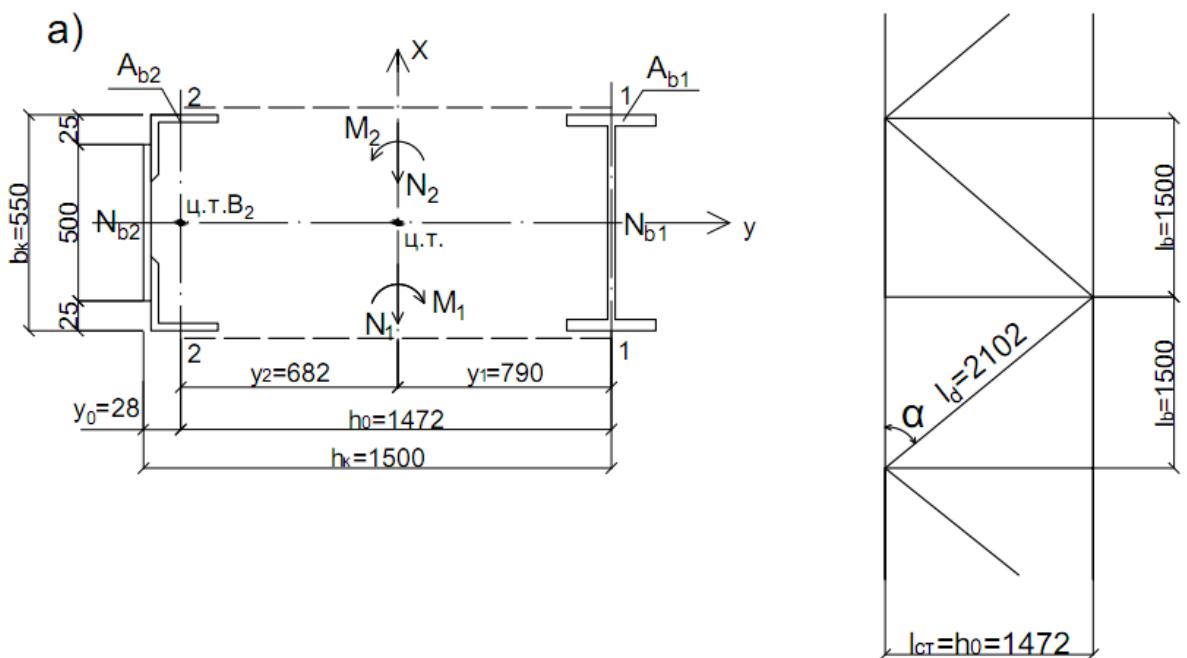


Рис. XIV.4. К примеру расчета сквозной колонны:

a – сечение колоны; б – геометрическая схема решетки

Определяем геометрические характеристики наружной ветви: центр тяжести ветви; момент инерции и радиус инерции

$$y_0 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2 \cdot 33,37 \cdot (1,4 + 3,61) + 50 \cdot 1,4 \cdot \frac{1,4}{2}}{136,74} = 2,8 \text{ см};$$

$$I_{y2} = \frac{1,4 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot \left[ 482 + 33,37 \cdot \left( \frac{55}{2} - 3,61 \right)^2 \right] = 53637,99 \text{ см}^4;$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{53637,99}{136,74}} = 19,806 \text{ см};$$

$$I_2 = \frac{50 \cdot 1,4^3}{12} + 50 \cdot 1,4 \cdot (2,8 - \frac{1,4}{2})^2 + 2 \cdot \left[ 482 + 33,37 \cdot (2,8 - 1,4 - 3,61)^2 \right] = 1610 \text{ см}^4;$$

$$i_2 = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{b2}}} = \sqrt{\frac{1610}{136,74}} = 3,43 \text{ см};$$

$$h_0 = h_h - y_0 = 150 - 2,8 = 147,2 \text{ см.}$$

Определим положение центра тяжести всего сечения:

$$y_1 = \frac{A_{b2}h_0}{\sum A_i} = \frac{136,74 \cdot 147,2}{136,74 + 118} = 79,0 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 147,2 - 79,0 = 68,2 \text{ см.}$$

Уточним усилия в ветвях колонны по формулам (14.10):

$$N_{b1} = \frac{2834 \cdot 0,682}{1,472} + \frac{1328}{1,472} = 2215 \text{ кН};$$

$$N_{b2} = \frac{2919 \cdot 0,790}{1,472} + \frac{1715}{1,472} = 2732 \text{ кН.}$$

## 2) Проверка устойчивости ветвей колонны.

Принимаем расположение раскосов согласно рис. 14.4, б.

а) Проверка наружной ветви в плоскости колонны (ось 2-2)  $I_{b2} = 150 \text{ см}$ :

$$\lambda_2 = \frac{l_{b2}}{i_2} = \frac{150}{3,43} = 43,7;$$

Определим  $\bar{\lambda}_2 = 43,7 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,46$ . По табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\varphi_2 = 0,833$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_2 A_{b2} \gamma_c} = \frac{2732}{0,833 \cdot 136,74 \cdot 1,05} = 22,8 \leq f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

б) Проверка наружной ветви из плоскости колонны (ось у-у)

$$l_{y2} = 1503 \text{ см};$$

$$\lambda_{y2} = \frac{l_{y2}}{i_{y2}} = \frac{1503}{19,806} = 75,890;$$

Определим  $\bar{\lambda}_2 = 75,89 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 2,53$ . По табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\varphi_2 = 0,648$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2} \gamma_c} = \frac{2732}{0,648 \cdot 136,74 \cdot 1,05} = 29,4 > f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

Устойчивость наружной ветви из плоскости колонны не обеспечена. Увеличивать сечение экономически нецелесообразно, поэтому для уменьшения расчетной длины ветвей  $l_{y1}$  устанавливаем между колоннами

распорки посередине высоты нижней части, таким образом, расчетная длина ветвей  $l_{y1} = l_{y2} = \frac{1503}{2} = 751,5\text{ см}$ .

Тогда для наружной ветви  $\lambda_{y2} = \frac{751,5}{19,806} = 37,94$ .

Определим  $\bar{\lambda}_{y2} = 37,94 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,26$ . По табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\phi_{y2}=0,863$

$$\frac{N_{b2}}{\varphi_{y2} A_{b2} \gamma_c} = \frac{2732}{0,863 \cdot 136,74 \cdot 1,05} = 22,0 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

в) Проверка подкрановой ветви в плоскости колонны (рамы):

$$l_{b1} = 150 \text{ см};$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{b1}}{i_{y1}} = \frac{150}{3,39} = 44,247;$$

Определим  $\bar{\lambda}_1 = 44,247 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,47$ . По табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\phi_2=0,831$

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_1 A_{b1}} = \frac{2215}{0,831 \cdot 118 \cdot 1,05} = 21,51 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

г) Проверка подкрановой ветви из плоскости колонны (рамы):

$$l_{y1} = \frac{1503}{2} = 751,5 \text{ см.}$$

Тогда для наружной ветви  $\lambda_{y1} = \frac{751,5}{21,8} = 34,472$ .

Определим  $\bar{\lambda}_{y1} = 34,472 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,15$ . По табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\phi_{y1}=0,879$

$$\frac{N_{b1}}{\varphi_{y1} A_{b1}} = \frac{2215}{0,879 \cdot 118 \cdot 1,05} = 20,33 < f_{yd} = 23 \text{ кН/см}^2,$$

Недонапряжение в ветвях колонны незначительное, в пределах 5% - 10 %.

### 3) Расчет решетки колонны.

Определим расчетную поперечную силу, действующую на решетку колонны как большую из двух:

по расчету –  $V=204 \text{ кН}$ ;

$$\text{условной} – V_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{f_{yd}} \right) \frac{N_{Ed}}{\varphi};$$

где  $N_{Ed} = 2919 \text{ кН}$ ;

Определим в формуле значение  $\varphi$ , согласно 7.2.7 [5], ( $\varphi = \varphi_x$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии при расчете стержня сквозного сечения в плоскости решетки).

Определим геометрические характеристики всего сечения:

$$I_x = 1610 + 136,74 \cdot 68,2^2 + 1356 + 118 \cdot 79,0^2 = 1375000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = I_{y,b1} + I_{y,b2} = 55962 + 53637,99 = 109599,99 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1375000}{254,74}} = 73,5 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{109599,99}{254,74}} = 20,74 \text{ см},$$

Гибкость стержня колонны

$$\lambda_x = \frac{30,06}{0,735} = 40,9;$$

$$\lambda_y = \frac{15,03}{0,2074} = 72,47.$$

Определим  $\bar{\lambda}_x = 40,9 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,37$ ; по табл Д.1[5] для типа сечения «б» по интерполяции определим  $\varphi_x = 0,908$ ;

$$\text{тогда } V_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{20600}{23} \right) \frac{2919}{0,908} = 32,96 \text{ кН}$$

Расчет решетки выполняем на  $V = 204$  кН.

Усилия в раскосах и стойках определим по формулам

$$N_d = \frac{V_{max}}{2 \sin \alpha} = \frac{204}{2 \cdot 0,701} = 145,506 \text{ кН};$$

$$N_{ct} = \frac{V_{max}}{2} = 102 \text{ кН};$$

$$\text{где } \sin \alpha = \frac{147,2}{210,2} = 0,701.$$

Требуемая площадь раскосов и стоек

$$A_d = \frac{N_d}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{145,506}{0,6 \cdot 24,0 \cdot 0,75} = 13,47 \text{ см}^2,$$

$$A_{ct} = \frac{N_{ct}}{\varphi_1 R_y \gamma_c} = \frac{102}{0,6 \cdot 24,0 \cdot 0,75} = 9,44 \text{ см}^2,$$

где коэффициентом  $\varphi_1$  задаемся в пределах  $\varphi_1 = 0,5 - 0,8$ , а коэффициент условий работы согласно табл. Б.1[5], принимаем  $\gamma_c = 0,75$ .

Назначаем раскосы из равнополочных уголков сечением  $\angle 100 \times 8$  мм ( $A_d = 15,6 \text{ см}^2$ ,  $i_{d \min} = 1,98 \text{ см}$ ), а стойки из равнополочных уголков – сечением  $\angle 80 \times 7$  мм ( $A_{ct} = 10,8 \text{ см}^2$ ,  $i_{ct \ min} = 1,58 \text{ см}$ ).

Вычислим гибкость раскосов и стоек:

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_{d \ min}} = \frac{210,2}{1,98} = 106,18,$$

$$\lambda_{ct} = \frac{l_{ct}}{i_{d \ min}} = \frac{147,2}{1,58} = 93,2.$$

Для раскоса определим  $\bar{\lambda}_d = 106,18 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,62$ , по табл Д.1[5] для типа сечения «с» по интерполяции определим  $\varphi_d = 0,457$ ; для стойки

$$\bar{\lambda}_{ct} = 93,2 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,18, \text{ по табл Д.1[5] для типа сечения «с» по}$$

интерполяции определим  $\varphi_{ct} = 0,530$ .

Проверим напряжения в раскосах и стойках:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_d A_d \gamma_c} = \frac{145,506}{0,457 \cdot 15,6 \cdot 0,75} = 27,1 > 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{ct} = \frac{N_{ct}}{\varphi_{ct} A_{ct} \gamma_c} = \frac{102}{0,530 \cdot 10,8 \cdot 0,75} = 23,7 < 24 \text{ кН/см}^2,$$

Увеличим сечение раскоса, примем  $\perp 100 \times 10$  с  $A_d = 19,24 \text{ см}^2$ , тогда

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_d A_d \gamma_c} = \frac{145,506}{0,457 \cdot 19,24 \cdot 0,75} = 22,06 < 24 \text{ кН/см}^2,$$

устойчивость обеспечена.

#### 4) Проверка устойчивости колонны как единого стержня.

Определим приведенную гибкость стержня

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}} = \sqrt{40,9^2 + 28,57 \frac{254,74}{2 \cdot 19,24}} = 42,7$$

$$\text{где } \alpha_1 = 10 \frac{l_d^3}{h_0^2 l_b} = 10 \cdot \frac{2,102^3}{1,472^2 \cdot 1,5} = 28,57.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{f_{yd}/E} = 42,7 \sqrt{23/20600} = 1,43.$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m_x = \frac{M_1}{N_1} \frac{Ay_1}{I_x} = \frac{1328 \cdot 10^{-3}}{2834 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,790}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,686;$$

по табл.Д.4 [5] для  $m_x = 0,686$  и  $\bar{\lambda}_{ef} = 1,43$  по интерполяции определяем

$$\varphi_e = 0,548,$$

$$\frac{N}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{2834}{0,548 \cdot 254,74 \cdot 1,05} = 19,3 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим устойчивость колонны как единого стержня в плоскости действия момента для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_x = \frac{M_2}{N_2} \frac{Ay_2}{I_x} = \frac{1715 \cdot 10^{-3}}{2919 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{0,025474 \cdot 0,682}{1375000 \cdot 10^{-8}} = 0,742;$$

по табл. Д.4 [5] для  $m_x = 0,742$  и  $\bar{\lambda}_{ef} = 1,43$  по интерполяции

$$\text{определяем } \varphi_e = 0,525$$

$$\frac{N}{\varphi_e A \gamma_c} = \frac{2919}{0,525 \cdot 254,74 \cdot 1,05} = 20,8 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

### Практическое занятие №16.

#### *Конструирование и расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны. Расчет базы колонны*

**Пример 10.3.** Расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны.

Рассчитать соединение верхней части колонны с нижней, приняв их сечения согласно примерам 10.1 и 10.2.

Исходные данные: расчетные усилия в месте сопряжения верхней и нижней (сечение 3-3) частей колонны  $N_3 = -830$  кН,  $M_3 = -228$  кН·м, максимальное давление подкрановых балок  $D_{\max} = 2248$  кН, а ширина опорного ребра подкрановой балки  $B_p = 400$  мм. Материал конструкций сталь С245. Конструктивное решение стыка приведено на рис. XIV.5.

1). Назначаем высоту траверсы:

$$h_{tp} = (0,5 - 0,8)h_h = (0,5 - 0,8) \cdot 1500 = 750 - 1200 \text{ мм.}$$

Принимаем  $h_{tp} = 800$  мм.

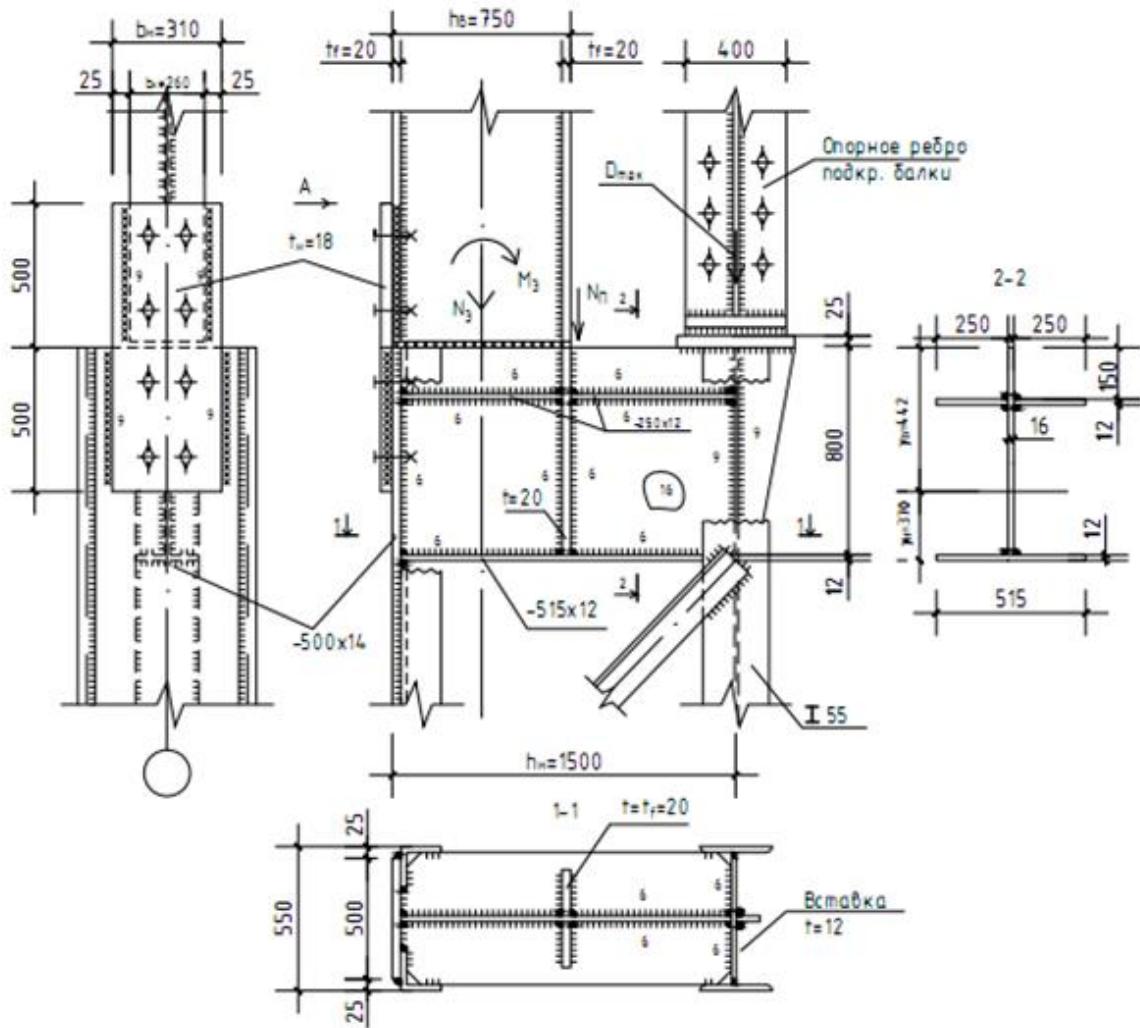
Определим толщину траверсы из условия смятия, приняв горизонтальный распределительный лист толщиной  $t_{pl} = 25$  мм:

$$t_{tp} \geq \frac{D_{\max}}{l_{ef} f_p \gamma_c} = \frac{2248}{(40+2 \cdot 2,5) \cdot 36,1 \cdot 1,05} = 1,32 \text{ см}^2,$$

где  $f_p = 361$  МПа = 36,1 кН/см<sup>2</sup>, табл. А.6 [5] при  $f_{uk} = 370$  МПа для листа  $t=4$ -30мм, табл. А.3[5].

Принимаем  $t_{tp} = 16$  мм.

Нижний пояс траверсы назначим конструктивно из листа 515 × 12 мм, верхние горизонтальные ребра – из листа 250 × 12 мм, что позволит приварить их изнутри к ветвям колонны (разрез 1-1 на рис. XIV.5).



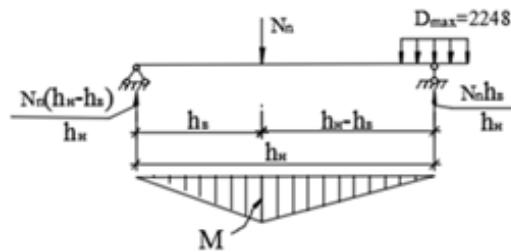


Рис. XIV.5. Конструкция сопряжения верхней части колонны с нижней, расчетная схема траверсы

2). Расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы в траверсе

$$M_{tp} = \frac{N_{\pi} h_B}{h_H} (h_H - h_B) = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} \cdot (1,5 - 0,75) = 269,625 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{tp} = \frac{N_{\pi} h_B}{h_H} + 0,5 D_{max} = \frac{719 \cdot 0,75}{1,5} + 0,5 \cdot 2248 = 1483,5 \text{ кН},$$

где усилие в полке  $N_n$  равно  $N_{\pi} = \frac{N_3}{2} + \frac{M_3}{h_B} = \frac{228}{0,75} + \frac{830}{2} = 719 \text{ кН}$ .

3). Расчет траверсы.

Определим положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_H = \frac{2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot (81,2 - 15 - 0,6) + 1,6 \cdot 80 \cdot (40 + 1,2) + 1,2 \cdot 51,5 \cdot 0,6}{(2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 + 1,6 \cdot 80 + 1,2 \cdot 51,5)} = 37,0 \text{ см}.$$

$$y_B = 81,2 - 37,0 = 44,2 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения траверсы

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1,6 \cdot 80^3}{12} + 1,6 \cdot 80 \cdot \left( 37 - \frac{80}{2} - 1,2 \right)^2 + 2 \cdot 25,0 \cdot \frac{(1,2)^3}{12} + \\ &+ 2 \cdot 25,0 \cdot 1,2 \cdot \left( 44,2 - 15 - \frac{1,2}{2} \right)^2 + \frac{51,5 \cdot 1,2^3}{12} + \\ &+ 51,5 \cdot 1,2 \cdot \left( 37 - \frac{1,2}{2} \right)^2 = 195766,143 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Минимальный момент сопротивления траверсы

$$W_{tp} = \frac{195766,143}{44,2} = 4429 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности траверсы на изгиб и срез, формулы (14.16) и (14.17)

$$\sigma = \frac{269,625 \cdot 10^2}{4429 \cdot 1,05} = 5,8 < f_{yd} = 23,0 \text{ кН/см}^2;$$

где  $f_{yd} = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ , для листа с  $t = 4-30 \text{ мм}$ , табл. А.3 [5];

$$\tau = \frac{1483,5}{1,6 \cdot 80 \cdot 1,05} = 11,0 < f_s = 13,34 \text{ кН/см}^2,$$

где  $f_s = 0,58 f_{yd} = 0,58 \cdot 230 = 133,4 \text{ МПа} = 13,34 \text{ кН/см}^2$ .

4). Расчет сварных швов.

Сварку траверсы производим полуавтоматами проволокой Св08ГА по табл. Г.1 [5] в струе углекислого газа. По табл. Г.2 [5] принимаем  $f_{wf} = 200$  МПа = 20кН/см<sup>2</sup>.

$$f_{wz} = 0,45f_{uk} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$$

В соответствии с табл. 40 [5] для полуавтоматической сварки проволокой  $d = 1,4\text{-}2$  мм,  $\beta_f = 0,9$  и  $\beta_z = 1,05$ .

В связи с тем, что значения

$$\beta_f f_{wf} = 0,9 \cdot 200 = 180 > \beta_z f_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов выполняют по металлу границы сплавления шва с  $f_{wz} = 174,8$  МПа = 17,48кН/см<sup>2</sup>.

Высоту катета швов приварки вертикальных ребер к траверсе определим из условия их работы на срез на усилие  $N_n = 719$  кН, приняв толщину вертикальных ребер в траверсе равной толщине полки верхней части колонны, т. е  $t = 20$  мм, а расчетную длину швов  $l_w^{\max} = 85k_f\beta_f$ :

$$k_f = \sqrt{\frac{N_n}{4 \cdot 85 \cdot \beta_f \beta_z f_{wf} \gamma_c}} = \sqrt{\frac{719}{85 \cdot 4 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 17,48 \cdot 1,05}} = 0,35 \text{ см},$$

принимаем  $k_f = 6$ мм.

Высота катета швов приварки траверсы к стенке двутавра подкрановой ветви, рассчитываемых на силу  $V_{tp} = 1483,5$  кН

$$k_f = \sqrt{\frac{1483,5}{2 \cdot 85 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 17,48 \cdot 1,05}} = 0,71 \text{ см},$$

принимаем  $k_f = 9$  мм.

Вертикальное ребро со стороны подкрановой ветви колонны рассчитывается на силу  $0,5D_{\max} = 0,5 \cdot 2248 = 1124$  кН, что меньше  $V_{tp} = 1483,5$  кН, конструктивно толщину этого ребра принимаем равной толщине траверсы ( $t_{tp} = 16$  мм), а швы его приварки назначаем такими же, а именно с  $k_f = 9$  мм. Швы с противоположной стороны траверсы к наружней ветви принимаем с  $k_f = 6$ мм.

Окончательно все вертикальные сварные швы приварки траверсы к колонне принимаем с  $k_f = 9$  мм (на рис. описка, вместо 6 мм (слева) будет 9 мм).

5). Проверка стенки на срез.

Проверим стенку подкрановой ветви колонны у места крепления траверсы и ребра на срез по формуле :

$$\tau_w = \frac{N}{2 \cdot h_{tp} t_w \gamma_c} = \frac{2607,5}{2 \cdot 80 \cdot 1,1 \cdot 1,05} = 14,1 \text{ кн/см}^2 > f_s = 13,34 \text{ кн/см}^2$$

здесь

$$N = 719 \cdot \frac{0,75}{1,5} + 2248 = 2607,5 \text{ кН},$$

$t_w = 11$  мм – толщина стенки I55.

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, в стенке подкрановой ветви делаем вставку из листа толщиной  $t = 14$  мм и длиной 1000 мм, тогда

$$\tau_w = \frac{2607,5}{2 \cdot 80 \cdot 1,4 \cdot 1,05} = 11,1 \text{ кн/см}^2 < f_s = 13,92 \text{ кн/см}^2, \text{ прочность обеспечена.}$$

### 6). Расчет накладки.

Ширину вертикальной накладки, соединяющей верхнюю часть колонны с наружной ветвью ее нижней части, принимаем

$$b_h = b_f + 50 = 260 + 50 = 310 \text{ мм,}$$

а толщину назначаем из условия равенства площадей накладки и полки верхней части колонны, а именно:

$$t_h = 26 \cdot 2,0 / 31 = 1,67 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_h = 18$  мм. Накладку привариваем швами с катетом  $k_f = 9$  мм.

Сварку принимаем ручную электродами марки Э46. Тогда

$$f_{wf} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2, \beta_f = 0,7, \beta_z = 1,0;$$

$\beta_f f_{wf} = 0,7 \cdot 200 = 140 < \beta_z f_{wz} = 1,0 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа, расчет ведем по металлу шва.}$

Максимальное усилие, действующее на накладку, принимаем по несущей способности полки колонны, по которому найдем длину шва по одну сторону накладки:

$$N_f = 26 \cdot 2 \cdot 23 \cdot 1,05 = 1255,8 \text{ кН.}$$

Длина шва по одну сторону накладки

$$l_w = \frac{1255,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 1,05} + 1 = 47,5 + 1 = 48,5 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_w = 500$  мм. Длина накладки будет равна 1000мм.

### Пример 10.4. Расчет базы сплошной внецентренно - сжатой колонны

Рассчитать и законструировать базу сплошной внецентренно - сжатой колонны на расчетные усилия  $N_1 = -1650$  кН,  $M_1 = -1101$  кН·м.

Класс бетона фундамента  $C^{25/30}$ . Сечение колоны и конструкцию базы принять согласно рис. XIV.6. Сталь колонны С355,  $f_{yd} = 350$  МПа и

$f_{yd} = 340$  МПа при толщине проката 8-16мм и 16-40 мм, соответственно.

#### 1). Расчет опорной плиты.

Расчетное сопротивление бетона класса  $C^{25/30}$  при местном смятии с учетом коэффициента  $\alpha_u = 0,75$

$$f_{cud} \alpha_u = 17,7 \cdot 0,75 = 13,3 \text{ МПа.}$$

Площадь опорной плиты определяют из условия смятия бетона. Определяем ширину плиты

$$B_{пл} = b_k + 2 \cdot 50 = 400 + 2 \cdot 50 = 500 \text{ мм;}$$

тогда длина плиты будет равна

$$L_{\text{пл.}} = \frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3} + \sqrt{\left( \frac{1,650}{2 \cdot 0,5 \cdot 13,3} \right)^2 + \frac{6 \cdot 1,101}{0,5 \cdot 13,3}} = 1,128 \text{ м.}$$

Назначаем размеры опорной плиты базы таким образом, чтобы на плите размещались все элементы стержня колонны, траверсы и ребра базы, *a также центр тяжести сечения колонны должен совпадать с центром плиты:*

Принимаем  $B_{\text{пл.}} = 500 \text{ мм}$ ,  $L_{\text{пл.}} = 1250 \text{ мм}$ .

Опорное давление фундамента

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} + \frac{M}{W_{\text{пл}}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} + \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = 11,1 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} - \frac{M}{W_{\text{пл}}} = \frac{1,650}{0,5 \cdot 1,25} - \frac{1,101 \cdot 6}{0,5 \cdot 1,25^2} = -5,8 \text{ МПа} < 13,3 \text{ МПа.}$$

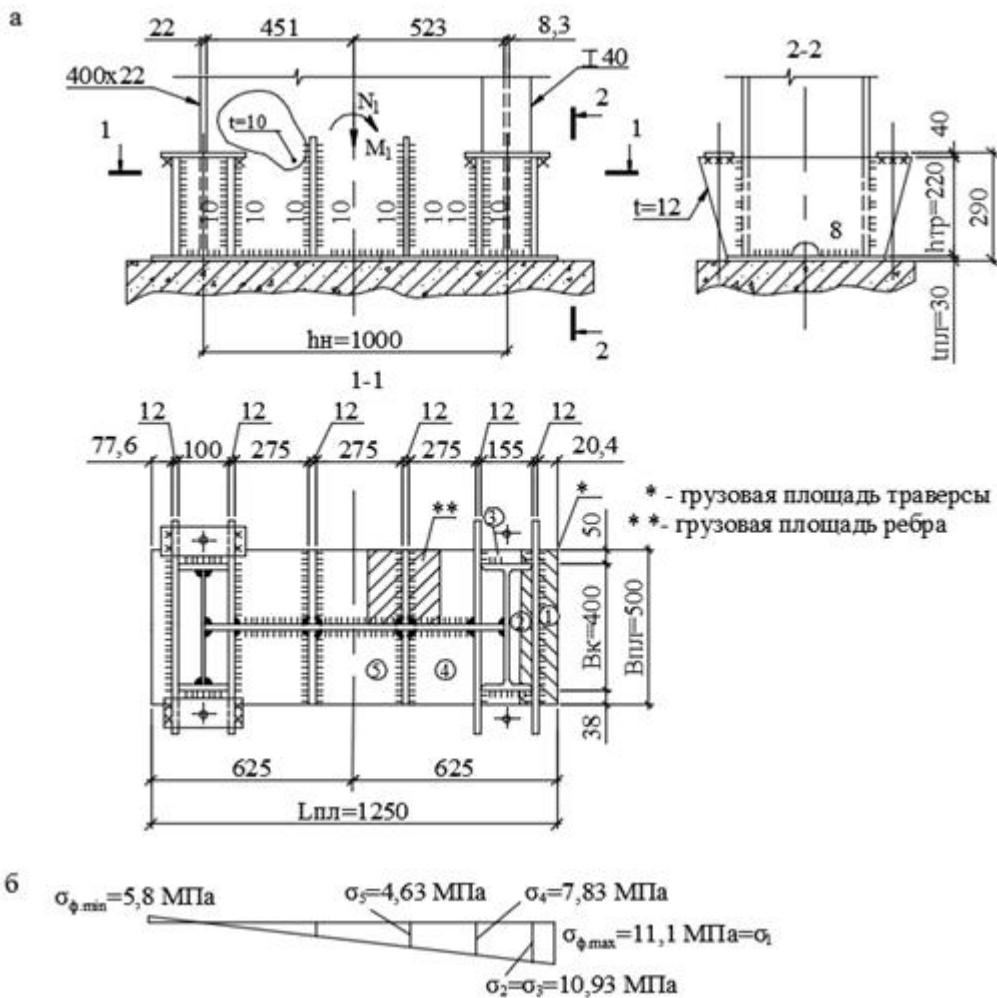


Рис. XIV.6. К расчету базы колонны:  
*а – конструктивное решение базы; б – эпюра напряжений для расчета базы.*

Плита базы работает на изгиб (см. тему 9.4.1).

На консольном участке I момент в плите определим по формуле

$$M_1 = \sigma_1 \frac{c^2}{2} = 11,1 \cdot \frac{(0,0204)^2}{2} = 0,0023 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

На участке 2 плита оперта по четырем сторонам. Для нее

$$\frac{b}{a} = \frac{(400 - 2 \cdot 13)}{73,35} = 5,1.$$

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_2 = \alpha \sigma_2 a^2 = 0,125 \cdot 10,93 \cdot (0,07335)^2 = 0,0074 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где  $\alpha = 0,125$ , в соответствии с табл. 9.4.

*На участке 3* плита оперта по трем сторонам. Для нее  $\frac{b_1}{a_1} = \frac{50}{155} = 0,323 < 0,5$ .

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_3 = \sigma_3 \frac{b_1^2}{2} = 10,930 \cdot \left( \frac{0,050}{2} \right)^2 = 0,0137 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

*На участке 4* плита оперта по трем сторонам. Для нее  $\frac{b_1}{a_1} = \frac{245}{275} = 0,89 > 0,5$ .

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_4 = \beta \sigma_4 a_1^2 = 0,106 \cdot 7,83 \cdot 0,275^2 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где  $\beta = 0,106$ , в соответствии с табл. 9.5.

*На участке 5* плита оперта, как и на участке 4.

Тогда момент в плите определим по формуле

$$M_5 = \beta \sigma_5 a_1^2 = 0,106 \cdot 4,63 \cdot 0,275^2 = 0,0371 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

где  $\beta = 0,106$ , в соответствии с табл. 9.5.

По максимальному из найденных моментов  $M_{\max} = M_4 = 0,0627 \text{ МН} \cdot \text{м}$  по формуле (8.26) определим требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,0627}{340 \cdot 1,2}} = 0,03 \text{ м} = 3,0 \text{ см},$$

где  $\gamma_c = 1,2$  – по п. 9, табл. Б.1 [5]. Для С355 с  $f_{yd} = 340 \text{ МПа}$  – табл. А.3[5] для листов 16–40 мм.

Принимаем толщину плиты  $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм}$ .

При толщине плиты 30 мм условие свариваемости ( $t_{\max}/t_{\min} \leq 3$ ) со стенкой колонны ( $t_w = 10 \text{ мм}$ ), траверсами и ребрами ( $t = 12 \text{ мм}$ ) соблюдается.

2). *Расчет траверсы и ребер жесткости.*

Пolygonная нагрузка на траверсу (см. расчетную схему траверсы на рис. XIV.6 в)

$$q_{\text{тр}} = \sigma_2(c + t_{\text{тр}} + 0,5b) = 10,93(0,0204 + 0,012 + 0,5 \cdot 0,155) = 1,2 \text{ МН/м}$$

$$q_{\text{тр.пр}} = \sigma_2(c + t_{\text{тр}} + 0,4b) = 10,93(0,0204 + 0,012 + 0,4 \cdot 0,155) = 1,03 \text{ МН/м}$$

Усилие воспринимаемое траверсой

$$N_{\text{тр}} = 1,2 \cdot 0,05 \cdot 2 + 1,03 \cdot 0,4 = 0,532 \text{ МН} = 532 \text{ кН}$$

Согласно принятой конструкции базы траверса приваривается к ветвям колонны угловыми швами. В соответствии (табл. 39 [5]) катет шва принимаем  $k_f = 10 \text{ мм}$ .

В соответствии с табл. Г.1 [5] для полуавтоматической сварки проволокой Св-08Г2С,  $d = 1,4\text{--}2 \text{ мм}$ ,  $\beta_f = 0,8$  и  $\beta_z = 1$ ;  $f_{wf} = 215 \text{ МПа}$ , табл. Г. 2 [5] и  $f_{wz} = 0,45 \cdot 345 = 155,25 \text{ МПа}$  (табл. 4[5]).

Тогда значения

$$\beta_f f_{wf} = 0,8 \cdot 215 = 172 > \beta_z f_{wz} = 1 \cdot 155,23 = 155,25 \text{ МПа},$$

расчет сварных швов выполняют только по металлу границы сплавления с  $f_{wz} = 155,25 \text{ МПа} = 15,52 \text{ кН/см}^2$ .

Определим высоту траверсы из условия работы швов на срез по формуле (9.27).

$$h_{tp} = \frac{532}{2 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 15,52 \cdot 1,05} + 1 = 17,3 \text{ см}$$

Принимаем высоту траверсы  $h_{tp} = 22 \text{ см}$ .

Изгибающие моменты и поперечные силы в траверсе

$$M_{op} = \frac{1,2 \cdot 0,05^2}{2} = 0,0015 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$M_{pr} = \frac{1,03 \cdot 0,4^2}{8} - 0,0015 = 0,0191 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{tp} = 1,03 \cdot \frac{0,4}{2} + 1,2 \cdot 0,05 = 0,266 \text{ МН},$$

Проверим траверсу на изгиб и срез по формулам (9.28) и (9.29):

$$\sigma = \frac{0,0191 \cdot 10^5}{96,8 \cdot 1,05} = 18,8 \text{ кН/см}^2 < 35,0 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau = \frac{0,266 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 22 \cdot 1,05} = 9,6 \text{ кН/см}^2 < 0,58 \cdot 35,0 = 20,3 \text{ кН/см}^2$$

$$\text{где } W_{tp} = \frac{1,2 \cdot 22^2}{6} = 96,8 \text{ см}^3.$$

Определим толщину сварных швов в месте приварки траверсы к плите:

$$k_f \geq \frac{532}{1,0 \cdot 57 \cdot 15,52 \cdot 1,05} = 0,4 \text{ см} = 4 \text{ мм},$$

$$\text{где } \sum l_w = (5 \cdot 2 - 2) + (50 - 1) = 57 \text{ см}$$

В соответствии с табл. 39 [5] при толщине более толстого элемента базы колонны (плиты), равного 30 мм, минимальный катет шва принимается равным 10 мм.

Ребро рассчитываем как консольную балку с защемлением в месте его приварки к стенке колонны.

Изгибающие момент и поперечная сила в ребре

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{1,33 \cdot 0,245^2}{2} = 0,0399 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$Q_p = q_p l_p = 1,33 \cdot 0,245 = 0,326 \text{ МН},$$

где

$$q_p = \sigma_5 a_p = 4,63 \cdot (0,275 + 0,012) = 1,33 \text{ МН/м};$$

$$l_p = \frac{500 - 10}{2} = 245 \text{ мм} = 0,245 \text{ м.}$$

Приняв высоту ребра  $h_p = 300 \text{ мм}$  и  $t_p = 12 \text{ мм}$ , проверим его прочность на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{0,0399 \cdot 10^5}{180 \cdot 1} = 22,1 < f_{yd} = 35 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_p}{t_p l_h} = \frac{0,326 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 30 \cdot 1,05} = 8,6 < f_s = 0,58 \cdot 35 = 20,3 \text{ кН/см}^2;$$

где  $W_p = \frac{1,2 \cdot 30^2}{6} = 180 \text{ см}^3$ .

Проверим прочность угловых швов, прикрепляющих ребро к стенке колонны, назначив их катеты  $k_f = 10 \text{ мм}$ :

$$\tau_w = \sqrt{\tau_{wM}^2 + \tau_{wQ}^2} = \sqrt{14,23^2 + 5,51^2} = 15,26 \text{ кН/см}^2$$

где

$$\tau_{wM} = 0,0399 \cdot 10^5 / 280,3 = 14,23 < f_{wz} = 15,52 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wQ} = 0,326 \cdot 10^3 / 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 29 = 5,51 < f_{wz} = 15,52 \text{ кН/см}^2,$$

момент сопротивления этих двух швов

$$W_{wp} = \frac{2\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 (30-1)^2}{6} = 280,3 \text{ см}^3.$$

Катеты швов, прикрепляющих ребро к плите:

$$k_f = \frac{0,326 \cdot 10^3}{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (24,5-1) \cdot 15,52 \cdot 10,5} = 0,41 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем  $k_f = 10 \text{ мм}$  (табл. 39 [5]).

## Раздел XV. ЭЛЕМЕНТЫ ФАХВЕРКА

### Тема 15.1. Конструкция и расчет фахверка стен

Для стендового заполнения в промышленных зданиях, как правило, используют сборные железобетонные панели или трехслойные панели с эффективным утеплителем и металлической обшивкой заводского изготовления. В первом случае, панели располагаются горизонтально, а во втором - вертикально. Трехслойное стендовое заполнение может быть образовано и непосредственно на строительной площадке (полистовая сборка).

Фахверком называется система конструктивных элементов (стоец, ригелей и распорок), служащая для поддержания стендового заполнения и оформления проемов (окон, ворот и т.д.). Фахверк стен может быть продольным и торцевым.

Продольный фахверк устраивают вдоль наружного ряда колонн тогда, когда длина стендовых панелей меньше шага колонн поперечной рамы каркаса или при трехслойных панелях с шагом колонн более 6 м, когда требуется установка стоек фахверка между основными колоннами и между ними располагают систему ригелей для крепления панелей и оконных проемов (рис.15.1, а). Вверху стойки фахверка опираются в узлах к продольным связевым фермам по покрытию, через которые ветровая нагрузка передается на колонны каркаса здания.

Устройство торцевых стен здания вследствие больших размеров пролетов всегда требует установки промежуточных стоек фахверка. На рис.15.1, б) приведено конструктивное решение торцевого фахверка, состоящего из стоек и ригелей со стеновым заполнением из трехслойных панелей. При использовании железобетонных панелей вместо ригелей используются распорки, которые располагаются в плоскости фахверковых стоек для уменьшения их расчетной длины. Частота расположения стоек фахверка зависит от конструкции стенового заполнения и принимается обычно через 6 или 12 м, а частота расположения ригелей - от их несущей способности, т.к. расстояние между ригелями является пролетом для вертикально расположенных стендовых панелей или опорой другого заполнения, воспринимающими еще и ветровую нагрузку.

Верхние участки стоек торцевого фахверка опираются в узлах на поперечные связевые фермы обычно в уровне нижних поясов стропильных ферм (которые называют ветровыми фермами) (рис. 15.1 в), хотя в ряде случаев (например, для ферм типа «Молодечно» и др.) поперечные связевые фермы располагают в уровне верхних поясов стропильных ферм. Чтобы не препятствовать прогибу стропильной фермы от вертикальных нагрузок, крепление стоек выполняют с помощью **листовых шарниров** (рис. 15.1,в), который не препятствует деформации фермы в вертикальном направлении и вместе с тем обеспечивает передачу на связевую ферму только горизонтальных ветровых усилий.

Такой **листовой шарнир** представляет собой тонкий лист толщиной 8-10 мм, шириной 150-200 мм, который в вертикальном направлении легко изгибаются и не препятствует прогибу фермы. В горизонтальном направлении лист передает ветровую нагрузку от стойки фахверка в узел ветровой фермы, сам лист работает на продольную силу.

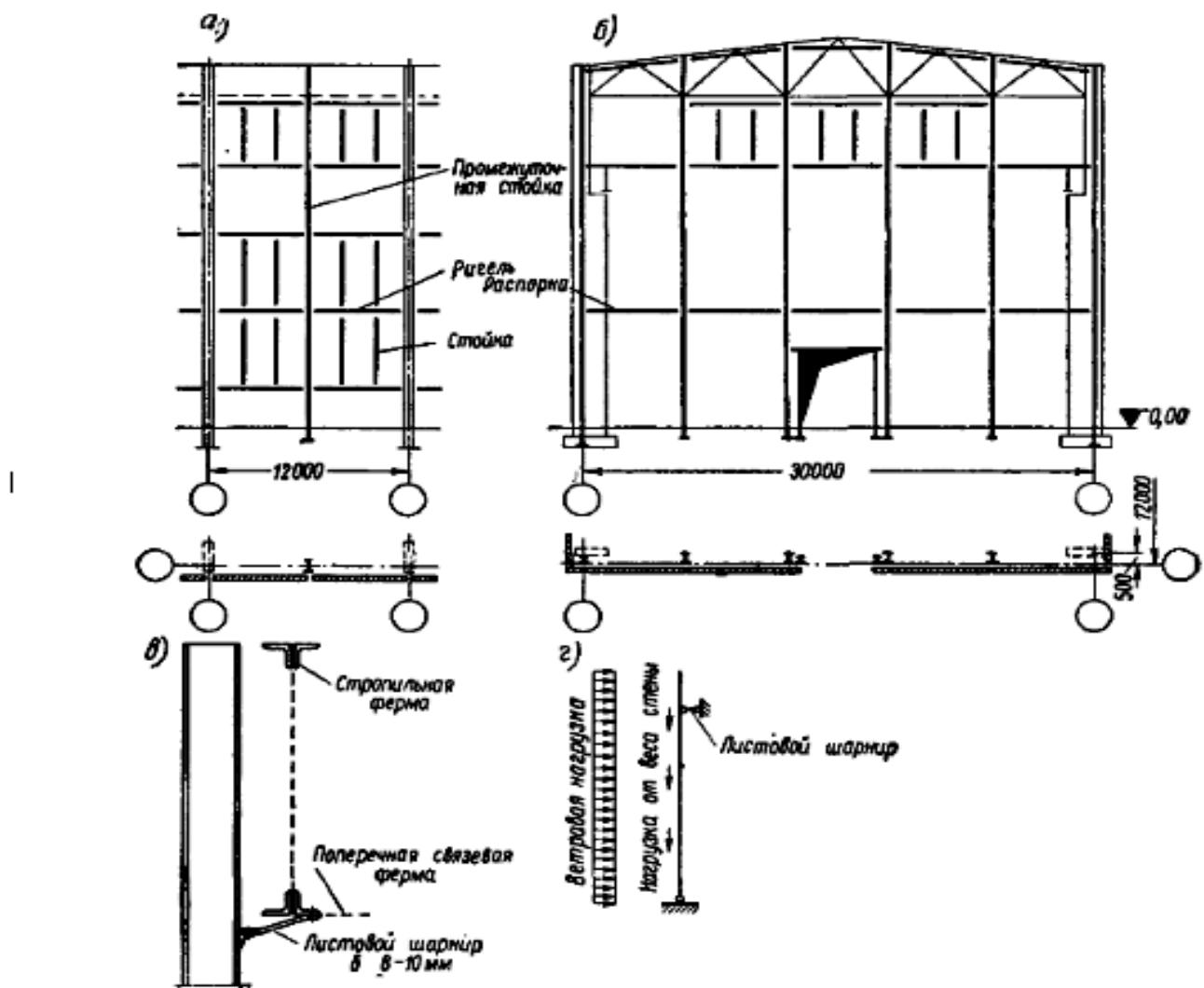


Рис. 15.1. Конструкция фахверка

а) – продольный; б) – торцевой; в) – крепление стойки фахверка листовым шарниром; г) – расчетная схема стойки фахверка.

Конструктивные решения узлов крепления стоек фахверка в зависимости от расположения поперечных связевых ферм и конструкции листового шарнира приведены на рис. 15.2.

Элементы фахверка воспринимают ветровую нагрузку, нагрузку от их собственного веса и веса стенового заполнения.

Расчетная схема стойки фахверка приведена на рис. 15.1, г). Вес стенового ограждения приложен эксцентрично. Ветровая нагрузка собирается с соответствующей грузовой площади стойки. Таким образом, стойка фахверка работает на сжатие с изгибом.

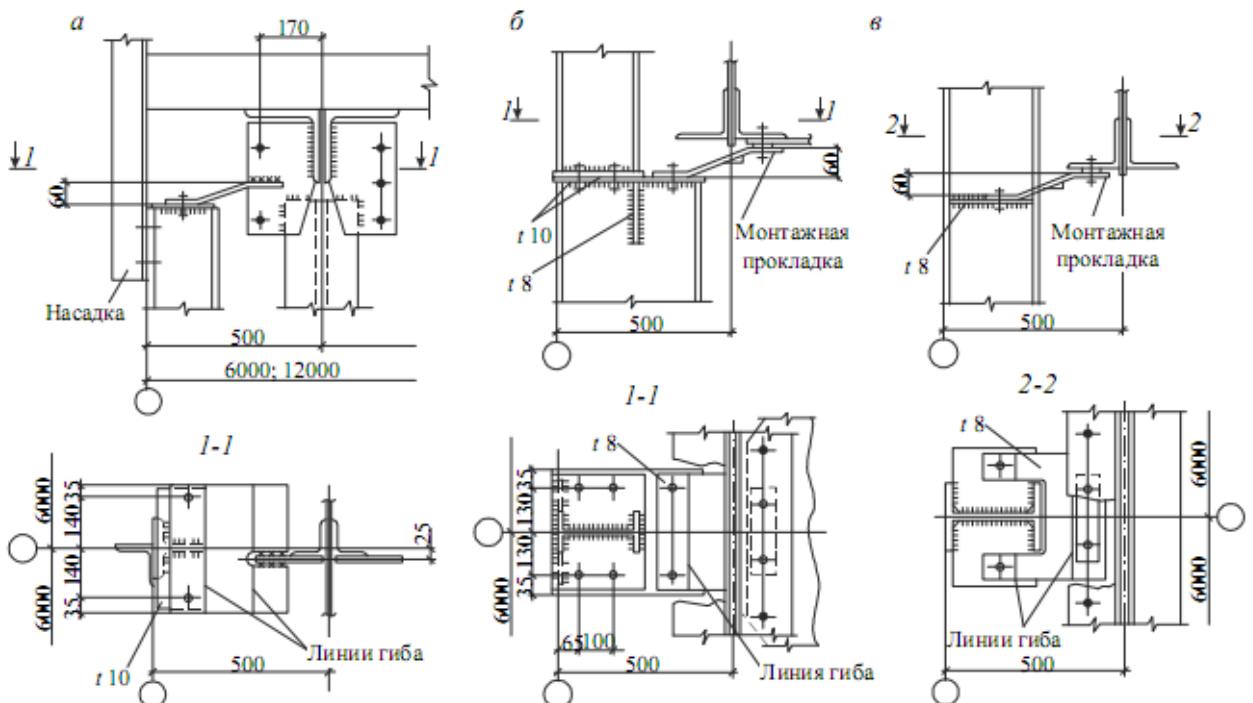


Рис.15.2 Примыкание стоек фахверка к конструкциям покрытия:

а – в уровне верхнего пояса стропильной фермы; б, в – в уровне нижнего пояса стропильной фермы

Стойки опирают на фундамент шарнирно.

Стойки фахверка рассчитывают как внецентренно сжатые колонны сплошного сечения (см. 14.2). Расчетная длина стойки принимается равной расстоянию между точками раскрепления. Предельная гибкость стоек принимается по табл. 33 [5].

Ригели работают на изгиб от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок, в зависимости от конструкции стен и закрепления стенового заполнения. Предельные прогибы стоек и ригелей фахверка не должны превышать 1/200 пролета элемента.

## Раздел XVI. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### Тема 16.1. Характеристика подкрановых конструкций, расчет подкрановых балок

Подкрановые конструкции воспринимают воздействия от подъёмно-транспортного оборудования (главным образом мостовых опорных и подвесных кранов). Комплекс подкрановых конструкций (рис. 16.1, а) включает в себя подкрановые балки, тормозные балки, крепления балок к колоннам, крановый рельс с креплениями его к подкрановой балке и крановые упоры в торцах здания.

Основные несущие элементы подкрановых конструкций – подкрановые балки, которые могут быть разрезными и неразрезными (рис. 16.1. б, в), и решетчатые подкрановые балки (фермы) (рис. 16.1. г.), которые применяются при легких кранах ( $Q \leq 30$  т) и больших шагах колонн ( $B \geq 18$  м).

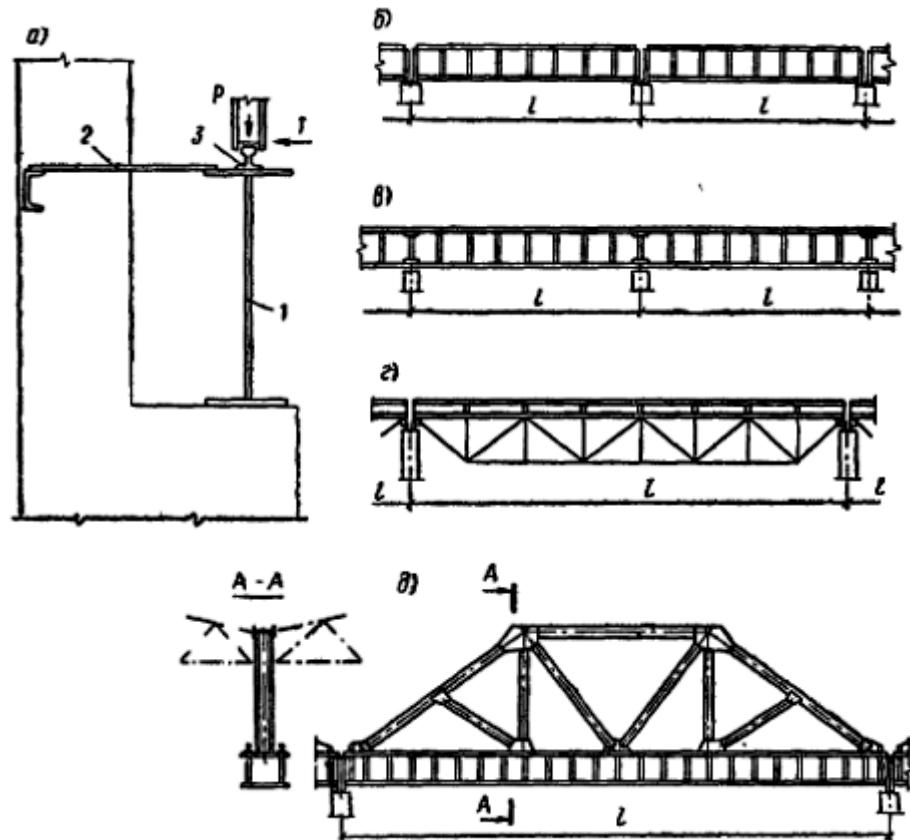


Рис. 16.1. Подкрановые конструкции  
а) – элементы: 1- подкрановая балка; 2 – тормозная балка; 3 – крановый рельс; б) – д) – конструктивные схемы подкрановых балок

Чаще всего применяют подкрановые балки сплошного сечения. Разрезные балки проще в монтаже, нечувствительные к осадке опор. Неразрезные – экономичнее разрезных на 12÷15% по расходу металла, но более трудоемки при монтаже, так как необходимо устройство монтажных стыков, и чувствительны к осадкам опор. Применение решетчатых подкрановых балок с жестким верхним поясом (рис. 16.1. г)), дает экономию металла до  $\approx 15+20\%$  по сравнению со сплошными разрезными балками.

При больших пролетах (шаг колонн 36 м и более) и тяжелых кранах часто применяют комбинированные системы, объединяющую в себе подкрановую балку и подстропильную ферму – подкраново- подстропильные фермы (ППФ) (рис. 16.1.д). Стержни фермы выполняют из двутавров, нижний пояс – коробчатого сечения, на верхний пояс которого укладывают рельсы для движения мостовых кранов. Соединение элементов в узлах выполняют на

высокопрочных болтах. Высоту ППФ принимают (в осях) в пределах (1/6-1/8) пролета, высоту жесткого нижнего пояса - (1/5-1/7) длины панели, которую принимают кратной 6 м. Нижний пояс фермы кроме растяжения и изгиба работает на стесненное кручение, элементы решетки – на продольные усилия и дополнительные моменты, возникающие от скручивания нижнего пояса.

### **Нагрузки на подкрановые конструкции**

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса крана (катки), расположенные на концевой балке кранового моста. На одной стороне моста крана бывают два, четыре катка и более (рис. 16.2, а, б).

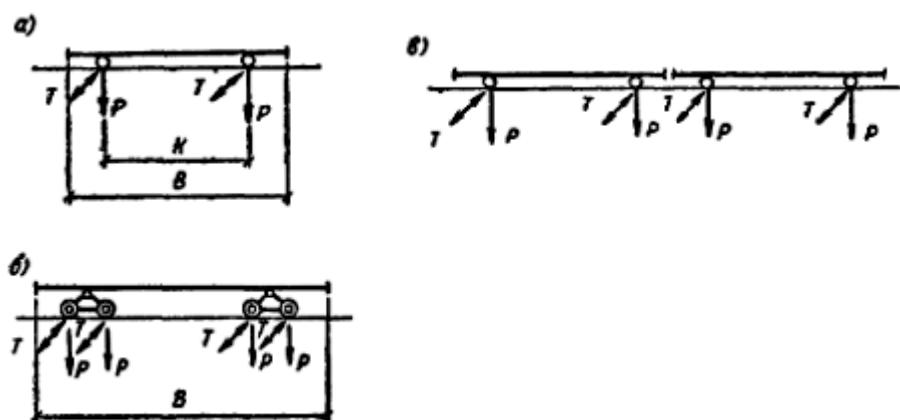


Рис. 16.2. Нагрузки от кранов

а, б) - два, четыре катка на одной стороне крана; в) – расчетная нагрузка от двух сближенных кранов

Нормативными нагрузками для расчета подкрановых конструкций являются:

- вертикальное давление на каток  $P_{max}$ , (при приближенной тележке с максимальным грузом к балке), принимаемая по ГОСТ на краны, в котором даются все данные по крану (размеры, вес и др.);

- сила поперечного торможения на каток  $T_k$ , возникающая от торможения тележки с грузом вдоль кранового, определяют

$$T_k = T_0/n, \text{ здесь поперечное горизонтальное усилие от тележки с грузом равно} - T_0 = 0,1(Q + G_T)2/4,$$

где  $n$  - число колес на одной стороне крана; 0,1 – коэффициент трения катков тележки при торможении для кранов с гибким подвесом (0,2 – для кранов с жестким подвесом); 2/4 – дробь, где в числителе указано число тормозных колес, а в знаменателе – общее число колес тележки.

Подкрановые конструкции, как правило, рассчитывают от двух сближенных кранов на максимальные нагрузки (рис. 16.2, в). В запас прочности считают, что вертикальные нагрузки воспринимает подкрановая балка, а горизонтальные силы поперечного торможения – тормозная конструкция.

### 16.1.1 Сплошные подкрановые балки

Типы сечений подкрановых балок зависят от их пролета грузоподъемности и режима работы кранов (рис. 16.3).

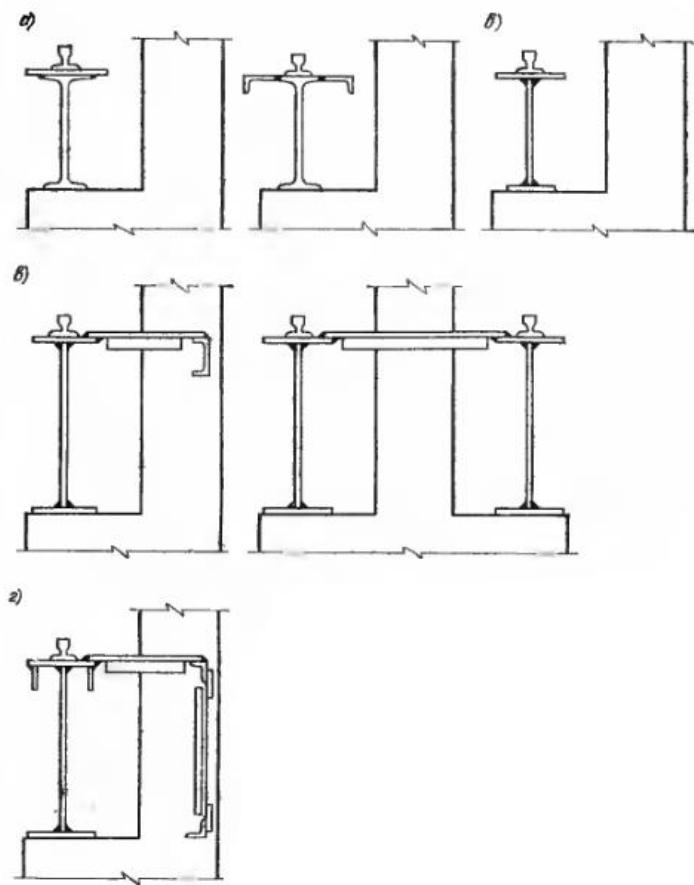


Рис. 16.3. Сечения сплошных подкрановых балок

а) – из прокатных профилей, усиленных листом и уголками; б) – двутавровая сварная балка, несимметричного сечения; в) – двутавровые сварные симметричного сечения балки с тормозными конструкциями; г) – двутавровые балки с усиленным верхним поясом

Для подкрановых балок пролетом  $l \leq 6$  метров и кранах грузоподъемностью  $Q < 10$  т применяют прокатные двутавры, усиленные листом или уголками по верхнему поясу (рис.16.3, а)) или двутавровые сварные балки, несимметричного сечения с развитым верхним поясом (рис.16.3, б)).

**При кранах грузоподъемностью  $Q \geq 10$  т с пролетом подкрановых балок  $l \geq 6$  м ( $l = 6$  и  $12$ м)** применяют двутавровые сварные балки симметричного сечения с тормозными конструкции (рис. 16.3, в), в состав которых входит тормозной лист (16.3,в) или тормозная ферма (рис.16.4), которая экономичнее по расходу стали, но сложнее в изготовлении и монтаже.

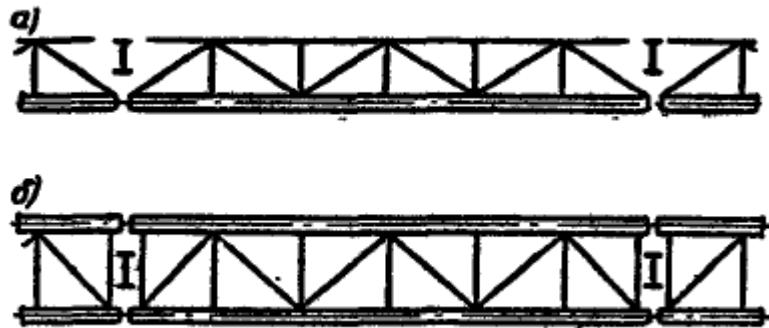


Рис. 16.4. Сквозная тормозная конструкция  
а) – крайнего ряда; б) – среднего ряда

Для тормозных конструкций шириной до 1000 мм обычно применяют рифленый лист  $t = 6 \div 8$  мм (рис. 16.3.в), который приваривают к верхнему поясу подкрановой балки и с противоположной стороны к окаймляющему элементу (это может быть швеллер при пролете балки до 6 м или пояс вспомогательной фермы из одиночных уголков). Тормозные листы снизу укрепляют поперечными ребрами - 65x6 с шагом  $1.5 \div 2$  м.

При ширине тормозных конструкций более 1000 мм применяют тормозные фермы (рис. 16.4), пояса и решетку которых выполняют из одиночных уголков. По длине между подкрановой балкой и вспомогательной фермой устраивается система вертикальных связей. В ряде случаев по верху тормозной фермы устраивают площадки (деревянный настил) для удобства прохода и обслуживания путей.

#### *Особенности расчета сплошных подкрановых балок*

Усилия в подкрановых конструкциях определяются по линиям влияния для системы подвижных грузов. Для разрезных подкрановых балок для определения максимального момента можно использовать правило Винклера.

По этому правилу наибольший изгибающий момент  $M_{max}$  в балке от системы сил возникает, если равнодействующая всех сил, находящихся на балке  $R = \sum P$  и ближайшая к ней сила на каток крана равноудалены от середины пролёта балки (рис. 16.6, а). При этом  $M_{max}$  будет находиться под силой (катком) ближайшей к середине пролёта.

Наибольшая поперечная сила  $Q_{max}$  в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда один из катков (сила) находится непосредственно на опоре, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. 16.6, б).

Расчётные усилия в балке от вертикальных нагрузок  $M$  и  $Q$  определяют с учетом влияния собственного веса подкрановых конструкций коэффициентом  $\alpha = 1,02 \div 1,05$ , тогда

$$M = \alpha M_{max}; \text{ и } Q = \alpha Q_{max}; \quad (16.1)$$

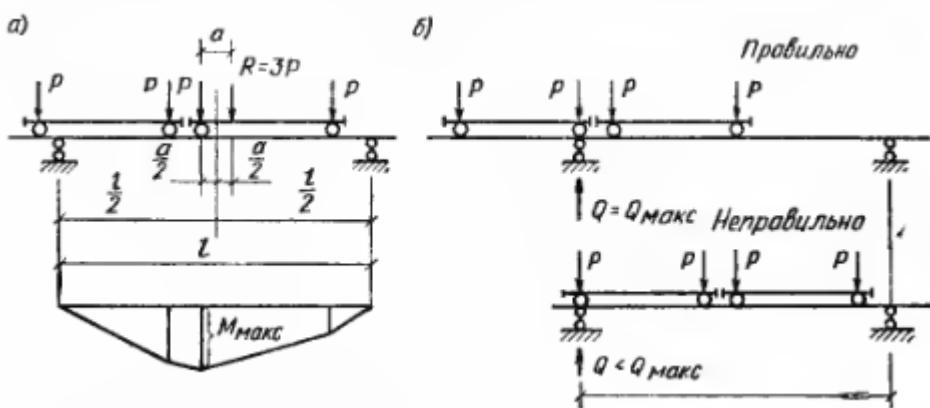


Рис. 16.6. К определению расчетных усилий в разрезной подкрановой балке а) - наибольший изгибающий момент; б) – наибольшая поперечная сила. ( на рис.  $Q$  заменить на  $V$ )

В неразрезных подкрановых балках  $M_{max}$  и  $V_{max}$  определяются по линиям влияния.

Расчетные усилия  $M_y, V_y$  от горизонтальной поперечной нагрузки  $T_k$  находят при том же положении кранов, поэтому

$$M_y = \frac{T_k}{P_k} M_{max}; \text{ и } V_y = \frac{T_k}{P_k} V_{max}. \quad (16.2)$$

Компоновку сечения подкрановой балки, с учетом определения оптимальной и минимальной высоты, производят в том же порядке, что и обычных балок (см. тему 8.2, раздел VIII ЭУМК)

### **Проверочные расчёты подкрановых балок**

a) *Расчёт на прочность* по нормальным напряжениям производится в предположении, что вертикальная нагрузка воспринимается только сечением подкрановой балки (без учёта тормозной конструкции), а горизонтальная – только тормозной балкой, в состав сечения которой входят: верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий элемент (рис. Рис. 16.7). Расчет верхнего пояса относительно точки А выполняют по формуле:

$$\frac{M_x}{W_{x,B}} + \frac{M_y}{I_{y,T}} x_{\perp} \leq f_{yd} \gamma_c; \quad (16.3)$$

нижнего пояса балки:

$$\frac{M_x}{W_{x,H}} \leq f_{yd} \gamma_c, \quad (16.4)$$

где  $W_{x,B}$ ,  $W_{x,H}$  – моменты сопротивления для верхнего и нижнего поясов подкрановой балки;  $I_{y,T}$  – моменты инерции тормозной балки;  $x_{\perp}$  - расстояние от ц.т. тормозной конструкции до точки А (рис. 16.7)

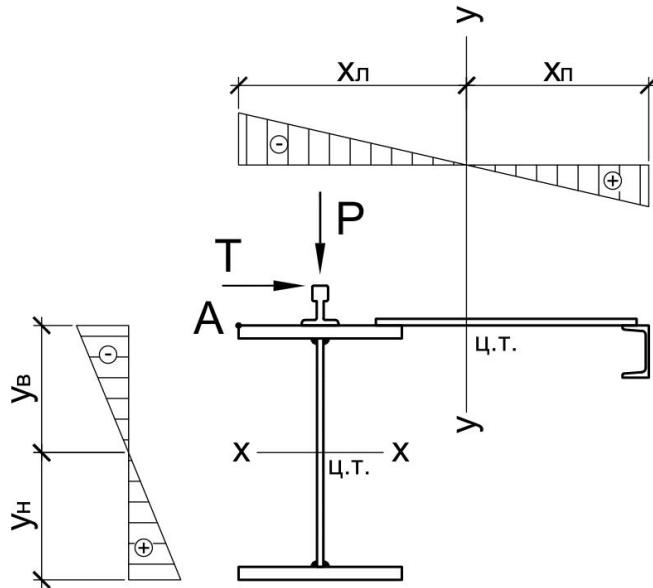


Рис. 16.7. К расчету подкрановой балки

Для подкрановых балок не симметричного сечения (рис.16.3 а) и б)) роль тормозной конструкции играет усиленный верхний пояс, расчет прочности выполняют по формулам (16.3) и (16.4), где ;  $I_{y,T}$  – моменты инерции верхнего пояса;  $x_{\perp} = 0,5b_f$  - расстояние от ц.т. верхнего пояса до рассматриваемой точки.

Если тормозная конструкция запроектирована в виде фермы (рис. 16.4) , то устойчивость верхнего пояса подкрановой балки можно проверить по формуле:

$$\frac{M_x}{I_x} y_e + \frac{N_f}{\varphi A_f} + \frac{M_{loc}}{W_{y,en}} \leq f_{yd} \gamma_c, \quad (16.5)$$

где  $N_f = \frac{M_y}{h_t}$  - расчетное продольное усилие в верхнем поясе от горизонтальных поперечных сил  $T_k$  ( $M_y$  заменяется порой сил с плечом равным высоте подкрановой конструкции  $h_t$ ;  $A_f$ , - площадь верхнего пояса балки;  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости

горизонтальными поперечными силами  $T_k$  ( $M_y$  заменяется парой сил с плечом равным высоте подкрановой конструкции  $h_t$ ;  $A_f$  - площадь верхнего пояса балки;  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости

балки при расчетной длине, равной расстоянию между узлами тормозной фермы;  $M_{loc} = \frac{0.9T_k d}{4}$ , местный изгибающий момент в верхнем поясе балки в горизонтальной плоскости от бокового давления катка крана  $T_k$ ,  $d$  – расстояние между узлами тормозной фермы; 0.9 – коэффициент, учитывающий неразрезность верхнего пояса в узлах;  $W_{y,sn}$  – момент сопротивления верхнего пояса балки относительно вертикальной оси.

. б) Расчёт на срез по опоре выполняется по формуле

$$\frac{V_x^{nolyc}}{I_x t_w} \leq f_s \gamma_c, \quad (16.7)$$

где  $Q$  – поперечная сила на опоре.

в) Прочность стенки на действие максимальных местных напряжений проверяют по формуле:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} P_k}{t_w l_{ef}} \leq f_y d \gamma_c,$$

где  $l_{ef} = C \sqrt{\frac{I_{1f}}{t_w}}$  – условная (расчётная) длина распределения усилия

$P_k$ , зависящая от жёсткости пояса, рельса и способа сопряжения пояса и стенки;  $C$  – коэффициент принимаемый для сварных и прокатных балок  $C=3,25$ ;  $I_{1f}$  – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса, либо общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса;  $\gamma_{f1}$  – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на колесо, учитывающий возможное перераспределение усилий между колёсами и динамический характер нагрузки и равный:

- 1.8 при режиме 8К (В.Т.) и жёстком подвесе груза
- 1.7 при режиме 8К (В.Т.) и гибком подвесе груза
- 1.6 при режиме 7К (тяжёлый режим работы)
- 1.1 при прочих режимах

в) Проверка стенок подкрановых балок на уровне поясных швов на совместное действие  $\sigma$ ,  $\tau$  и местных  $\sigma_{loc}$  производится по формуле:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \beta f_y d \gamma_c, \quad (16.8)$$

здесь  $\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} y'$  – нормальные напряжения в стенке балки на уровне поясного шва;  $y'$  – расстояние от нейтральной оси до поясного шва:

$y' = y_e - t_f$ ;  $\tau_{xy} = \frac{V_x S_x^{nolyc}}{I_x * t_w}$  – касательные напряжения на уровне поясного шва;

коэффициент  $\beta = 1.15$  – при расчёте разрезных балок,  $\beta = 1.3$  – при расчёте сечений на опорах неразрезных балок.

Стенки подкрановых балок при режимах работы кранов 7К и 8К кроме того по п. 8.3.3[5] проверяют на дополнительные компоненты напряжённого состояния.

г) *Общая устойчивость подкрановых балок* проверяется по формуле:  $\sigma = \frac{M_x}{\varphi_e W_{x,e}} \leq f_{yd} \gamma_c$  причём при определении  $\varphi_e$  за расчётную длину  $l_{ef}$  принимают расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами связей). При отсутствии связей  $l_{ef} = L$ . При наличии сплошной тормозной конструкции, непрерывно опирающейся на сжатый пояс и надёжно с ним связанной, общая устойчивость не проверяется.

д) *Проверка местной устойчивости элементов сечения* для прокатных балок не требуется. Для составных сечений местная устойчивость сжатого пояса проверяется аналогично, как и обычных балок, в зависимости от отношения условной гибкости свеса сжатого пояса к её толщине  $\bar{\lambda}_f = b_{ef}/t_f \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}}$ , которое не должно превышать  $\bar{\lambda}_u = 0,5 \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_c}}$ , где  $\sigma_c$  - напряжения в сжатом поясе балки.

Местная устойчивость стенки обеспечена, если условная гибкость стенки:  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_{yd}}{E}} \leq 2.5$ , (см. 8.5.1[5]). В противном случае местная устойчивость стенки проверяется с учётом местных нормальных напряжений  $\sigma_{loc,y}$ , по формуле (см. 8.5.3[5]) :

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc,y}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c.$$

Размеры ребер жёсткости и их установка выполняются аналогично обычным балкам. На рис. 16.8 приведены примеры установки ребер жесткости на сварных подкрановых балках. Рекомендуется обрывать ребра на высоте 60 мм от нижнего пояса (тип 1, рис.16.8) с выводом на торец ребра сварного шва. Такие мероприятия уменьшают концентрацию напряжений в растянутой зоне стенки и снижают возможность появления там трещины.

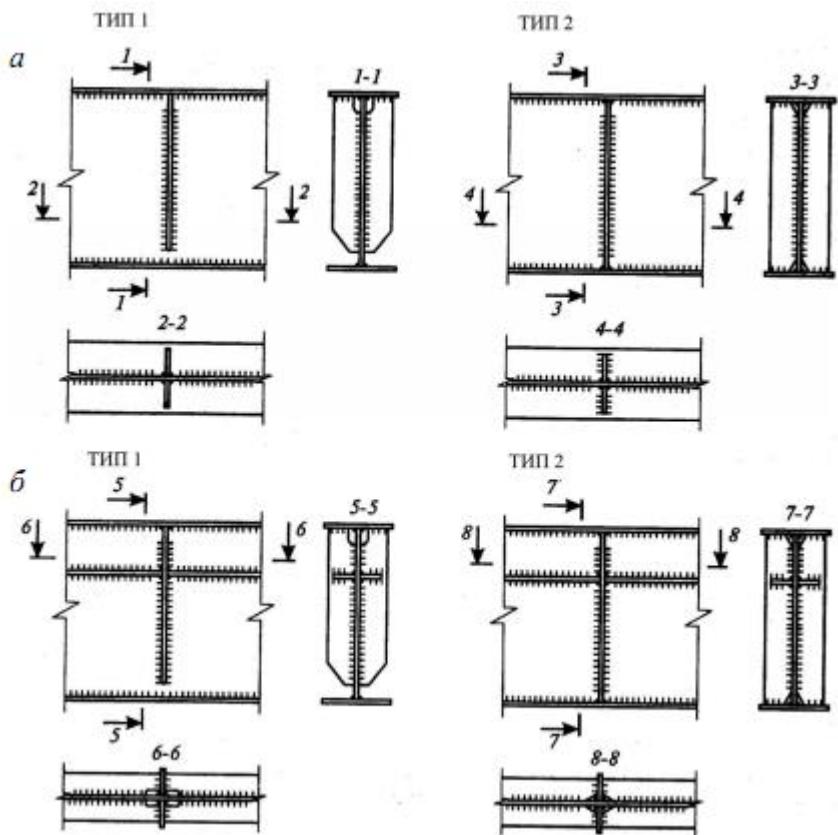


Рис.16.8 Ребра жесткости на сварных подкрановых балках:  
а –поперечные ребра; б – поперечные и продольные ребра

*ж)* Расчёт на выносливость выполняют для подкрановых балок особого режима работы на нагрузку от одного крана с количеством циклов нагружений  $10^5$  и более (см. раздел 12.2 [5]).

### 16.1.2. Подкрановые фермы,

Подкрановые фермы (рис. 16.9) проектируют под краны небольшой грузоподъемности (не более 20-30 т) легкого и среднего режимов работы, пролетом 18 – 30 м. Их применение вызвано требованиями жесткости и вместе с тем такая конструкция является значительно экономичнее сплошных балок. Недостатками таких ферм является низкая усталостная прочность узловых соединений с угловыми швами и высоким уровнем концентраторов напряжений. Это является следствием появления трещин в соединениях с угловыми швами. Требуется тщательный контроль за их выполнением и состоянием в процессе эксплуатации ферм.

По расчетной схеме стержневая подкрановая балка представляет собой комбинированную конструкцию с жестким верхним поясом. Верхний пояс работает на сжатие с изгибом, а так же воспринимает дополнительные продольные усилия от поперечных тормозных нагрузок, проектируют в

виде прокатного или сварного двутавра. Решетка воспринимает поперечную силу, сечения работают на сжатие и растяжение (рассчитываются как обычные центрально нагруженные элементы). Решетку чаще всего проектируют сечением из парных уголков. Горизонтальные силы поперечного торможения тележки воспринимаются тормозной конструкцией, чаще решетчатой (рис.16.4). На верхний пояс укладывают рельсы, которые крепят с помощью специальных плиток или крючьев (рис. 16.12)

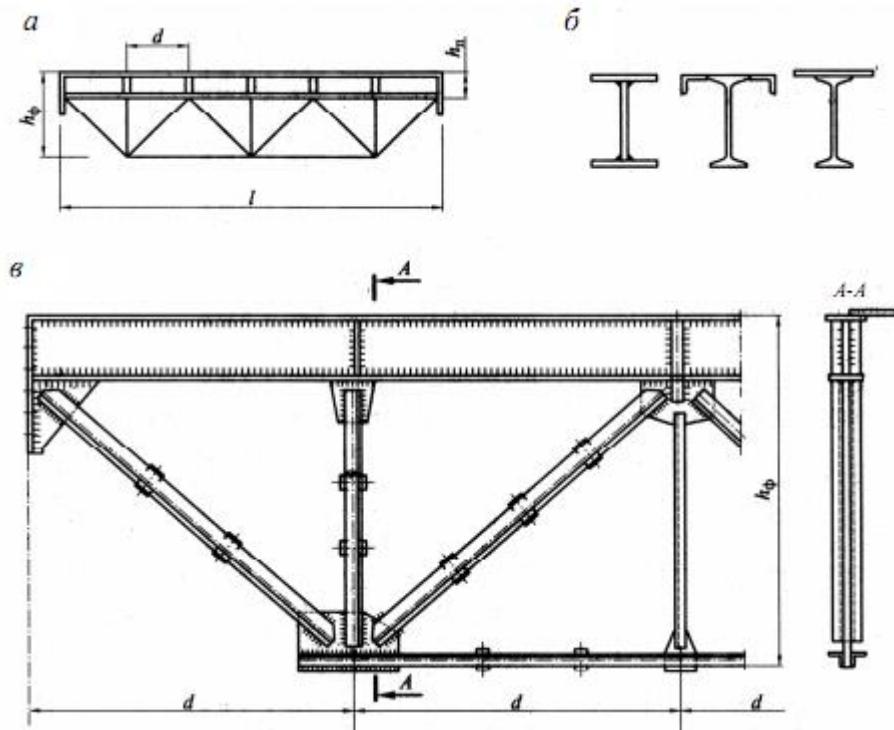


Рис. 16.9. Решетчатая подкрановая балка

а) – схема; б) – типы сечений верхнего пояса; в) – конструктивное решение

Расчетные длины стержней и предельные гибкости, расчет и конструирование узлов принимают и проектируют аналогично, как и обычных стропильных ферм. На рис.16.10 приведена конструкция опорного и промежуточных узлов подкрановой фермы.

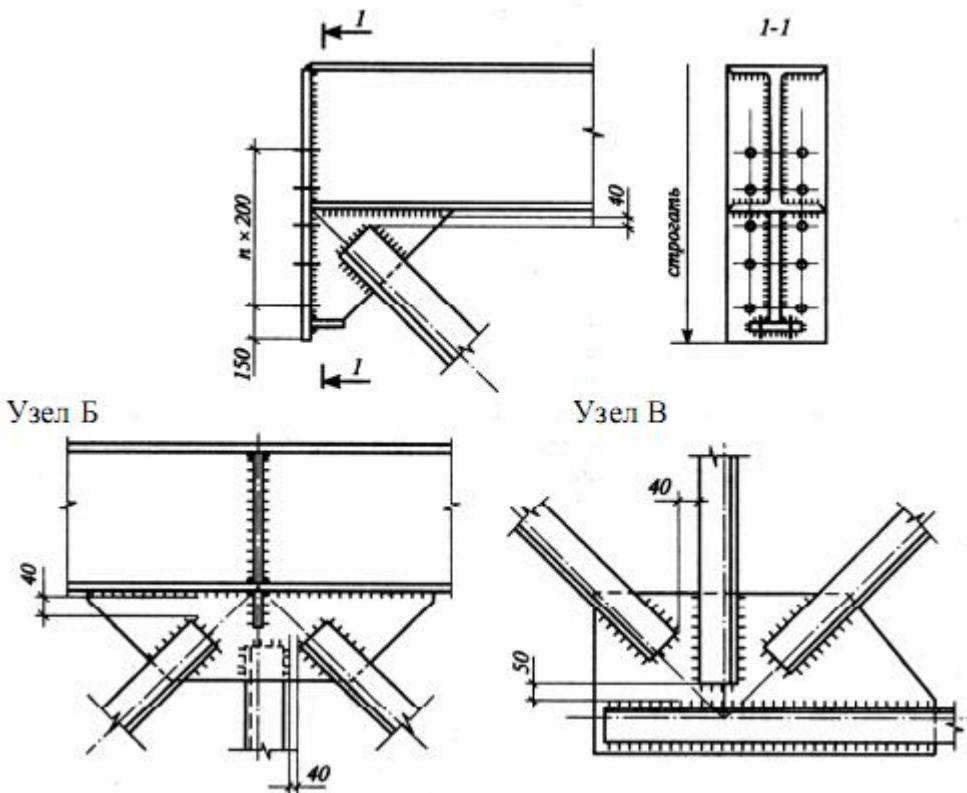


Рис. 16.10 Сварные узлы подкрановых ферм.

## Тема 16.2 Узлы и детали подкрановых конструкций

### *Опорные узлы подкрановых балок.*

При проектировании узлов креплений подкрановых балок к колоннам нужно учитывать особенности их действительной работы. При движении крана с грузом опорные сечения балок имеют деформации в горизонтальном и вертикальном направлениях, опорные ребра несколько поворачиваются и сжимаются. Такой же поворот происходит и в опорных сечениях тормозных балок под воздействием горизонтальных сил. На рис. 16.11 приведен узел крепления балки к колонне при наличии тормозной конструкции .

Конструкция креплений должна обеспечить жесткую передачу горизонтальных сил на колонну, допуская при этом свободу поворота опорных сечений. Горизонтальная сила тормозной фермы (растягивающая) воспринимается вертикальной планкой, которая приваривается по торцам, и упорами при сжатии. В то же время вследствие небольшой жесткости планки в горизонтальном направлении и небольшой жесткости диафрагмы колонны, к которой крепится планка в вертикальном направлении, происходит свободная деформация опорного сечения балки и тормозной фермы.

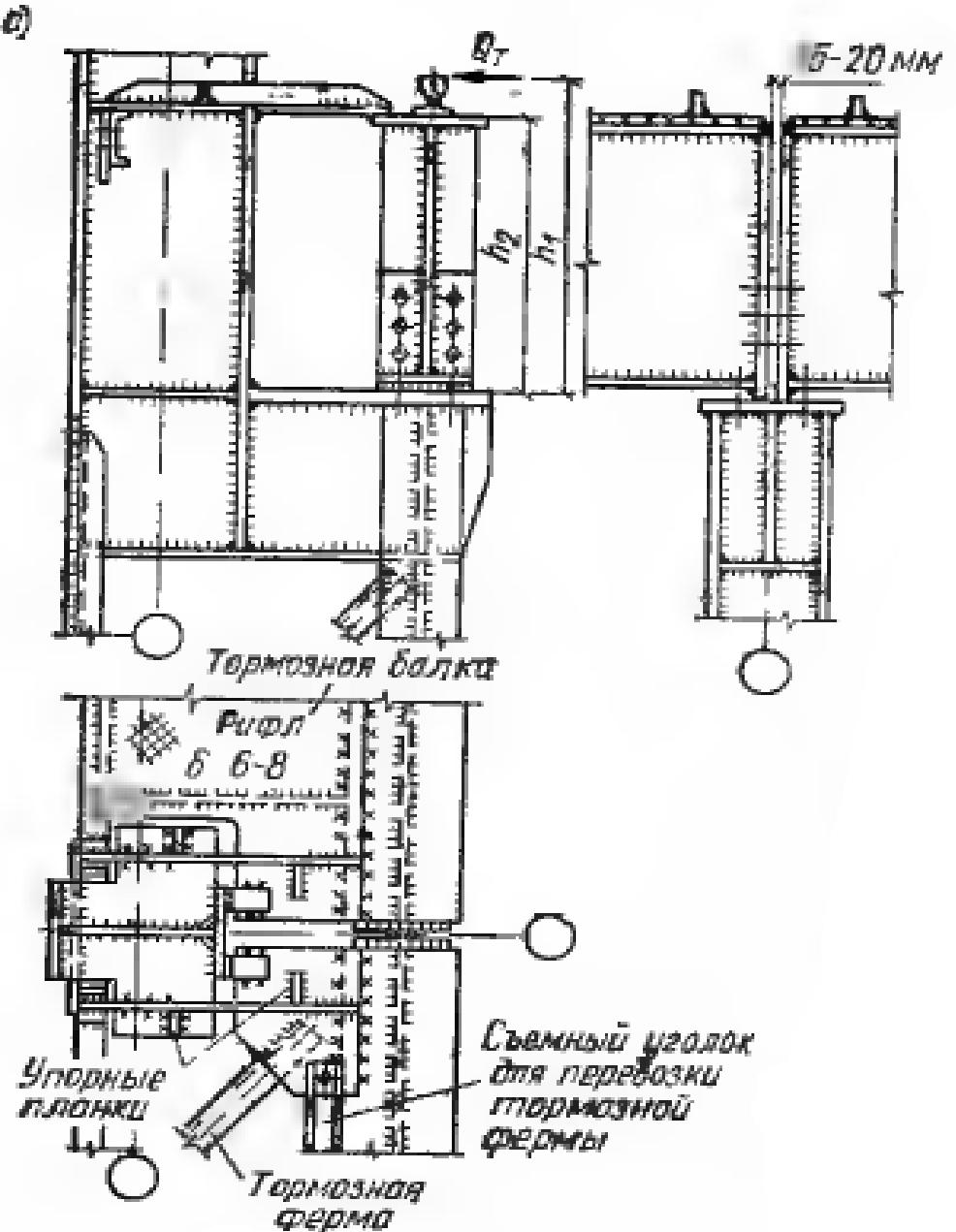


Рис. 16.11 Узел крепления балки к колонне

Другие конструктивные решения подкрановых балок приведены в [2].

### *Крепление рельса, упоры*

На рис. 16.12 приведены конструктивные решения креплений рельса к верхнему поясу подкрановых балок. Специальные крановые рельсы типа КР крепят с помощью планок (рис. 16.12 а), устанавливаемые через 600-750 мм.

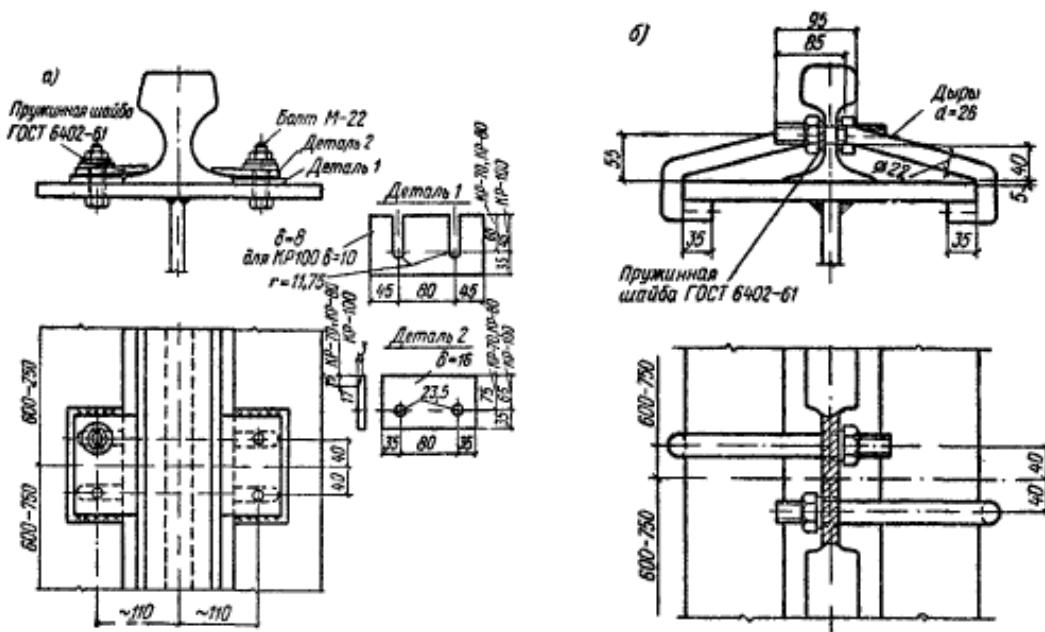


Рис.16.12. Крепление рельса к подкрановой балке  
а) – кранового рельса КР; б) – железнодорожного.

Железнодорожные рельсы имеют высокую шейку и их крепят с помощью специальных крючьев (рис. 16.12. б).

Все типы креплений должны обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20-30 мм, так как они смещаются в процессе эксплуатации. Поэтому наглоухо приваривать рельс к поясу не рекомендуется. Вариант расположения отверстий в верхнем поясе балки для крепления рельса приведен на рис.16.13.

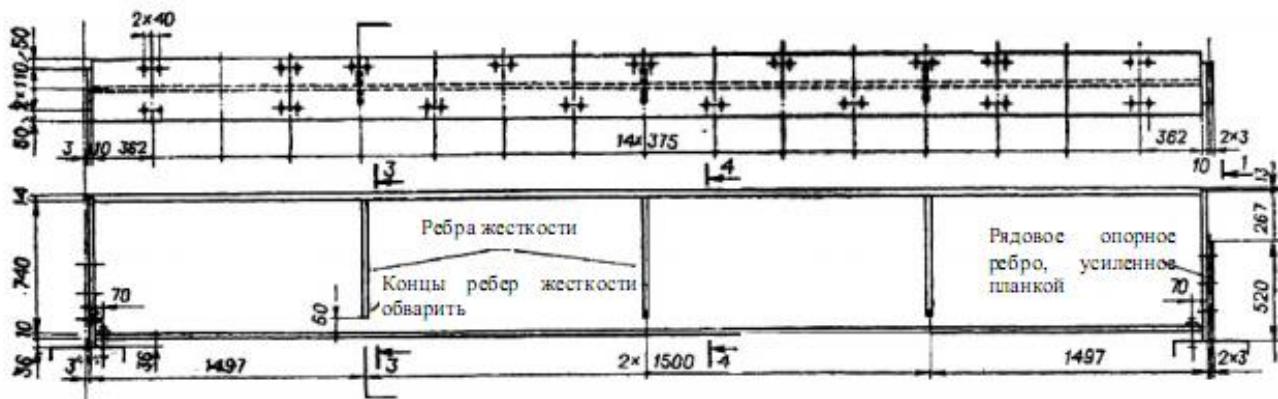


Рис.16.13 Расположение отверстий в верхнем поясе балки

Упоры для кранов устанавливаются по концам подкранового пути для фиксации предельного положения кранов. Энергия удара движущего крана настолько велика, что запроектировать упор довольно трудно, поэтому краны оборудуются концевыми выключателями и системой автоблокировки, обеспечивающими отключение хода и торможение крана у торцов здания.

Для смягчения возможных ударов к передней части упора следует прикреплять деревянный брус (твёрдые породы, например, дуб и др) на уровне буфера деревянного моста. (рис.16.14).

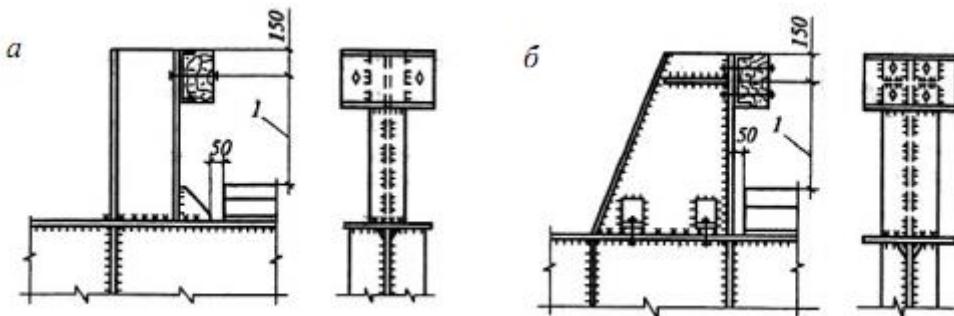


Рис.16.14 Упоры для кранов разной грузоподъёмности:  
а – до 50 тс; б – до 250 тс

В зданиях с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы рекомендуется, взамен деревянных брусов, установка пружинных буферов железнодорожного типа.

## **Раздел XVII. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ.**

### **Тема 17.1. Общая характеристика листовых конструкций, основы работы и расчета**

Листовыми называют конструкции, состоящие в основном из металлических листов или лент (оболочек), предназначенных для хранения, транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов.

К этим конструкциям относятся:

- резервуары для хранения нефтепродуктов, воды и других жидкостей;
- газгольдеры для хранения и распределения газов;
- бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих материалов;
- трубопроводы больших диаметров для транспортирования жидкостей, газов и размельчённых или разжиженных твёрдых веществ;
- специальные конструкции металлургической, химической и др. отраслей промышленности: кожухи доменных печей, воздухонагреватели; пылеуловители; дымовые трубы; сплошностенчатые башни; градирни и т.д.

Такие листовые конструкции занимают около 30% от всех строительных металлических конструкций.

Особенности листовых конструкций

Условия работы листовых конструкций достаточно разнообразны:

- они могут быть надземными, наземными, полузаглублёнными, подземными, подводными;
- могут воспринимать статические и динамические нагрузки;
- работать под низким, средним и высоким давлением;

— под воздействием низких и высоких температур, нейтральных и агрессивных сред.

При изготовлении листовых конструкций требуется операции, которые не применяются для обычных конструкций, такие как фасонный раскрой, вальцовка, штамповка, изготовление рулонных заготовок и др.

Требуется выполнение большой протяженности сварных швов (в 2-3 раза больше чем для обычных конструкций на единицу веса). Сварные соединения элементов листовых конструкций выполняют встык, внахлестку и впритык. Широко применяется автоматическая электродуговая сварка.

Сварные швы должны быть не только прочными, но и плотными (непроницаемыми), поэтому широко используются различные методы контроля: УЗК, радиографический, капиллярный, метод керосиновой пробы с меловой обмазкой и др.

Листовые конструкции всегда совмещают несущую и ограждающую функции.

### 17.1.1. Особенности расчета

Большинство листовых конструкций являются тонкостенными оболочками вращения, которые рассчитывают на прочность, устойчивость и выносливость.

Для них характерно двухосновное напряженное состояние, а в местах сопряжения с днищем и рёбрами жёсткости, в местах сопряжения оболочек различной кривизны (т.е. на границе изменения радиуса кривизны) возникают местные высокие напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков, это — так называемое явление краевого эффекта.

#### *Безмоментная теория расчета*

К оболочкам обычно относятся листовые конструкций, для которых  $r/t \geq 20$ , где  $r$  - радиус кривизны, а  $t$  - толщина оболочки. Поверхности таких оболочек имеют одну или две (для сфер) симметрии и два радиуса кривизны.

Рассчитывают оболочки методами теории упругости и теории оболочек. Если оболочка сплошная, гладкая, одной толщины и большой величины, достаточно удаленная от краевых линий, препятствующих или искажающих их плавность деформаций, то такие оболочки рассчитываются по безмоментной теории расчета. К краевым линиям относятся места у утora, сопряжение стенки с днищем, изменение толщины стенки, у мест ребер жесткости.

Для таких оболочек напряженное состояние под нагрузкой хорошо описывается уравнением Лапласа (см. рис 17.1.а)).

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}, \quad (17.1)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – соответственно, нормальные меридиональные и кольцевые напряжения ,  $r_1$  и  $r_2$  – радиусы кривизны оболочки вращения, соответственно, в меридиональном и кольцевом направлениях;  $p$  –

внутреннее давление, действующее на элементарную площадку;  $t$  - толщина оболочки. Взаимосвязь напряжений  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  описывается уравнением

$$\sigma_2 = \sigma_1 \left( 2 - \frac{r_2}{r_1} \right). \quad (17.2)$$

Проверку прочности оболочки выполняют по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leq f_{wy} \gamma_c, \quad (17.3)$$

где  $f_{wy}$  - расчетное значение прочности стыкового шва, которое равно  $f_{wy} = f_{yd}$  - с физическими методами контроля шва и  $f_{wy} = 0,85 f_{yd}$  - без физических методов контроля;  $\gamma_c$  - коэффициент условия работы.

Из уравнения (17.1) можно получить значения напряжений для некоторых оболочек при действии на стенку давления равного  $p$ .

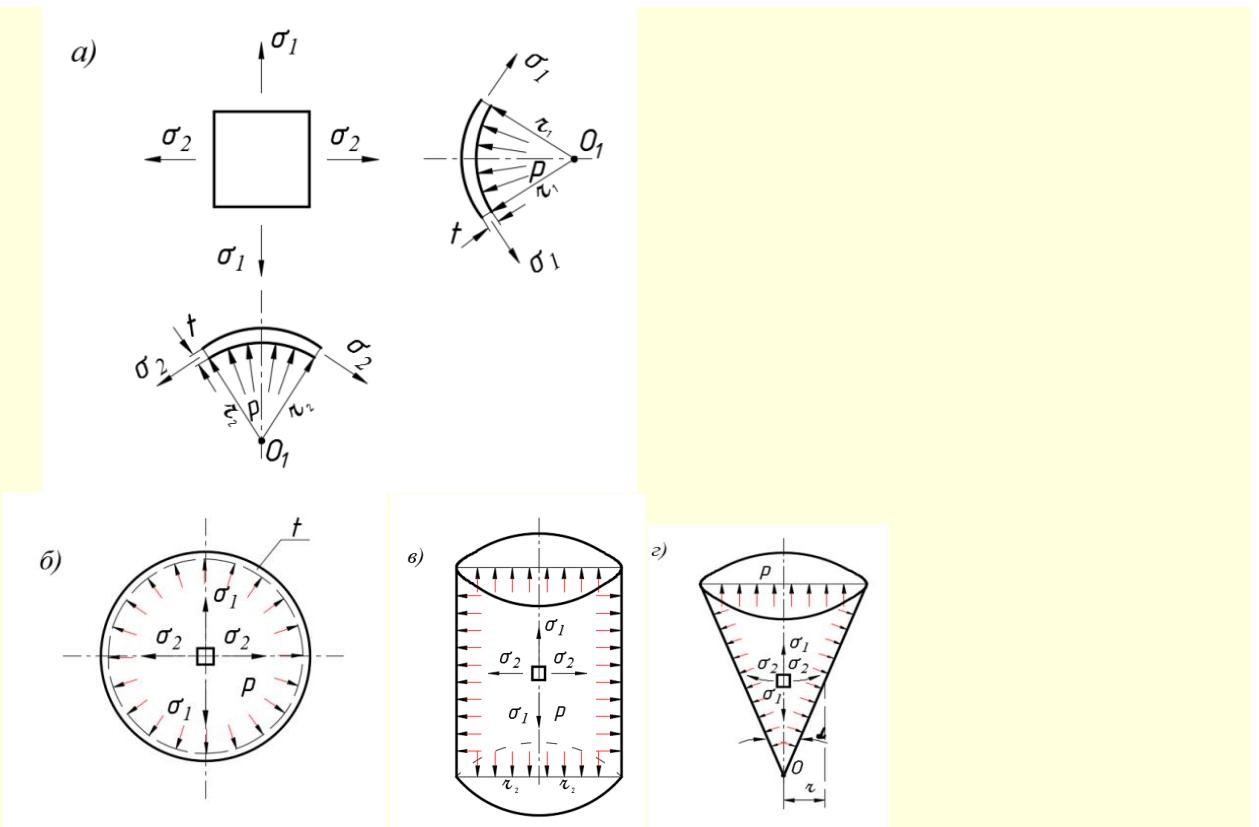


Рис. 17.1 К расчету оболочек

а) – равновесие элемента оболочки; б), в), г) – простейшие оболочки под внутренним давлением

Шаровая оболочка (рис. 17.1, б). Используя уравнение (17.1), принимая  $r_1 = r_2 = r$ , а так же  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$ , получим

$$\frac{2\sigma}{r} = \frac{p}{t}, \text{ и } \sigma = \frac{pr}{2t}. \quad (17.4)$$

Цилиндрическая оболочка (рис. 17.1, в). Используя уравнение (17.1), принимая  $r_1 = \infty$ , получим

$$\frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}, \text{ и } \sigma_2 = \frac{pr_2}{t}. \quad (17.5)$$

Напряжения  $\sigma_1$  получим, считая, что давление  $p$  действует на торцы оболочки

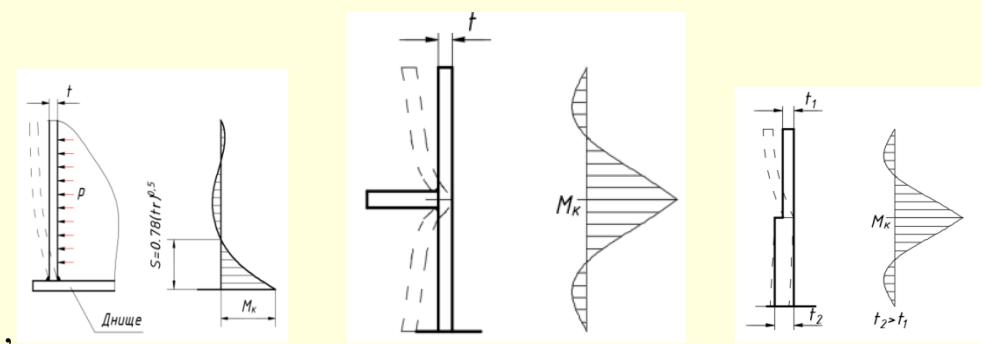
$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A} = \frac{\pi r^2 \rho}{2\pi r t} = \frac{r \rho}{2t}. \quad (17.6)$$

Коническая оболочка (рис. 17.1, г). Используя уравнение (17.1), принимая  $r_1 = \infty$ ,  $r_2 = \frac{r}{\cos \alpha}$ , здесь  $r$  - радиус кривизны в любой точке оболочки, получим

$$\sigma_2 = \frac{pr_2}{t \cos \alpha} \quad \text{и} \quad \sigma_1 = \frac{pr_2}{2t \cos \alpha} \quad (17.7)$$

### Краевой эффект

Как уже отмечалось, у мест препятствующих свободе деформаций оболочек (краевых линий) проявляется краевой эффект – изгиб (рис. 17.2). Возникающие моменты краевого эффекта  $M_k$  часто бывают большими, однако они быстро затухают по мере удаления. Эпюры моментов имеют волнобразный характер, так в цилиндрической оболочке (у утora) момент первой волны достигает нулевого значения на расстоянии  $S = 0,78\sqrt{rt}$ , а во второй волне момент уменьшается более чем в 20 раз.



У утora. В зоне ребра . В месте изменения толщины.  
Рис. 17.2 Момент краевого эффекта

При сопряжении цилиндрических оболочек с плоским днищем краевой момент  $M_k$  на 1 длины можно приближенно определить по формуле

$$M_k = aprt, \quad (17.8)$$

где  $\alpha = 0,3$  при жестком защемлении и  $\alpha = 0,1$  при упругом защемлении цилиндрической оболочки в днище.

Дополнительные местные напряжения от изгиба в оболочке на единицу длины определяются по формуле

$$\sigma = \frac{6M_r}{1t^2}. \quad (17.9)$$

### Устойчивость оболочек

Кроме работы стенки оболочки на растяжение при эксплуатации в стенке могут возникнуть нормальные сжимающие напряжения при опорожнении – вакуум, внешних воздействий: собственный вес, снег, ветер и др., вследствие чего оболочка может потерять устойчивость.

Расчет на устойчивость замкнутых круговых цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим (постоянная нагрузка, снег, ветер и др.), следует выполнять по формуле

$$\sigma_1 \leq \gamma_c \sigma_{cr,1}, \quad (17.10)$$

а при действии внешнего равномерного давления  $p$ , нормального к боковой поверхности (например, вакуум) по формуле

$$\sigma_2 \leq \gamma_c \sigma_{cr,2}. \quad (17.11)$$

При одновременном действии нагрузок проверку устойчивости стенки следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,2}} \leq \gamma_c, \quad (17.12)$$

где  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  – соответственно, сжимающие нормальные меридиональные и кольцевые напряжения, определяют от внешних нагрузок и воздействий;

$\sigma_{cr,1}$  и  $\sigma_{cr,2}$  – соответственно, критические нормальные меридиональные и кольцевые напряжения, зависящие от размера оболочки, ее толщины, кривизны, свойств стали (определяют по нормативным документам в зависимости от типа оболочки)

Расчет на устойчивость полной сферической оболочки (или ее сегмента) при  $r/t \leq 750$  и действии внешнего равномерного давления  $p$ , нормального к боковой поверхности (например, вакуум) следует выполнять по формуле

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr}, \quad (17.13)$$

где  $\sigma = pr/2t$  – нормальные сжимающие напряжения;  $\sigma_{cr} = \frac{0,1Et}{r}$  – критические напряжения, принимаемые не более  $R_y$ .

## Тема 17.2 Вертикальные цилиндрические резервуары.

### 17.2.1 Общая характеристика резервуаров

В зависимости от положения в пространстве и геометрической формы они делятся на цилиндрические (вертикальные и горизонтальные), сферические и каплевидные.

По расположению относительно планировочного уровня земли различают: надземные (на опорах), наземные, полузаглублённые, подземные и подводные.

Они могут быть постоянного и переменного объёмов.

Тип резервуара выбирают в зависимости от свойств хранимой жидкости, режима эксплуатации, климатических особенностей района строительства.

Наибольшее распространение получили вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары как самые простые при изготовлении и монтаже.

Вертикальные резервуары со стационарной крышей являются сосудами низкого давления, в которых хранят нефтепродукты при малой их оборачиваемости (10 — 12 раз в год). В них образуется избыточное давление в паро-воздушной зоне до 2 кПа, а при опорожнении вакуум (до 0,25 кПа).

Типовые резервуары изготавливаются вместимостью 1000 – 5000м<sup>3</sup>, применяют с объемами 10000м<sup>3</sup>, 20000м<sup>3</sup> и с большими объемами.

Вертикальные резервуары с плавающей крышей и понтоном применяют при хранении нефтепродуктов при большой оборачиваемости. В них практически отсутствует избыточное давление и вакуум.

Резервуары повышенного давления (до 30кПа) используют для длительного хранения нефтепродуктов при их оборачиваемости не более 10 — 12 раз в год.

Шаровидные резервуары — для хранения больших объемов сжиженных газов.

Каплевидные резервуары — для хранения бензина с высокой упругостью паров.

### 17.2.2 Конструкция и расчет резервуаров

На рис. 17.3 приведен общий вид вертикального цилиндрического резервуара.

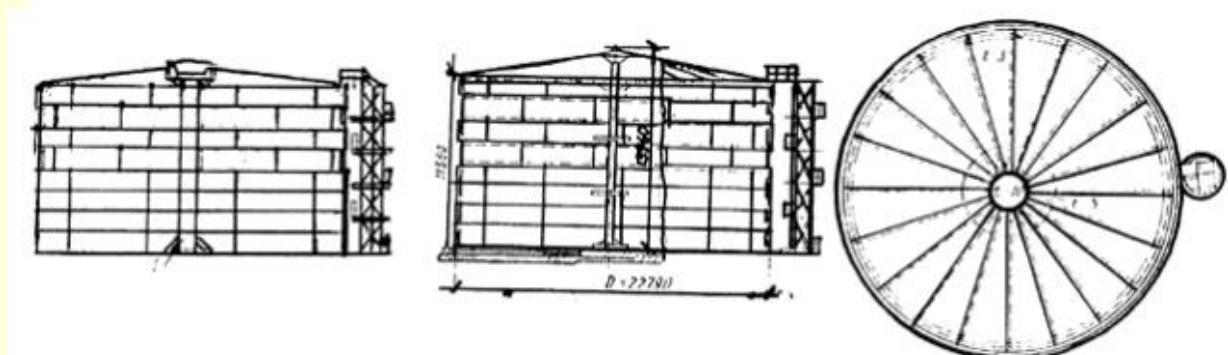


Рис. 17.3. Общий вид вертикального цилиндрического резервуара и щитовой крыши.

Основные элементы резервуара:

- стенка (корпус);
- днище;
- крыша (покрытие).

Оборудование резервуара состоит из арматуры (устройства для залива, замера и выпуска жидкости, предохранительных клапанов) и приспособлений для очистки и осмотр (лестницы, люки, лазы и др.)

Все элементы конструкций изготавливают из листовой стали, наименьшая толщина листа 4 мм. Применяемые стали С245, С255, С345, С345К и другие, а также алюминиевые сплавы. Вертикальные резервуары просты в изготовлении и монтаже, достаточно экономичны по расходу стали.

По исследованиям В.Г. Шухова установлены оптимальные размеры вертикального цилиндрического резервуара постоянного объема, при которых расход металла будет наименьшим. Так, резервуар со стенкой постоянной толщины имеет минимальную массу, если масса днища и покрытия вдвое меньше массы стенки  $[(m_{дн} + m_{пок}) / m_{ст}] = 2$ , тогда значение оптимальной высоты резервуара определяется по формуле

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi} \times \left(\frac{\Delta}{t_{ct}}\right)^2} , \quad (17.14)$$

где  $V$  — объём резервуара;

$\Delta = t_{dn} + t_{priv. tolz. pokr.}$  — сумма толщины днища и приведённой толщины покрытия с учетом каркаса;

$t_{ct}$  — толщина стенки корпуса.

В резервуарах больших объёмов толщина стенки переменна по высоте. Масса такого резервуара получится минимальной, если суммарная масса днища и покрытия равна массе стенки, т.е.  $m_{dn} + m_{pokr.} = m_{ct}$ .

В этом случае оптимальная высота резервуара равна

$$h_{opt} = \sqrt{(f_{wy} \Delta) / \gamma_f \gamma_{ж}} \quad (17.15)$$

где  $\Delta = t_{dn} + t_{priv. tolz. pokr.}$  — сумма толщин днища и покрытия;

$\gamma_f$  — частный коэффициент по нагрузке,

$\gamma_{ж}$  — удельный вес жидкости.

#### Конструкция стенки вертикального цилиндрического резервуара

Стенка резервуара состоит из ряда колец (обечаек) высотой, равной ширине листа. Чаще всего для стенки используют листы размерами 1500 (1800)x6000 мм независимо от толщины.

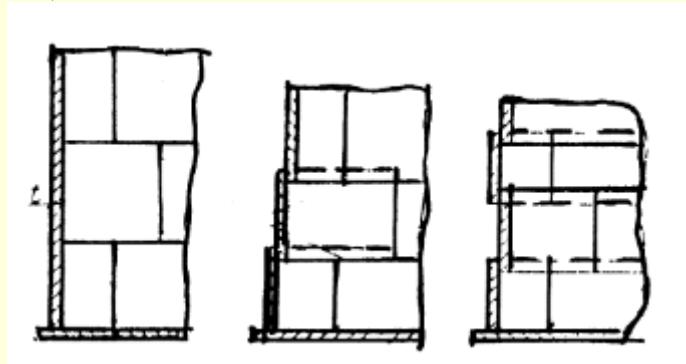


Рис . 17.4 Стенка резервуара

Соединяют пояса между собой встык или внахлестку в телескопическом или ступенчатом порядке. Сопряжение встык выполняют в основном на заводе изготовителе (реже на монтаже), внахлестку — как на заводе, так и на монтаже. Распространённый метод строительства резервуаров является метод рулонирования, заключающийся в том, что полотно стенки сваривают на заводе автоматической сваркой (толщиной листа до 16-18 мм), сворачивают в рулоны массой не более 60 т и транспортируют на строительную площадку. Там рулоны разворачивают и выполняют сварной монтажный стык с физическими методами контроля.

#### Днище резервуара

На рис 17.5 приведено конструктивное решение днища резервуара. Так как днище резервуара опирается по всей своей площади на песчаное основание, то от давления жидкости оно испытывает незначительные напряжения.

Поэтому толщину листа днища не рассчитывают, а принимают конструктивно толщиной 4 -6мм с учётом удобств монтажа и сопротивляемости коррозии. Для защиты от коррозии песчаное основание под днищем пропитывают битумом.

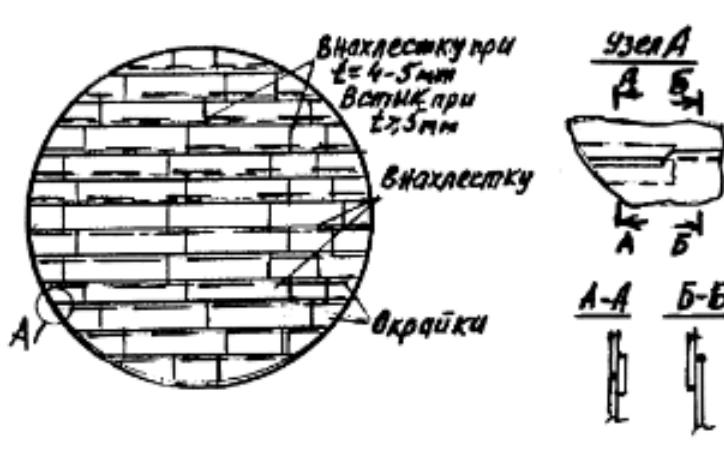


Рис.17. 5 Днище резервуара.

При объеме  $V \leq 1000\text{м}^3$  и диаметре  $D < 15\text{м}$   $t_{\text{дн}} = 4\text{мм}$ ; при  $V > 1000\text{м}^3$  и  $D = 18 - 25\text{м}$ ,  $t_{\text{дн}} = 5\text{мм}$ ; при  $D > 25\text{м}$ ,  $t_{\text{дн}} = 6\text{мм}$ .

Листы полотниц днища соединяют между собойстык. Крайние листы — "окрайки" — принимают толще листов средней части днища. Полотнище днища так же изготавливается на заводе в виде нескольких монтажных элементов, которые сворачиваются в рулоны для транспортировки на место строительства. Монтажные стыки полотнищ днища осуществляют внахлестку после раскатки рулонов днища на песчаном основании.

#### Крыша резервуара.

Выбор типа покрытия зависит от условий эксплуатации резервуара: если преобладают нагрузки на покрытие, действующие сверху вниз (вес покрытия и теплоизоляция, снег, вакуум), то применяются конические или сферические покрытия, если преобладают нагрузки, действующие снизу вверх (внутреннее избыточное давление паровоздушной смеси), то предпочтение отдают сфераоцилиндрическим или торосферическим покрытиям (рис. 17.6).

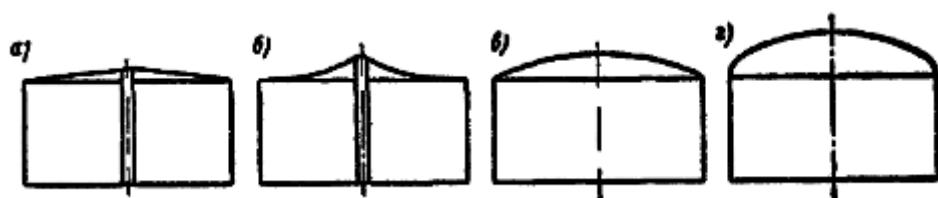


Рис.17.6. Типы кровель

а - коническая; б - висячая; в - сферическая; г - сфераоевидная или сфераоцилиндрическая.

Конические крыши состоят из ферм, прогонов, радиальных балок и связей довольно трудоемки при изготовлении и монтаже. В основном применяется

коническая щитовая форма. Щиты конструируются из каркасов, изготовленных из прокатных двутавров и швеллеров, к которому приварена обшивка из стальных листов ( $t=2,5—3\text{мм}$ ). При щитовом покрытии существенно уменьшается число монтажных элементов и упрощается монтаж.

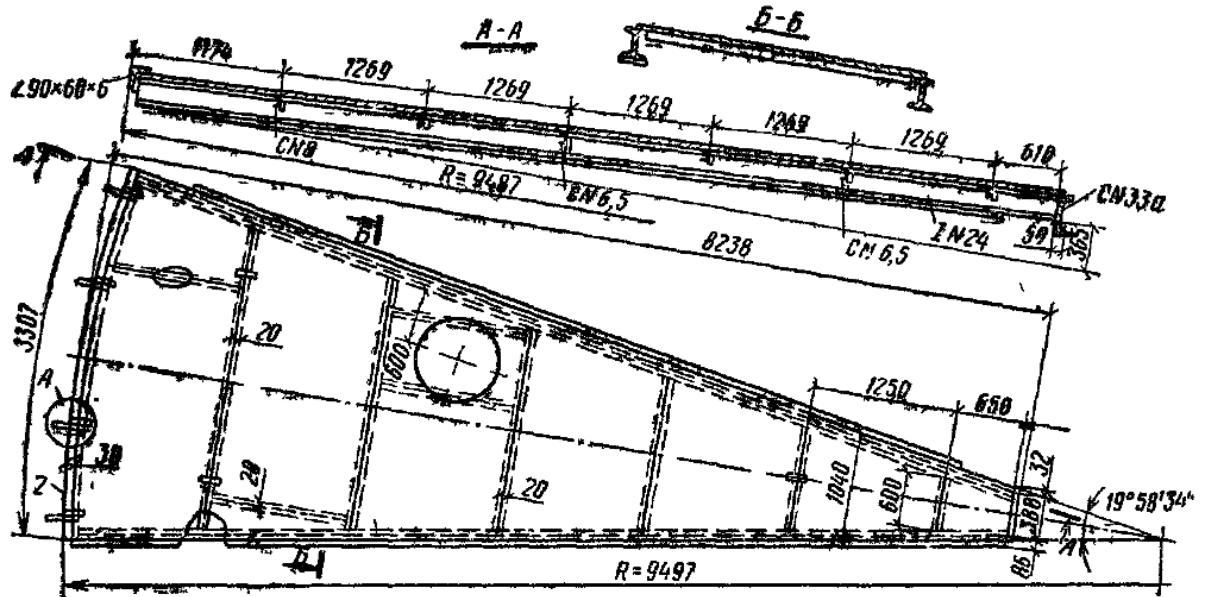


Рис. 17.7. Щит кровли вертикального цилиндрического резервуара вместимостью  $3000 \text{ м}^3$

Сферические покрытия используют для резервуаров больших объемов, представляют собой купол, секторные щиты которого опираются на верхнее обвязочное кольцо.

### **Расчёт на прочность**

Стенка корпуса является несущим элементом и рассчитывается по методу предельных состояний на действие гидростатического и избыточного давлений.

a)

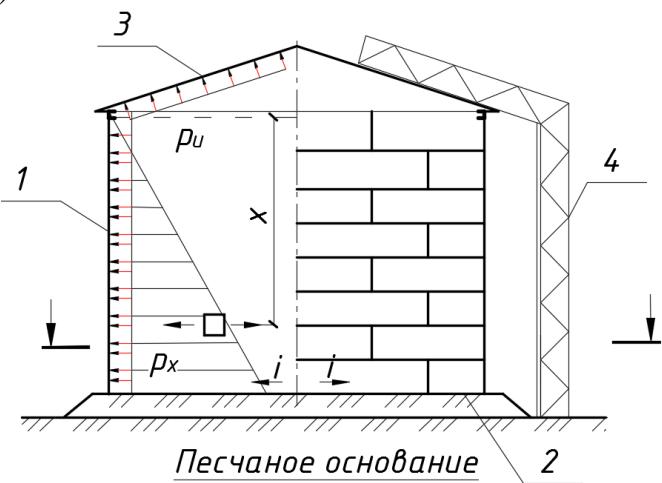


Рис. 17.8. К расчету резервуара. 1- стенка; 2- днище; 3- крыша; 4 –шахтная лестница.

На глубине  $x$  от высшего уровня жидкости резервуара гидростатическое давление равно  $p_x = \gamma \cdot x$ , кроме того действует избыточное давление  $p_u$ . Запишем уравнение Лапласа  $\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t}$ , где  $r_1 = \infty$ , тогда  $\frac{\sigma_1}{r_1} = 0$ , примем  $r_2 = r$ , получим

$$\sigma_2 = \frac{p \cdot r}{t}, \quad (17.16)$$

Подставляя в уравнение (17.16) значения гидростатического и избыточного давлений, получим значение нормальных растягивающих напряжений в любом кольце стенки на расстоянии  $x_i$  до низа кольца

$$\sigma_2 = \frac{(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot x_i + \gamma_{f2} p_u)r}{t} \quad (17.17)$$

Тогда толщина стенки каждого кольца (обечайки) будет равна

$$t_i = \frac{(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot x_i + \gamma_{f2} p_u)r}{f_{wy} \gamma_c}, \quad (17.18)$$

где  $\gamma_{f1} = 1,1$  и  $\gamma_{f2} = 1,2$  – частные коэффициенты по нагрузке, соответственно, для гидростатического давления и избыточного давления;  $\gamma_c = 0,8$  – коэффициент условия работы для стенки;  $f_{wy}$  – расчетное значение прочности стыкового шва, которое равно  $f_{wy} = f_{yd}$  - с физическими методами контроля шва и  $f_{wy} = 0,85 f_{yd}$  - без физических методов контроля.

Окончательно толщину стенки каждой обечайки принимают по сортаменту на листовой прокат с учетом припуска на коррозию и минусового допуска на прокат  $t = t_i + \Delta_{t1} + \Delta_{t2}$ .

В месте сопряжения стенки с днищем возникает изгибающий момент краевого эффекта, который с учетом упругости защемления можно определить по формуле

$$M_k = 0,1 (\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot H + \gamma_{f2} p_u) r \cdot t, \quad (17.19)$$

где  $H$  – высота резервуара.

Чтобы не увеличивать жесткость сопряжения с днищем, выступ днища следует принимать равным 50 мм. В месте сопряжения прочность сварных швов проверяют по формуле

$$\sigma_w = M_k / W_w \leq f_{wy} \gamma_c, \quad (17.20)$$

где  $W_w$  – момент сопротивления сечения 1 см двух угловых швов.

### Тема 17.3 Горизонтальные цилиндрические резервуары

Горизонтальные цилиндрические резервуары проектируют вместимостью от 3 м<sup>3</sup> до 300 м<sup>3</sup>. Их достоинства: 1) простота конструктивной формы; 2) возможность поточного изготовления на заводе и перевозка в готовом виде; 3) удобство надземной и подземной установки; 4) возможность эксплуатации при высоких давлениях (до 2000 кН/м<sup>2</sup>) и вакуме (до 100 кН/м<sup>2</sup>),

вследствие чего снижаются потери легкоиспаряющихся жидкостей при хранении. Недостатками являются устройство специальных опор и сравнительная сложность замера жидкости.

Проектируют резервуары длиной – 2 - 30 м, диаметром – 1,4 - 4 м, корпус выполняют из листовой стали толщиной - 3 – 36 мм, обечайки сваривают из одного или двух листов шириной 1500 – 2000 мм. Конструкция резервуара вместимостью 100 м<sup>3</sup> приведена на рис. 17.9.

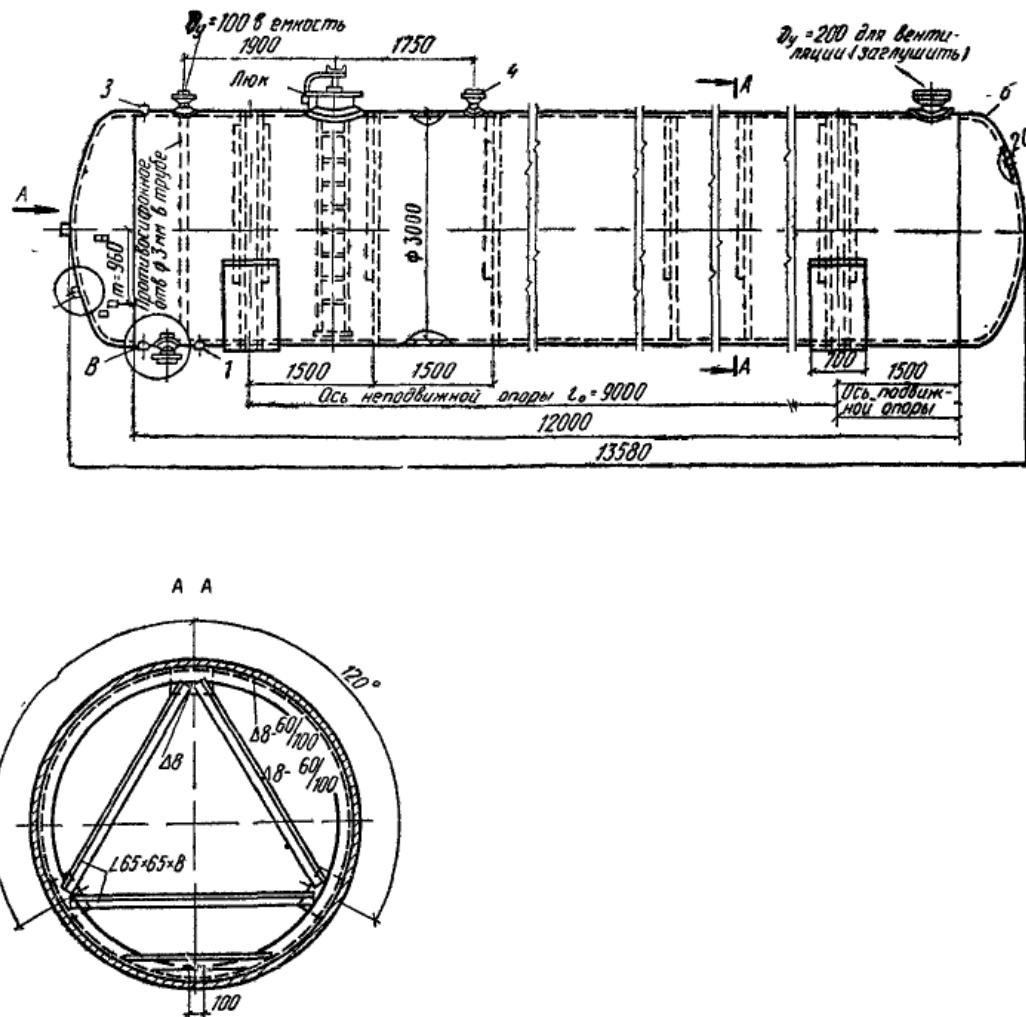


Рис. 17.9. Горизонтальный цилиндрический резервуар вместимостью 100 м<sup>3</sup>: разрез А-А – диафрагма жесткости

Резервур состоит из цилиндрической оболочки (стенка корпуса); двух днищ по торцам; диафрагм жесткости, в местах установки опор; горловины диаметром 500 – 750 мм (для осмотра, ремонта и очистки) с крышкой и лазом; муфт, вентиляй и др. арматуры.

Опоры резервуаров могут быть стоечными и седловидными, выполняемые из железобетона. На рис. 17.11. приведена схема горизонтального резервуара с цилиндрическими днищами вместимостью 100 м<sup>3</sup> и стоечными опорами.

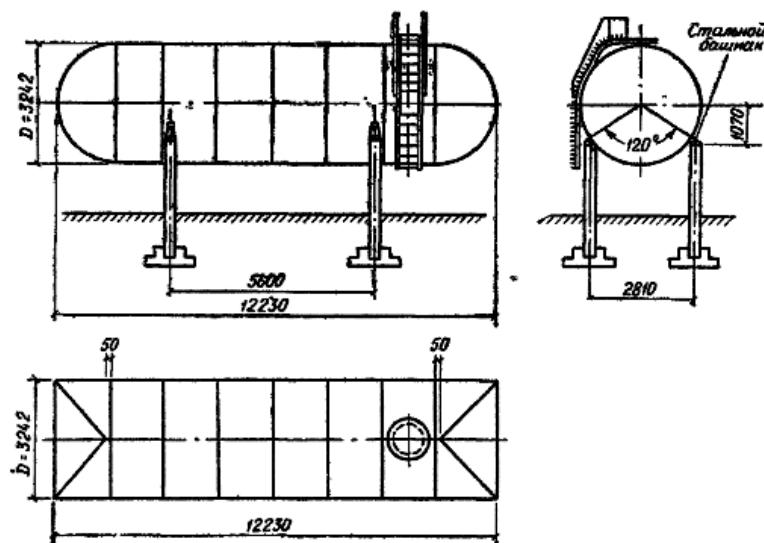


Рис. 17.10. Горизонтальный резервуар с цилиндрическими днищами вместимостью 100 м<sup>3</sup> и стоечными опорами.

Днища резервуаров делают плоскими, коническими, цилиндрическими, сферическими и эллипсовидными (рис. 17.10).

Плоские днища применяются при объемах до 100 м<sup>3</sup> и давлениях до 40 кН/м<sup>2</sup>, конические – при тех же объемах и давлении до 50 м<sup>3</sup>. Эти днища, работающие при избыточных давлениях более 40-50 кН/м<sup>2</sup>, получаются слишком деформативными, что делает невозможным точное измерение объема жидкости. Поэтому цилиндрические, сферические и эллипсовидные днища являются более целесообразными.

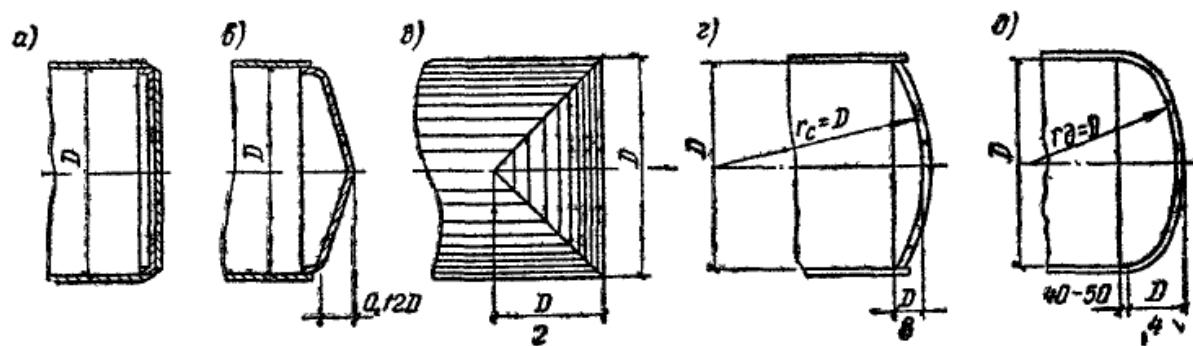


Рис.17.10. Типы днищ горизонтальных резервуаров

а) -плоское; б) – коническое; в) – цилиндрическое; г) – сферическое; д) – эллипсовидное.

Поскольку опоры, установленные в местах диафрагм жесткости, обеспечивают работу корпуса резервуара как двухконсольной балки кольцевого сечения (с нагрузкой от веса резервуара и жидкости), то их расположение определяют из условия равенства пролетного и консольных моментов.

Стенка корпуса воспринимает напряжения при изгибе, при работе по балочной схеме, а также напряжения от гидростатического и избыточного давления давления, действующего на корпус и днище резервуара.

#### Тема 17.4 Шаровые резервуары

Служат для хранения сжиженных газов и легких фракций бензина при вместимости 600-4000 м<sup>3</sup> при избыточных давлениях 250-1800 кН/м<sup>3</sup> (рис. 17.11)

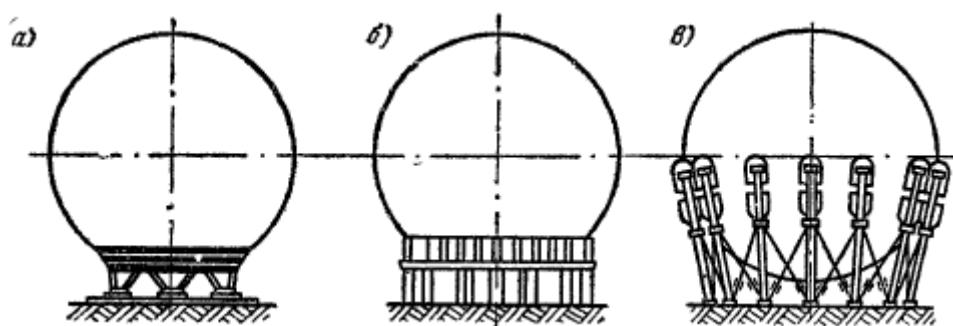


Рис.17.11. Шаровые резервуары

а) – на стальных лапах; б) – на кольцевой опоре; в) – на трубчатых стойках.

Расчетную толщину оболочки резервуара, работающего под высоким давлением, определяют из формулы (17.21) без учета местного изгиба и концентрации напряжений у опор

$$t = \frac{(\gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot D + \gamma_{f2} \cdot p_u)r}{2R_{wy}\gamma_c} \quad (17.21)$$

где  $\gamma_{f1} = 1,1$  и  $\gamma_{f2} = 1,2$  – частные коэффициенты по нагрузке, соответственно, для гидростатического давления и избыточного давления;  $\gamma_c = 0,7$  – коэффициент условия работы для стенки;  $f_{wy} = 0,85 f_{yd}$  – расчетное значение прочности стыкового шва, т.к. швы монтажные, физические методы контроля затруднены.

Окончательно толщину стенки принимают по сортаменту на листового проката с учетом припуска на окалинообразование и вытяжку при горячей штамповке (на 2-3 мм больше).

Устанавливают резервуары чаще на специальное кольцо или 8-12 стоечных колонн трубчатого сечений со связями. Стойки могут быть наклонными и вертикальными, они не должны попадать на стык листов

оболочки. Пояс, на который опирается резервуар, усиливают по экватору продольными и поперечными ребрами жесткости с внутренней стороны.

В случае наличия вакуума необходима проверка местной устойчивости стенки по формуле.

$$\sigma \leq \gamma_c \sigma_{cr}, \quad (17.22)$$

где нормальные сжимающие напряжения в оболочке от вакуума равны

$$\sigma = \frac{(\gamma_{f\beta} p_\beta) r}{2t} \quad (17.23)$$

здесь  $\gamma_{f\beta} = 1,15$  - коэффициент надежности по нагрузке для вакуума (при нормативном давлении до  $82 \text{ кН/см}^2$ , при большем значении за расчетный вакуум принимается давление равное  $100 \text{ кН/см}^2$ ).

Критическое напряжение равно (но не более  $f_{yd}$ ) по формуле

$$\sigma_{cr} = 0,1 E t / r, \quad (17.24)$$

где  $r$  - радиус срединной поверхности сферы.

Некоторые схемы раскроя шаровых оболочек приведены на рис. 17.12

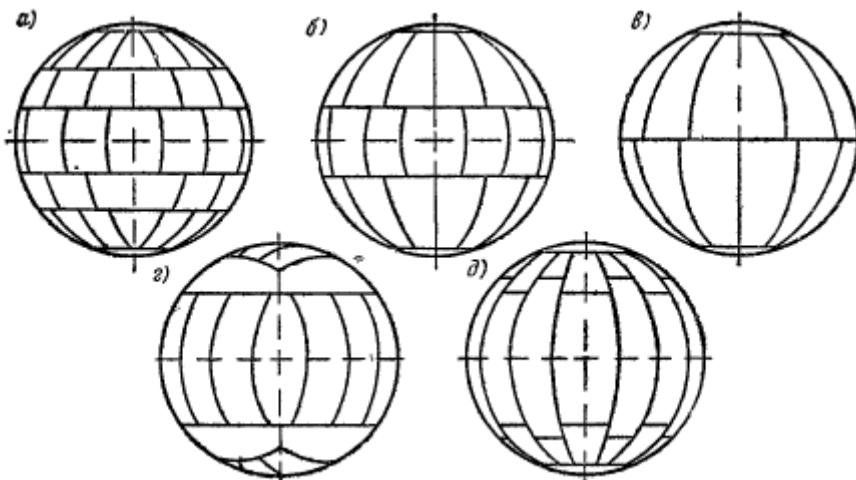


Рис. 17.12 Схемы раскроя шаровых резервуаров вместимостью  $600 \text{ м}^3$

Раскрой может быть футбольным и меридиональным, последний (рис. 17.12 в) и д)) обеспечивает возможность использования автоматической сварки сварочным трактором.

## Раздел XVIII КОНСТРУКЦИИ ВЫСОТНЫХ СООРУЖЕНИЙ.

### Тема 18.1. Башни и мачты

К башенным и мачтовым конструкциям относятся сооружения, представляющие собой высокие опоры различного назначения: антенные сооружения для радио, телевидения, ретрансляции и т.п.; вышки для бурения, освещения, геодезического назначения и др.; опоры линий электропередачи, канатных дорог и т.п.

*Башнями называются* свободно стоящие сооружения, ствол которых жестко заделан в основании и работает как консоль.

*Мачты представляют собой* высокие тонкостольные конструкции, расчаленные оттяжками и работающие как балка на упругих опорах. Мачты экономичнее башен по расходу стали, но для их установки требуется большая площадь.

Нагрузками для башен и мачт являются собственный вес и оборудование, из-за большой их высоты доминирующее влияние на работу оказывают ветер и гололед. Для ствола мачты напряжения от вертикальной силы составляют около половины расчетных усилий вследствие воздействия вертикальной составляющей оттяжек.

Для уменьшения воздействия от ветра рационально применять трубчатые сечения, имеющие наилучшую обтекаемость, что позволяет снизить расход материала до 50% в сравнении с конструкциями из прокатных профилей. Для повышения жесткости на кручение по длине ствола устраивают диафрагмы не реже чем через интервал равный трехкратному поперечному сечению ствола.

Проектируют башни и мачты из сталей С245, С255, С345 и др.. Для труднодоступных мест иногда транспортируемых и монтируемых вертолетами целесообразно применять алюминиевые сплавы.

### ***Конструктивные решения***

***Башни.*** Стволы башен проектируют сквозного сечения, башен небольшой высоты – сквозного и сплошного трубчатого сечения. На рис. 18.1 показан общий вид сквозной башни и ее очертания. Ширина базы башни принимается в пределах 1/6 – 1/15 высоты, верхнего сечения 1 – 2 м. Основными типами решетки являются: крестовая с дополнительными распорками, ромбическая и полураскосная. Монтируют башни отдельными секциями с фланцевыми соединениями на болтах.

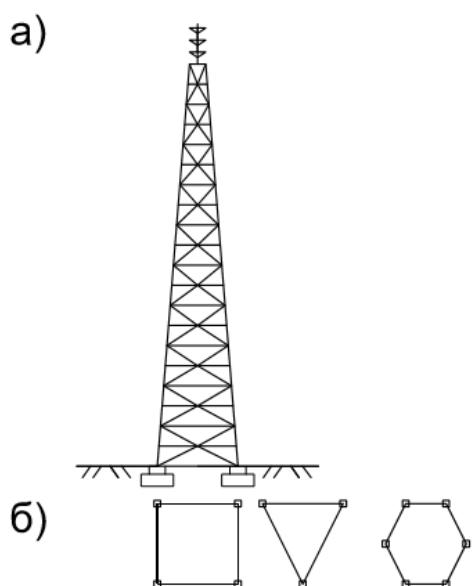


Рис. 18.1. Общий вид башни.  
а) схема башни; б) сечения сквозной башни

### **Мачты.**

Стволы мачт проектируют постоянного по высоте сквозного или сплошного сечения. На рис. 18.2 показан общий вид мачты. Сечение в плане сквозных мачт принимают треугольными или квадратными, с оттяжками. Сечения поясов, как более обтекаемые, лучше всего делать из труб, для решетки используют трубы или круглые стержни. Мачты различной высоты собирают из одинаковых типовых секций, оттяжки – из стальных канатов с жестким сердечником. Устанавливают их на фундаменты, бетонные анкерные блоки, расположенные в земле.

Оттяжки разных ярусов размещаются или параллельно друг другу, или сходятся в одну точку. Для обеспечения поперечной жесткости мачты наименьший угол наклона оттяжки и вертикали принимается  $30^\circ$ . Наибольшее упругое перемещение конца мачты и точек, в которых крепятся оттяжки, не должен превышать  $1/100$  расстояния от этих точек до земли.

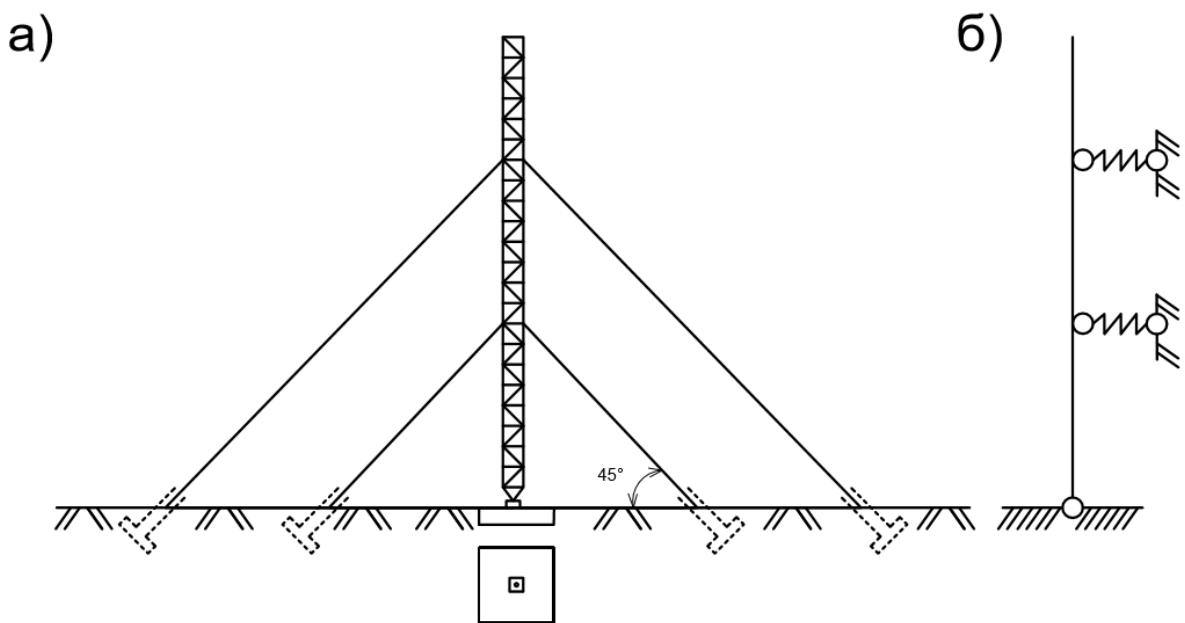


Рис.18.2. Общий вид мачты.

а) – схема мачты; б) – расчетная схема.

Ствол мачты шарнирно опирается на центральную опору. При необходимости мачту изолируют от земли бочкообразными фарфоровыми изоляторами, на которую ставят балансирующую опорную плиту. Внутри ствола устраивают вертикальную лестницу с промежуточными площадками.

### Тема 18.2. Опоры ЛЭП.

Воздушные линии электропередачи (ЛЭП), расположенные на открытом воздухе, предназначены для передачи и распределения электроэнергии по голым проводам, прикрепленным изоляторами и арматурой к опорам (рис. 18.3). На опорах сверху, при высоких напряжениях закрепляются один или два стальных грозозащитных троса (на рис. 18.3 - С-70), на консолях к изоляторам – стальноеалюминиевые провода марки АС, диаметром 25- 37 мм, массой 1250-2750 кг/км.

На рис. 18.4 приведен рисунок промежуточной порталной опоры из уголков на оттяжках линии 500 кВ.

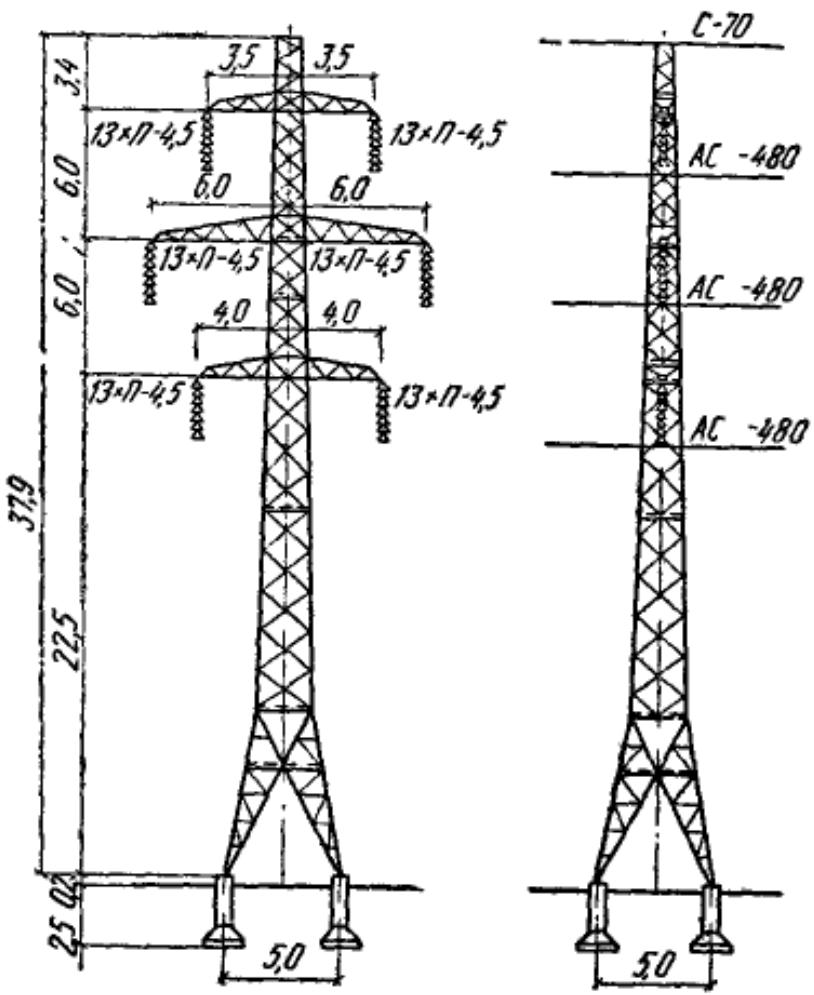


Рис.18. 3. Общий вид одностольной линейной опоры двухцепной линии 220 кВ (ствол опоры в виде башни)

Расстояние между опорами ЛЭП с напряжением 220 – 300кВ принимается 200 – 400 м, на линиях с напряжением 400 – 500кВ – до 500 – 600 м, чем и определяется нагрузка на них от проводов.

Опоры ЛЭП разделяются на линейные (промежуточные), расположенные на прямолинейном участке, специальные (анкерные), расположенные в углах трассы (угловые), у переходов через водные преграды и другие препятствия (переходные). Опоры могут быть одностольные и порталные (двухстолбовые или четырехстолбовые). Одностольные опоры уширяются внизу и опираются на отдельные сборные железобетонные фундаменты.

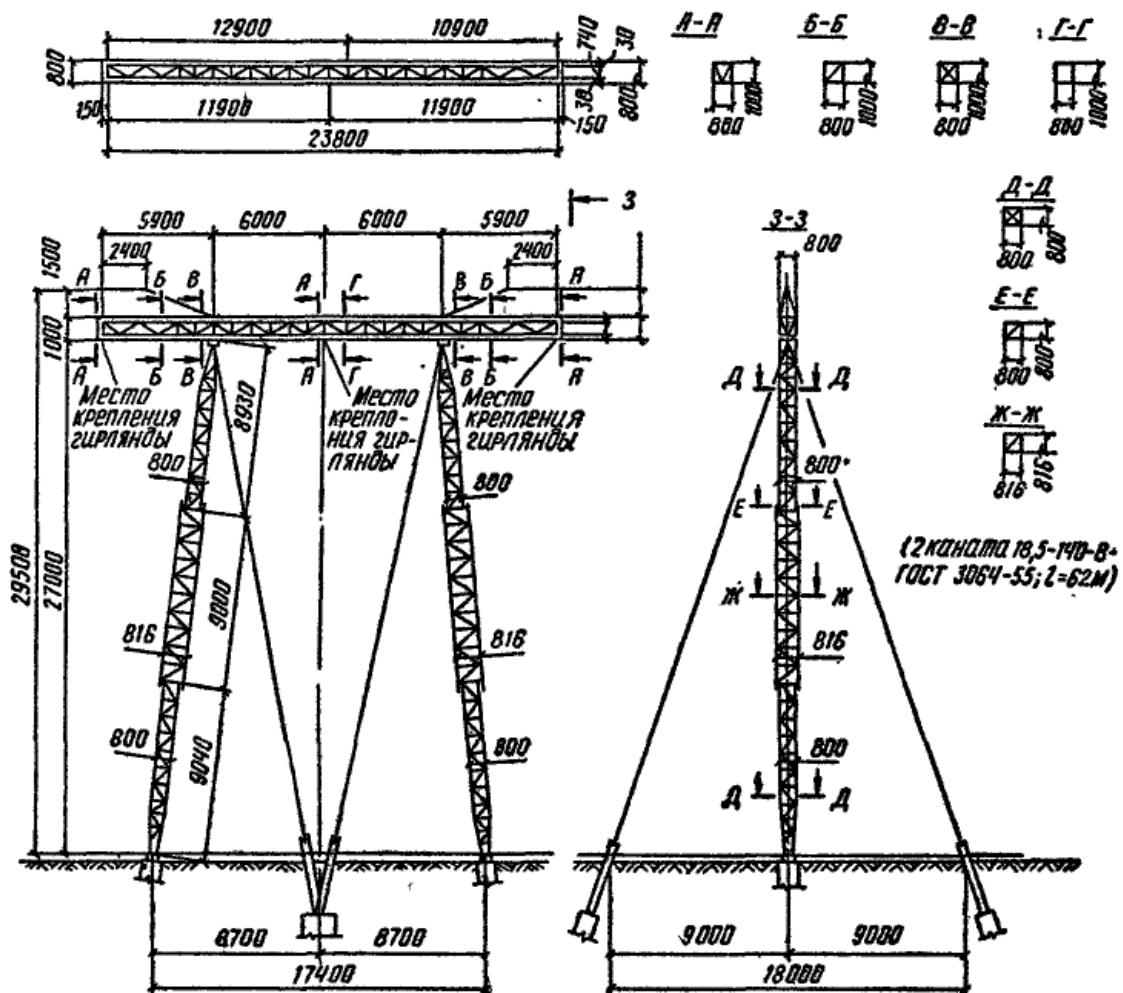


Рис. 18.4. Общий вид промежуточной порталой опоры из уголков на оттяжках линии 500 кВ (стволы стоек опоры в виде мачт)

Линейные опоры воспринимают относительно небольшие продольные усилия. На специальные опоры действуют большие дополнительные усилия от угловой составляющей тяжения проводов, разности тяжения у переходов и т.д. Для опор ЛЭП характерна работа на кручение при одностороннем обрыве проводов. Опоры ЛЭП имеют высоту 20 – 40 м, у переходов рек и т.п. опоры проектируют высотой до 80 – 100 м.

Сечение поясов и раскосов обычно принимают из одиночных уголков, вся опора делится на отдельные секции с монтажными соединениями на сварке или на болтах.

### 18.2.1. Определение усилий в сквозных пространственных стержнях башен и мачт. Особенности проектирования ЛЭП

Стволы сквозных башен и мачт являются пространственными стержнями с гранями из плоских ферм. В общем случае в сечении стержня

действуют нормальная и поперечная силы  $N$  и  $Q$ , а также изгибающие и крутящие моменты  $M$  и  $M_{kp}$  (рис.4.а)

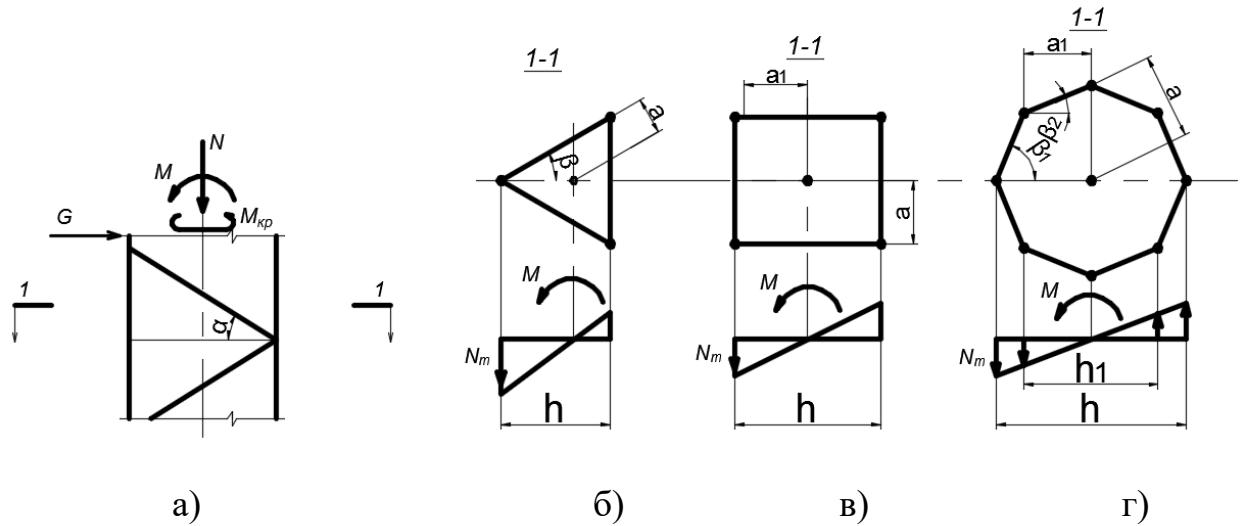


Рис.18.5. К определению усилий в элементах пространственных сквозных стержней башен и мачт.

Точное определение усилий в стержнях поясов и решетки является сложной задачей, однако для первой итерации расчета для определения сечений стержней для стволов с параллельными поясами (или имеющими небольшой уклон) эти усилия можно найти приближенным способом. Усилия в поясах возникают главным образом от действия нормальной силы и изгибающего момента

$$N_P = N_N + N_M, \quad (18.1)$$

а в раскосах решетки – от действия поперечной силы и крутящего момента

$$N_P = N_Q + N_{kp}, \quad (18.2)$$

Усилие в поясе от действия нормальной силы с одинаковыми сечениями можно определить по формуле

$$N_N = N / (n \cos \gamma), \quad (18.3)$$

где  $n$  – количество ветвей или граней стержней;  $\gamma$  – угол наклона ветви к вертикальной оси.

Наибольшее усилие в поясе от действия изгибающего момента будет равно:  
– в трехгранном стволе (рис.18.5,б)

$$N_M = M/h, \quad (18.4)$$

– в четырехгранным стволе (рис.18.5,в)

$$N_M = M/2h, \quad (18.5)$$

– в многогранном стволе (рис.18.5,г)

$$N_M = \frac{Mh}{\sum h_i^2}, \quad (18.6)$$

где  $\sum h_i^2 = 2h_1^2 + \dots + h_n^2$ , здесь  $h_i$  – расстояния между центрами ветвей ствола. Цифра 2 указывает, что на расстоянии  $h_i$  с каждой стороны находятся по две ветви.

Наибольшее усилие в ветви четырехгранного квадратного ствола от изгиба при действии ветровой нагрузки, действующей в любом направлении, будет при направлении ветра перпендикулярно диагонали сечения  $N_M = \frac{M}{h\sqrt{2}}$ .

Усилие в раскосах при действии поперечной силы можно определить по формуле

$$N_Q = \frac{Q}{2 \cos \beta \cos \alpha}, \quad (18.7)$$

где 2 – число рабочих граней;  $\beta$  – угол наклона пары рассматриваемых граней к оси сечения;  $\alpha$  – угол наклона раскосов к горизонту.

Составляющую усилия в раскосе от кручущего момента можно найти в предположении, что он реализуется суммой моментов от сил, действующих горизонтально вдоль каждой грани, умноженных на свои плечи, равные расстоянию  $\alpha$  от центра тяжести сечения до каждой грани. Тогда усилие в раскосе рассматриваемой грани будет равно

$$N_{kp} = \frac{M_{kp}}{na \cos \alpha}. \quad (18.8)$$

Определив по формулам (18.1) и (18.2) расчетные усилия в поясах и раскосах, рассчитывают их как центрально сжатые стержни. Расчетную длины поясов и раскосов при числе граней до шести включительно принимают равной расстояниям между узлами. Если граней восемь и более, то расчетную длину поясов в радиальном направлении надо брать равной расстоянию между жесткими диафрагмами, расположенными поперек стержня.

Весь ствол башни и участки ствола мачты между раскрепленными точками должны быть проверены на общую устойчивость как единые стержни составного сечения.

## *Особенности проектирования ЛЭП*

Опоры ЛЭП рассчитываются на три режима – три сочетания нагрузок:

- 1) нормальный режим работы линии – провода не оборваны (основное сочетание нагрузок);
- 2) монтажный режим – монтаж проводов и тросов с одной стороны опоры (дополнительное сочетание нагрузок);
- 3) аварийный режим линии – часть проводов оборвана (особое сочетание нагрузок).

При расчете опор и фундаментов в монтажном режиме на все виды нагрузок вводится единый коэффициент по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ , за исключением массы монтера и монтажных приспособлений, для которых  $\gamma_f = 1,3$ .

При расчете опор и фундаментов в аварийном режиме нормативное значение тяжения проводов или тросов при одностороннем обрыве умножают на  $\gamma_f = 1,3$ .

Промежуточные опоры линий напряжением до 220 кВ рассчитывают на обрыв одного из проводов, создающий наибольший изгибающий или крутящий момент; анкерные опоры линий того же напряжения рассчитываются на обрыв двух из трех или трех из шести проводов или грозозащитного троса (при необорванных проводах).

При определении ветровой нагрузки необходимо учитывать неравномерность распределения скоростного напора по пролету, аэродинамические значений для проводов и тросов (чистых или покрытых гололедом и др.). Усилия в стержнях опор ЛЭП определяют обычными методами строительной механики (см. стволы башен и мачт), подбор сечений и конструирование узлов ведут аналогично, как стропильных ферм.

## **РАЗДЕЛ XIX. ОСНОВЫ ЭКОНОМИКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ . ЕВРОПЕЙСКИЕ ПРАВИЛА РАСЧЕТА**

### **Тема 19.1. Основные положения экономической эффективности металлических конструкций**

Стоимость конструкций является одним из основных ее экономических показателей. Общая стоимость металлических конструкций складывается из следующих частей:

- стоимость проектирования, зависящая от конструктивного решения здания и вида конструкций, их сложности, повторяемости;
- стоимости металла и других материалов (электроды, метизы, окрасочные материалы и др.), расходуемые при изготовлении;
- стоимость издержек производства при изготовлении, зависящая от механизированности завода механизмами и оборудованием, сложности и серийности конструкций;
- транспортных расходов на перевозку, зависящую от габаритов конструкций, дальности, транспортных средств;
- стоимости монтажа (сборка, установка), зависящая от вида, сложности конструкций, механизмов, приспособлений и условий производства работ.

Основной объем строительных металлических конструкций изготавливается на специализированных заводах. Монтаж металлических конструкций ведут специализированные монтажные организации.

### **Тема 19.2. Основные положения расчета стальных конструкций по Еврокоду**

В настоящее время в РБ расчет строительных стальных конструкций можно выполнять по ТКП EN и Национальным приложениям к ним (Еврокодам).

*Основные документы, по которым выполняется сбор нагрузок и определение расчетных усилий:*

1. ТКП EN 1990-2011 «Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций» - М: МАиС, 2012
2. ТКП EN 1991-1-1-1. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания / Минск: Минстройархитектуры.,
3. ТКП EN 1991-1-3. Воздействие на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые воздействия/ Минск: Минстройархитектуры, 2009.
4. ТКП EN 1991-1-4 Воздействие на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия. / Минск: Минстройархитектуры, 2009.

*Расчет стальных конструкций по Еврокодам выполняют по методике предельных состояний в соответствии с:*

5. ТКП EN 1993-1-1-2009. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. - М: МАиС, 2009.

Значения частных коэффициентов надежности определяются их калибровкой теории рисков вероятностными методами расчета.

### **19.2.1. Классификация поперечных сечений**

В соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 5.5.2) различают четыре класса поперечных сечений:

- класс 1 – поперечные сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для расчета в пластической стадии и достигаемой без снижения несущей способности;
- класс 2 – поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;
- класс 3 – поперечные сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;
- класс 4 – поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок. Различные сжатые части поперечного сечения (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам.

Поперечные сечения классифицируются по наивысшему (наименее благоприятному) классу сжатых частей сечения. Исключения приведены в ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.1(10) и п. 6.2.2.4(1)). Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена с учетом классификации как полки, так и стенки.

Определение класса поперечного сечения определяется в соответствии с табл.5.2, ТКП EN 1993-1-1.

#### *Определение эффективного поперечного сечения*

Расчет элементов сечением 4 класса выполняется по эффективным поперечным сечениям. Характеристики эффективного поперечного сечения конструкции, как правило, определяют по эффективным площадям сжатых элементов и эффективным площадям растянутых элементов вследствие эффекта сдвигового запаздывания.

Эффективную площадь сечения  $A_{eff}$  определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только осевому сжатию силой  $N_{Ed}$ . Для поперечных сечений 4-го класса имеет место эксцентриситет  $e_N$ , который появляется из-за смещения центра тяжести эффективной площади сечения  $A_{eff}$ , относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент, который, как правило, необходимо учитывать при проверке поперечного сечения согласно ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.6).

Момент сопротивления эффективного сечения  $W_{eff}$  определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только изгибающему моменту  $M_{Ed}$ . При действии изгибающих моментов в двух главных плоскостях, как правило, определяют моменты сопротивления эффективного сечения относительно двух главных осей.

*Примечание* – Как альтернатива, допускается определять эффективное поперечное сечение с применением результирующего распределения продольных напряжений от одновременного действия  $N_{Ed}$  и  $M_{Ed}$ . Дополнительный момент от  $e_N$  необходимо учитывать, что требует повторных расчетов.

### **19.2.2. Общие сведения расчета центрально нагруженных элементов по предельным состояниям несущей способности**

#### **a) Центрально-растянутые элементы**

Сопротивление поперечных сечений центрально растянутых элементов обеспечено, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.3):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

где для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение  $N_{t,Rd}$  следует принимать наименьшим из:

- a) -  $N_{pl,Rd} = \frac{A_f y}{\gamma_{MO}}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии;

б) -  $N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$  - расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов.

### ***б) Центрально –сжатые элементы***

Сопротивление поперечных сечений центрально-сжатых элементов обеспечено, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения классов 1-3;

$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 4,

здесь  $A_{eff}$  – площадь эффективного поперечного сечения, вычисляемая при действии равномерного сжатия по ТКП EN 1993-1-5 (п. 4.3).

При смещении  $e_N$  центра тяжести эффективного поперечного сечения площадью  $A_{eff}$  относительно центра тяжести поперечного сечения брутто следует учитывать дополнительный изгибающий момент  $\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_N$ . В этом случае элемент следует рассчитывать по несущей способности как сжато-изгибаемый.

### ***19.2.3. Общие сведения расчета изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности***

Сопротивление изгибаемых элементов поперечных сечений всех классов будет обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.5(1)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{c,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Прочность поперечных сечений на действие поперечной силы должна удовлетворять условиям:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ – для поперечных сечений классов 1, 2 и 3}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ -- для поперечных сечений класса 4}$$

где  $V_{Ed}$  – расчетное значение поперечной силы;

$V_{c,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг;

$V_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности на сдвиг для поперечных сечений класса 4 при потере местной устойчивости стенки.

В таблице 19.1 приведены формулы для определения расчетных значений несущей способности на изгиб  $M_{c,Rd}$  без учета поперечной силы и расчетных значений несущей способности на сдвиг  $V_{c,Rd}$  и  $V_{b,Rd}$  элементов поперечных сечений классов 1, 2, 3 и 4. Учет поперечной силы на прочность сечения на изгиб выполняют в соответствии с ТКП EN 1993-1-1(п. 6.2.8).

Площадь сдвига в пластической стадии работы  $A_v$  при отсутствии кручения для некоторых типов профилей допускается принимать в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.6(3)).

Таблица 19.1 Расчетное значение несущей способности на изгиб и сдвиг

Класс поперечных сечений	Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$	Расчетное значение несущей способности на сдвиг
1, 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(2))
3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = \frac{I \cdot t_w \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{S \cdot \gamma_{M0}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге обеспечена, по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(4))
4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге не обеспечена, по ТКП EN 1993-1-5 (5.2-5.4)

Примечание –  $W_{el,min}$  и  $W_{eff,min}$  соответствуют волокнам с максимальным

напряжением в упругой стадии;  $A_v$  – площадь сдвига.

Для двутавровых сечений класса 3 при проверке прочности на сдвиг в упругой стадии, если местная устойчивость стенки обеспечена и  $A_f/A_w \geq 0,6$ , расчетное значение несущей способности на сдвиг определяют по формуле:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

где  $A_f$  – площадь поперечного сечения одной полки;

$A_w = h_w \cdot t_w$  – площадь поперечного сечения стенки.

#### **19.2.4. Расчет несущей способности поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы и изгибающих моментов**

##### **a) Поперечные сечения классов 1 и 2**

Сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 обеспечено, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.1):

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd},$$

где  $M_{Ed}$  – расчетное значение изгибающего момента;

$M_{N,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы  $N_{Ed}$ .

Для прокатных и сварных равнополочных двутавров, при расчете которых не учитываются отверстия согласно ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.4(3)), расчетное значение  $M_{N,Rd}$  допускается определять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.36) – (6.38)):

– при действии изгибающего момента относительно оси  $y-y$ :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

– при действии изгибающего момента относительно оси  $z-z$ :

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{при } n \leq a;$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{при } n > a$$

где  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ ;

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \leq 0,5;$$

$N_{pl,Rd}$  – расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сжатие в пластической стадии;

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{расчетное значение несущей способности;} \\$$

поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси  $y-y$ ;

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{расчетное значение несущей способности}$$

поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси  $z-z$ ;

Сопротивление замкнутых поперечных сечений классов 1 и 2 следует проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формулы (6.39) – (6.40)).

При двухосном действии изгибающих моментов относительно осей  $y-y$  и  $z-z$  сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 допускается проверять по ТКП EN 1993-1-1 (формула (6.41)):

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – параметры, значения которых с запасом можно принимать равными единице или вычисленным:

$\alpha = 2, \beta = 5n - \beta = 1$  – для двутавровых поперечных сечений;

$\alpha = 2, \beta = 2$  – для круглых труб;

$\alpha = \beta = 1,66/(1-1,13n)$  при  $\alpha = \beta \leq 6$  – для прямоугольных труб.

*б) Поперечные сечения класса 3.* Сопротивление элементов поперечного сечения класса 3 обеспечено, если максимальные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$ , от действия осевой силы и изгибающего момента удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.2):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

*в) Поперечные сечения класса 4.* Сопротивление элементов поперечного сечения класса 4 обеспечена, если максимальные напряжения  $\sigma_{x,Ed}$ , от действия осевой силы и изгибающего момента, вычисленные с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, удовлетворяют условию ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.2.9.3):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,y}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,z}}{W_{eff,z,min}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где  $A_{eff}$  – площадь эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия;

$W_{eff,y,min}, W_{eff,z,min}$  – минимальные моменты сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только изгибающего момента относительно осей  $y-y$  и  $z-z$ , соответственно;

$e_{N,y(z)}$  – смещение центра тяжести эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия, относительно центра тяжести поперечного сечения бруто.

Примечание: Знаки осевых сил и изгибающих моментов зависят от сочетания напряжений от этих усилий.

#### **19.2.5. Расчет несущей способности по устойчивости поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы**

Сжатые элементы, подверженные действию осевой силы, следует проверять на устойчивость по формуле

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости  $N_{b,Rd}$  следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}},$$

здесь  $\chi$  - понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости, определяемый в соответствии с ТКП EN 1993-1-1 (п. 6.3.1.2).

*Анализ результатов статического расчета* выполненный в соответствие с рекомендациями европейских норм ТКП EN 1991 показал, что значения внутренних усилий в элементах на 20-30% больше, чем, если считать по СП. Это вызвано тем, что применяются большие значения коэффициентов надежности по нагрузке. При составлении комбинаций внутренних усилий по ТКП EN 1990 используются несколько иные подходы и коэффициенты сочетаний, а так же при расчете, например, поперечной рамы, помимо основных нагрузок, необходимо учитывать эквивалентные горизонтальные усилия в этажах рамы, учитывающие начальные несовершенства конструкций.

Сопоставительный анализ расчета стальных конструкций по национальным правилам СП и европейским ТКП EN-1-1 показал, что стальные конструкции, рассчитанные согласно ТКП EN, примерно, имеют одинаковый запас прочности, что свидетельствует о достаточно высокой степени надежности, рассчитываемых конструкций по национальным и европейским правилам расчета.