

# **Основы металлических конструкций**

## **Курс лекций**

## ВВЕДЕНИЕ

Понятие «Металлические конструкции» включают в себя их конструктивную форму, технологию изготовления и способы монтажа. Уровень развития металлических конструкций определяется, с одной стороны, потребностями в них народного хозяйства, с другой - возможностями технической базы развития металлургии, металлообработки, строительной науки и техники.

Металл применяли давно с XII века в уникальных по тому времени сооружениях (дворцах, церквях, и т. д.) в виде затяжек и скреп для каменной кладки. Затяжки выковывали из кричного железа и скрепляли через проушины на штырях. Первой такой конструкцией являются затяжки Успенского собора во Владимире (1158 г.). Покровский собор в Москве – первая конструкция, состоящая из стержней, работающих на растяжение, изгиб и сжатие. Там затяжки, поддерживающие пол и потолок, укреплены для облегчения работы на изгиб подкосами. Конструктор уже в то время знал, что для затяжки, работающей на изгиб, надо применить полосу, поставленную на ребро, а подкосы, работающие на сжатие, лучше делать квадратного сечения (рис.1).

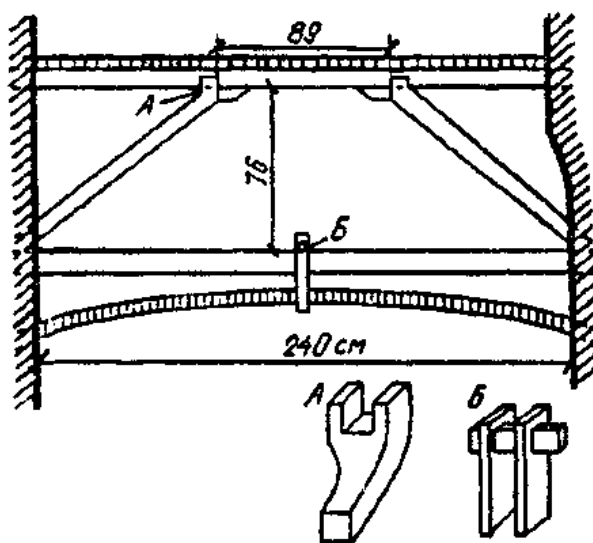
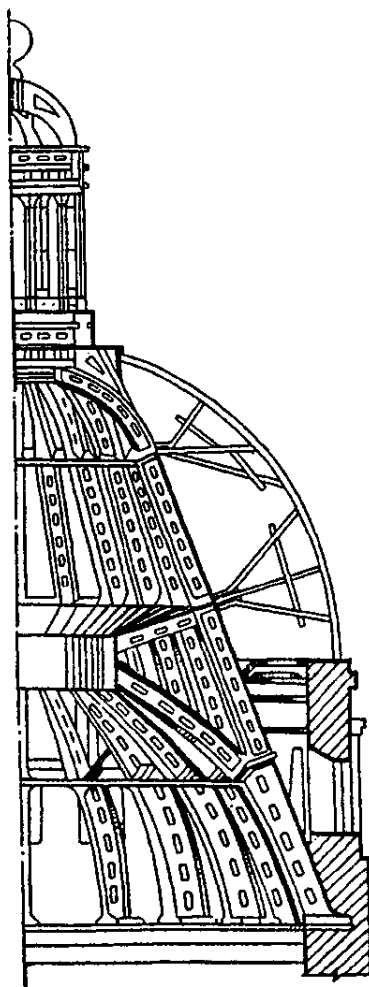


Рис.1. Перекрытие коридора в Покровском соборе (Москва, 1560 г.)

С начала XVII века металл применяют в пространственных купольных конструкциях глав церквей. Стержни конструкций выполнены из кованых брусков и соединены на замок и скрепы горной сваркой. Такие конструкции можно видеть в наши дни: трапезная Троице-Сергиевой лавры в Сергиевом Посаде 1696-1698 гг., здание Большого Кремлевского Дворца в Москве (1640 г.), каркас купола колокольни Ивана Великого (1603 г.), каркас купола Казанского Собора в Петербурге, пролетом 15 м (1805 г.) и др.

С начала XVIII стали осваивать процесс литья чугунных стержней и деталей. Строятся чугунные мосты. Соединения чугунных элементов осуществляются на замках и болтах.

Первой чугунной конструкцией в России считается покрытие крыльца Невьянской башни на Урале (1725 г.). В 1784 г. в Петербурге построен первый чугунный мост. Уникальной чугунной конструкцией 40-х г. XIX века является купол Исаакиевского собора, собранного из отдельных косяков в виде сплошной оболочки (рис.2).



**Рис.2. Купол Исаакиевского собора**

Чугунная арка, пролетом 30м применена в перекрытии Александринского театра в Петербурге (1827-1832 гг.).

В 50-е годы XIX века в Петербурге был построен Николаевский мост с восемью арочными пролетами от 33 до 47 м, это самый крупный чугунный мост мира.

С 30-х г. XIX века до 20-х г. XX века – идет быстрый технический прогресс в металлургии и металлообработке, появляются заклепочные соединения, в 40-х г. XIX века освоен процесс получения профильного металла и прокатного

листа. Сталь почти полностью вытеснила из строительных конструкций чугун. Все стальные конструкции в течение ста последующих лет выполнялись клепанными.

Чугунные конструкции во второй половине XIX века применялись лишь в колоннах многоэтажных зданий, перекрытиях вокзальных дебаркадеров и т. п., то есть, где сопротивление чугуна сжатию лучше стали.

До конца XIX века в России промышленные и гражданские здания строились в основном с кирпичными стенами и небольшими пролетами, для перекрытия использовались треугольные металлические фермы (рис.3). Сначала в фермах не было раскосов, они появились в конце рассматриваемого периода.

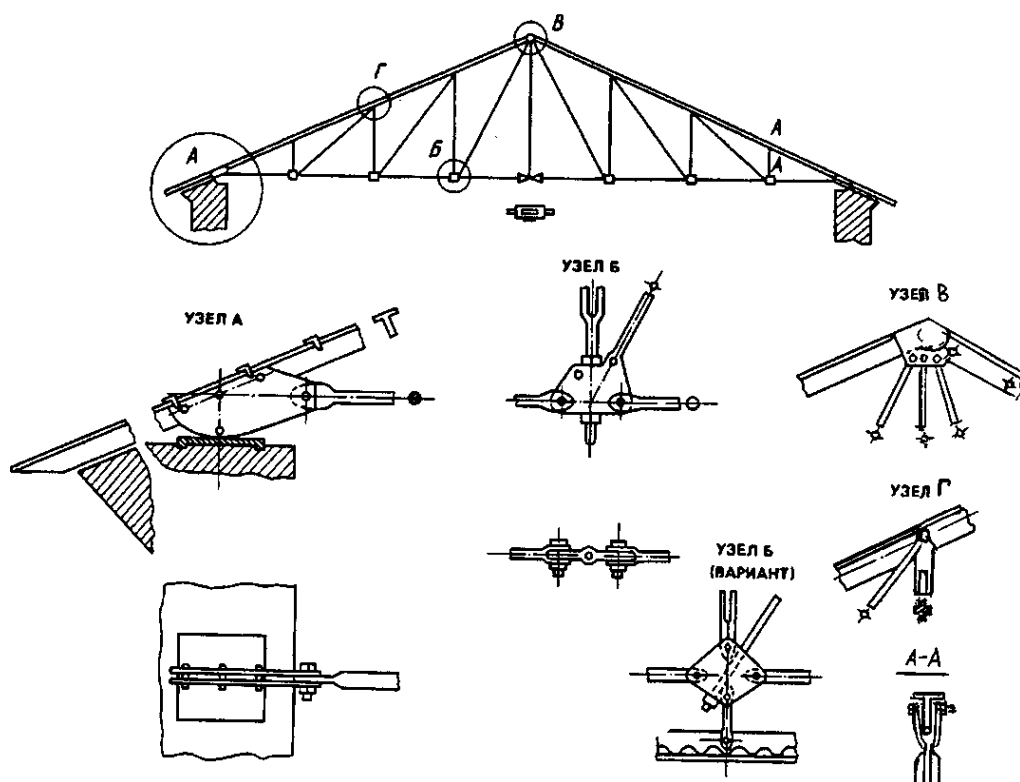
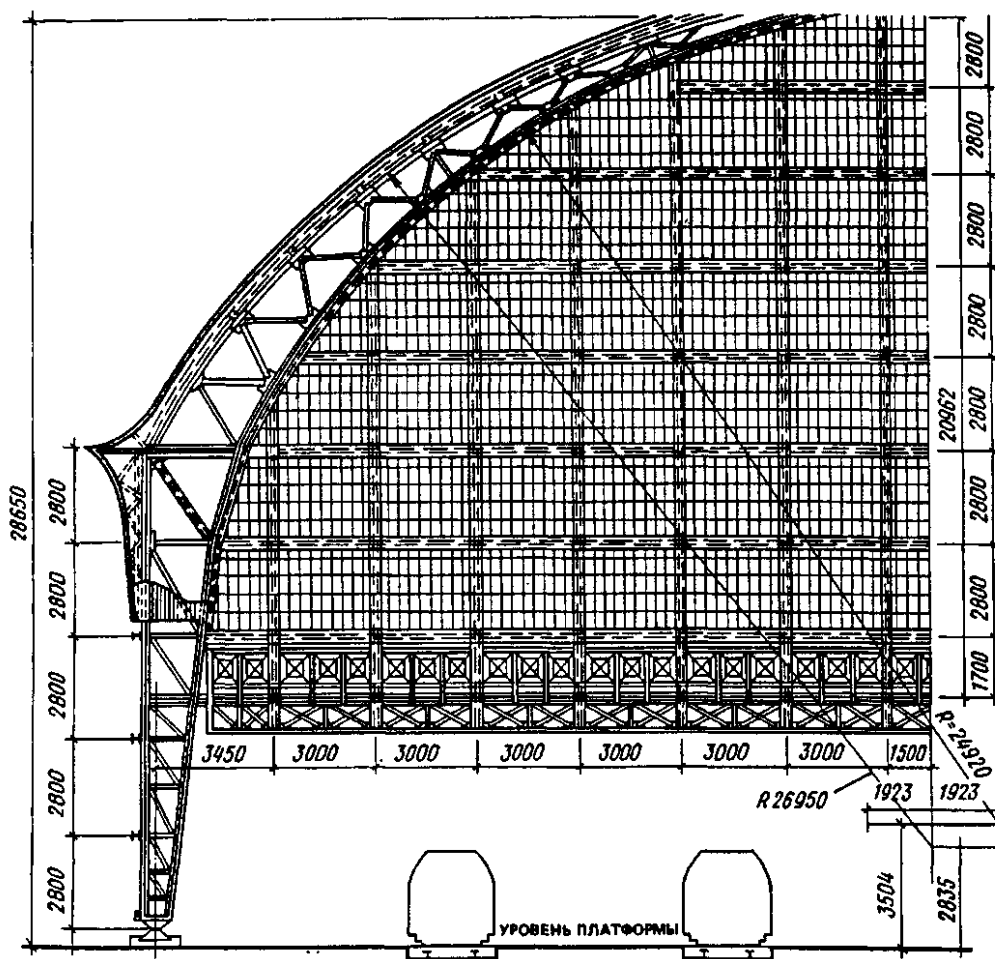


Рис.3. Стропильная ферма (70-е годы XIX в.)

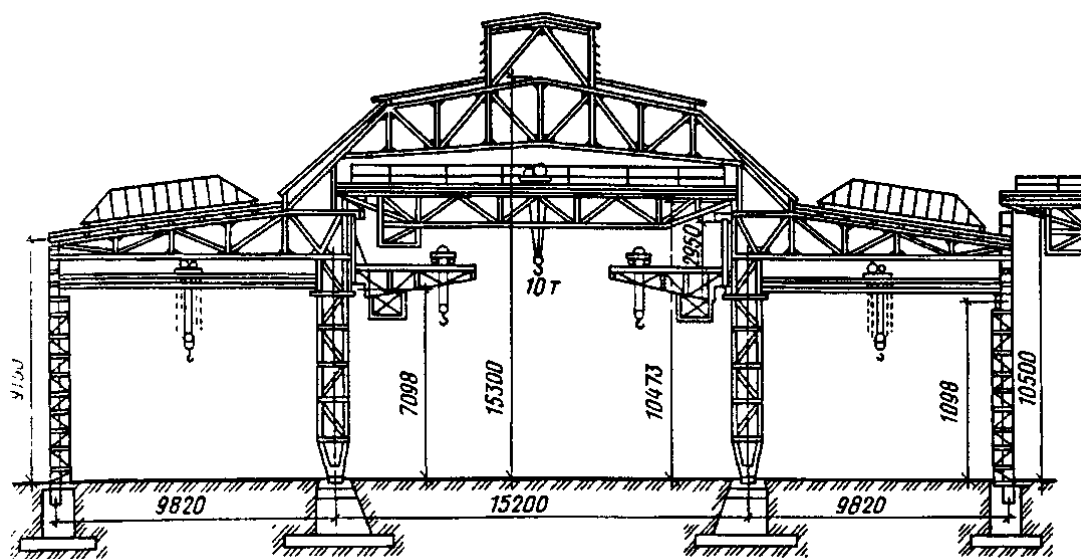
Во второй половине XIX века значительное развитие получило металлическое мостостроение, где стали применять решетчатые фермы с треугольной шпренгельной решеткой, появляется металлический сортимент прокатных профилей.

В начале XX века промышленные здания стали строить с металлическим каркасом, который поддерживал как ограждающие конструкции, так и пути мостовых кранов. Несущим элементом каркаса стала поперечная рама, состоящая из колонн и ригелей (стропильные фермы). Все стальные конструкции изготавливались в основном клепанными. Сталь стала вытеснять чугун. К концу века совершенствуется форма ферм, появляются раскосы,

В конце XIX столетия стали применять решетчатые рамно-арочные конструкции для перекрытий зданий значительных пролетов, например, Киевский вокзал в Москве по проекту В.Г.Шухова 1913 – 1914 гг. (рис..4). Развивается металлическое мостостроение (например, мост с решетчатыми фермами через реку Лугу, 1853 г.). Профессор Л.Д.Проскурянов ввел в мостовые фермы треугольную и шпренгельную решетки (мост через реку Енисей).



**Рис.4. Перекрытие Киевского вокзала в Москве**



**Рис.5. Каркас промышленного здания (начало XX в.)**

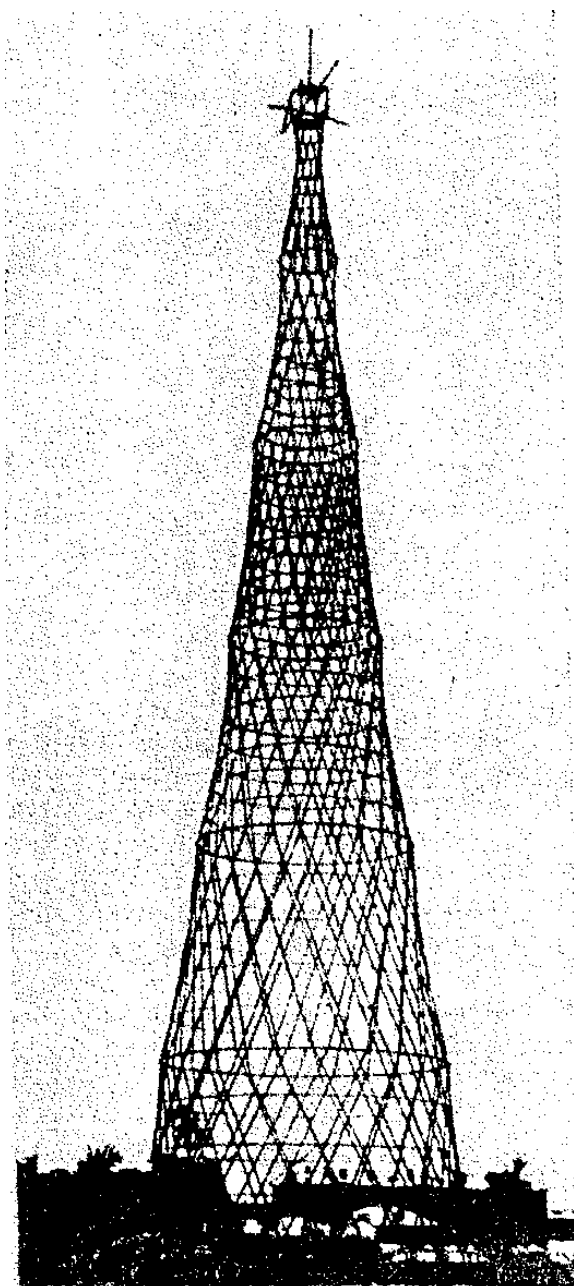
Профессор Ф.С.Ясинский первый запроектировал многопролетное промышленное здание. Академик В.Г.Шухов первый в мире разработал и построил пространственные и решетчатые конструкции покрытий и башен различного назначения (телебашня, рис.6).

В построенных им сооружениях реализованы идеи предварительного напряжения конструкций и возведения покрытий в виде висячих систем. Тем самым он предугадал будущие направления в развитии металлических конструкций. Значительна его работа также в области резервуаростроения, он разработал новые формы резервуаров, их расчет и методы нахождения оптимальных параметров (рис.7).

К концу 40-х годов XX века клепаные конструкции почти полностью заменили сварными, более экономичными. Появляются низколегированные и высокопрочные стали. Кроме стали, начали использовать алюминиевые сплавы, плотность которых почти втрое меньше.

Расширилась номенклатура металлических конструкций. Большие и многообразные задачи по развитию металлических конструкций решались усилиями проектных, научных и производственных коллективов – Проектстальконструкций, Промстройпроекта и ЦНИПС, переименованного в дальнейшем в ЦНИИСК, а также вузовскими коллективами.

Проектировщики взяли за основу схему конструирования поперечной рамы с жестким сопряжением колонны с фундаментами и ригелем. С развитием металлических конструкций, большим объемом и связанная с ним



**Рис.6. Башня В. Г. Шухова в Москве**

повторяемость конструкций создали предпосылки для разработки типовых систем и конструктивных решений промышленных зданий. В связи с этим впервые введен трехметровый модуль пролетов, который в 50-е годы был заменен шестиметровым. Типизация распространялась также на пролетные строения мостов, резервуары, газгольдеры, радиобашни, радиомачты. **Типизация, унификация и стандартизация – одно из главных направлений**

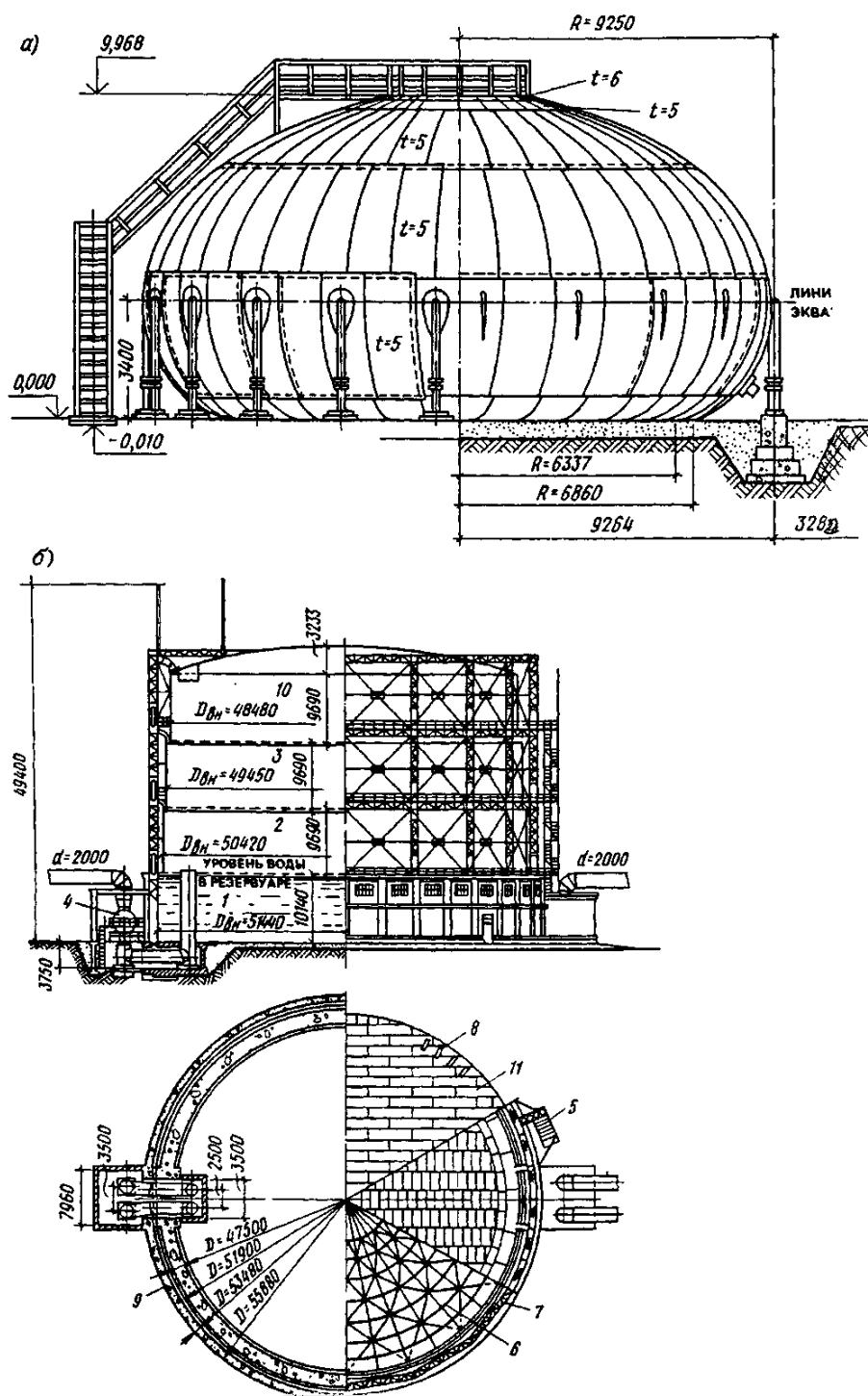


Рис.7. Листовые конструкции:

- а) капле видный резервуар;
- б) газгольдер мокрый

развития металлических конструкций. Это снижало трудоемкость изготовления и монтажа конструкций, уменьшало расход стали. Из общественных сооружений можно выделить павильон Космоса на ВВЦ (Москва), перекрытие Дворца спорта в Лужниках, уникальные

большепролетные сооружения с металлическими несущими конструкциями, построенными в Москве к Олимпиаде-80.

Наряду с совершенствованием конструкций развивались формы и методы расчета. До 1950 г. расчет велся по методу допустимых напряжений. Такой расчет недостаточно полно отражал действительную работу конструкции под нагрузкой, приводил к перерасходу металла, поэтому был разработан метод предельного состояния. Появляются ЭВМ, что позволяет проектировщику найти быстро конструктивные оптимальные решения.

Успехами в развитии металлических конструкций мы обязаны профессору Н.С.Стрелецкому, который 50 лет возглавлял школу металлостроения. Он явился одним из инициаторов перехода от расчета по допускаемым напряжениям к расчету по предельным состояниям. В области электросварки большой вклад внес профессор Е.О.Патон.

Параллельно с развитием металлостроения в России, расширяется его использование и в западных странах. Первый чугунный мост был построен в Англии через реку Северн в 1776-1779 гг., пролетом 30,6 м. Мост через Менейский пролив в Англии построен в 1818-1826 гг., пролетом 176,5 м. В 1832-1840 гг. построен мост во Фрейбурге в Швейцарии, пролетом 273 м, а в 1889 г. строится Эйфелева башня в Париже, высотой 300 м и многие другие сооружения.

## **РАЗДЕЛ 1. ЭЛЕМЕНТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **1.1. Номенклатура и область применения металлических конструкций**

Металлические конструкции применяются во всех инженерных сооружениях значительных пролетов, высоты и нагрузок. В зависимости от конструктивной формы и назначения металлические конструкции можно разделить на восемь видов:

1. **Промышленные здания** – цельнометаллические или со смешанным каркасом (колонны железобетонные). Цельнометаллические в зданиях с большим пролетом, высотой и грузоподъемностью.
2. **Большепролетные покрытия зданий** – спортивные сооружения, рынки, выставочные павильоны, театры, ангары и др. (пролеты до 100-150 м).
3. **Мосты, эстакады** – мосты на железнодорожных и автомобильных магистралях.
4. **Листовые конструкции** – резервуары, газгольдеры, бункеры, трубопроводы большого диаметра и др.
5. **Башни и мачты** – радио и телевидения в геодезической службе, опоры линии электропередачи, нефтяные вышки и др.
6. **Каркасы многоэтажных зданий**. Применяются в многоэтажных зданиях, в условиях плотной застройки больших городов.

7. **Крановые и другие подвижные конструкции** – мостовые, башенные, козловые краны, конструкции экскаваторов и др.
8. **Прочие конструкции** по использованию атомной энергии в мирных целях, разнообразные конструкции радиотелескопов для космической и радиосвязи, платформы для разведки и добычи нефти и газа в море и др.

Металлические конструкции обладают следующими достоинствами:

1. **Надежность.** Материал (сталь, алюминиевые сплавы) обладает большой однородностью структуры.
2. **Легкость.** Металлические конструкции самые легкие.
3. **Индустриальность.** Изготовление и монтаж металлических конструкций производится специализированными организациями с использованием высокопроизводительной техники.
4. **Непроницаемость.** Обладают высокой прочностью и плотностью, непроницаемостью для газов и жидкостей.

Металлические конструкции имеют недостатки:

1. **Коррозия.** Незащищенность от влажной среды, атмосферы, загрязненной агрессивными газами, сталь корродирует (окисляется) и разрушается. Поэтому в сталь включают специальные легирующие элементы, покрывают защитными пленками (лаки, краски и т.д.).
2. **Небольшая огнестойкость.** У стали при температуре 200°С уменьшается модуль упругости, а при температуре 600°С сталь полностью переходит в пластическое состояние. Алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние при 300°С. Поэтому металлические конструкции защищают огнестойкими облицовками (бетон, керамика, специальные покрытия и т.д.).

При проектировании металлических конструкций должны учитываться следующие требования:

1. **Условия эксплуатации.**
2. **Экономия металла** (высокая стоимость).
3. **Транспортабельность** (перевозка по частям или целиком с применением соответствующих транспортных средств).
4. **Технологичность** – использование современных технологических приемов, обеспечивающих снижение трудоемкости.
5. **Скоростной монтаж.** Сборка в наименьшие сроки.
6. **Долговечность** – определяется сроками физического и морального износа.
7. **Эстетичность.** Конструкция должна обладать гармоничными формами.

**Основным принципом проектирования является достижение трех главных показателей: экономии стали, повышение производительности труда при изготовлении, снижение трудоемкости и сроков монтажа, которые определяют стоимость конструкции.**

Достигается это путем использования низколегированных и высокопрочных сталей, экономичных прокатных и гнутых профилей, внедрения в строительство пространственных, предварительно напряженных, висячих, трубчатых и т. п. конструкций, совершенствованием методов расчета и

изысканием конструктивных оптимальных решений с использованием ЭВМ. Кроме того, разработаны типовые решения часто повторяющихся конструктивных элементов - колонн, ферм, подкрановых балок, оконных и фонарных проемов, радиомачт, башен, опор линии электропередачи, резервуаров т.п.

## 1.2. Свойства и работа строительных сталей и алюминиевых сплавов

Для строительных металлических конструкций используются, в основном, стали и алюминиевые сплавы.

Наиболее важными для работы являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склонность к упругому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

**Прочность** - характеризует сопротивляемость материала внешним силовым воздействиям без разрушения.

**Упругость** – свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок.

**Пластичность** – свойство материала сохранять деформативное состояние после снятия нагрузки, т.е. получать остаточные деформации без разрушения.

**Хрупкость** – склонность разрушаться при малых деформациях.

**Ползучесть** – свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки.

**Твердость** – свойство поверхностного слоя металла сопротивляться упругой и пластической деформациям или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Прочность металла при статическом нагружении, а также его упругие и пластические свойства определяются испытанием стандартных образцов на растяжение с записью диаграммы зависимости между напряжением  $\sigma$  и относительным удлинением  $\epsilon$ .

Диаграммы растяжения различных металлов показаны на рис.1.1,б.

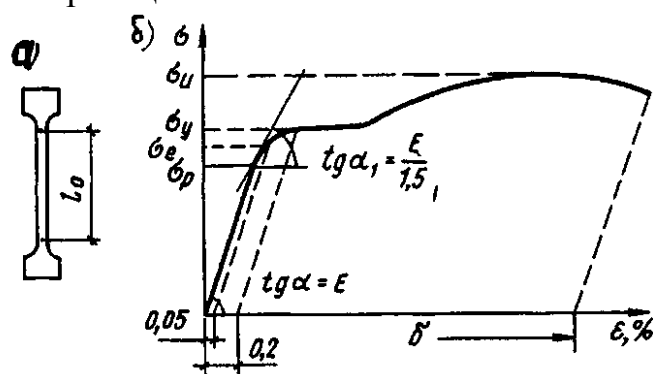
## 1.3. Классификация сталей

**По прочностным свойствам** стали условно делятся на три группы: обычной ( $\sigma_y = 29 \text{ кН/см}^2$ ), повышенной ( $\sigma_y = 29-40 \text{ кН/см}^2$ ) и высокой прочности ( $\sigma_y > 40 \text{ кН/см}^2$ ).

Повышение прочности стали, достигается легированием и термической обработкой.

**По химическому составу** стали, подразделяются на углеродистые и легированные.

**Углеродистые стали** состоят из железа и углерода с добавкой кремния (или алюминия) и марганца.



**Рис.1.1. К определению механических характеристик металла:**

*а – образец для испытания на растяжение; б – к определению предела пропорциональности и предела упругости*

**Углерод (У)** повышая прочность стали, снижает ее пластичность и ухудшает свариваемость, поэтому применяются только низкоуглеродистые стали ( $U < 0,22\%$ ).

**Легированные стали** помимо железа и углерода имеют специальные добавки, улучшающие качество стали. Однако, добавки ухудшают свариваемость стали и удорожают ее, поэтому в строительстве используют низколегированные стали с содержанием добавки не более 5%.

Основными легирующими добавками являются кремний (С), марганец (Г), медь (Д), хром (Х), никель (Н), ванадий (Ф), молибден (М), алюминий (Ю), азот (А).

**Кремний** раскисляет сталь, т.е. связывает избыточный кислород и повышает ее прочность, снижает пластичность, ухудшает свариваемость и коррозионную стойкость.

**Марганец** повышает прочность, снижает вредное влияние серы. При содержании марганца  $> 1,5\%$  сталь становится хрупкой.

**Медь** повышает прочность, увеличивает стойкость против коррозии. Содержание меди  $> 0,7\%$  способствует старению и хрупкости стали.

**Хром и никель** повышают прочность стали, без снижения пластичности и улучшают ее коррозионную стойкость.

**Алюминий** раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

**Ванадий и молибден** увеличивают прочность почти без снижения пластичности, предотвращают разупрочнение термообработанной стали при сварке.

**Азот** в несвязном состоянии способствует старению стали, делает ее хрупкой, поэтому его должно быть не более 0,009%.

**Фосфор** относится к вредным примесям так как, повышает хрупкость стали.

В зависимости от вида поставки стали подразделяются на **горячекатаные и термообработанные** (закалка в воде и высокотемпературный отпуск).

По степени раскисления стали могут быть **кипящими, полуспокойными и спокойными**.

**Спокойные** стали используют при изготовлении ответственных конструкций, подвергающихся динамическим воздействиям. **Полуспокойная** сталь – промежуточная между кипящей и спокойной.

#### **1.4. Выбор сталей для строительных конструкций.**

Выбор стали ведется на основе вариантного проектирования и технико-экономического анализа с учетом рекомендаций норм. Поэтому следует стремиться к большей унификации конструкций, сокращению числа профилей и сталей. Выбор стали, зависит от следующих параметров, влияющих на работу материала:

- температуры среды;
- характера нагружения;
- вида напряженного состояния;
- способа соединения элементов;
- толщины проката.

В зависимости от условий работы материала все виды конструкций разделены на четыре группы:

**К первой группе** относятся сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях, поэтому возможно хрупкое и усталостное разрушение, К свойствам сталей для этих конструкций предъявляются наиболее высокие требования.

**Ко второй группе** относятся сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при воздействии одноосного и однозначного двухосного поля растягивающих напряжений (например, фермы, ригели рам, балки перекрытий и покрытий и т. д.), а также конструкции первой группы при отсутствии сварных соединений.

Общим для конструкций этой группы является повышенная опасность хрупкого разрушения. Вероятность усталостного разрушения меньше, чем для первой группы.

**К третьей группе** относятся сварные конструкции, работающие при преимущественном воздействии сжимающих напряжений (например, колонны, стойки, опоры под оборудование и др.), а также конструкции второй группы при отсутствии сварных соединений.

**В четвертую группу** включены вспомогательные конструкции и элементы (связи, элементы фахверка, лестницы, ограждения и т. п.), а также конструкции третьей группы при отсутствии сварных соединений.

Если для конструкций третьей и четвертой групп достаточно ограничиться требованиями к прочности при статических нагрузках, то для конструкций

первой и второй групп важна оценка сопротивления стали динамическим воздействиям и хрупкому разрушению.

В материалах для сварных конструкций обязательно следует оценить **свариваемость**. Требования к элементам конструкций, не имеющих сварных соединений, могут быть снижены.

В пределах каждой группы конструкций, в зависимости от температуры эксплуатации, к сталям предъявляют требования по ударной вязкости при различных температурах.

В нормах содержится перечень сталей в зависимости от группы конструкций и климатического района строительства.

### 1.5. Влияние различных факторов на свойства стали

**Старение.** При температурах ниже температуры образования феррита растворимость углерода ничтожна, но все же в небольшом количестве он остается. При благоприятных обстоятельствах углерод выделяется, располагается между зернами феррита и группируется у различных дефектов кристаллической решетки.

Старению способствуют – механические воздействия, особенно пластические деформации (механическое старение), температурные колебания, приводящие к изменению растворимости и скорости диффузии компонентов (температурное старение). При температуре 150-200°C старение резко возрастает.

**Наклеп.** Повторные загрузки в пределах упругих деформаций (до предела упругости) не изменяют вида диаграммы работы стали, нагружение и разгрузка будут происходить по одной линии (рис.1.2.а).

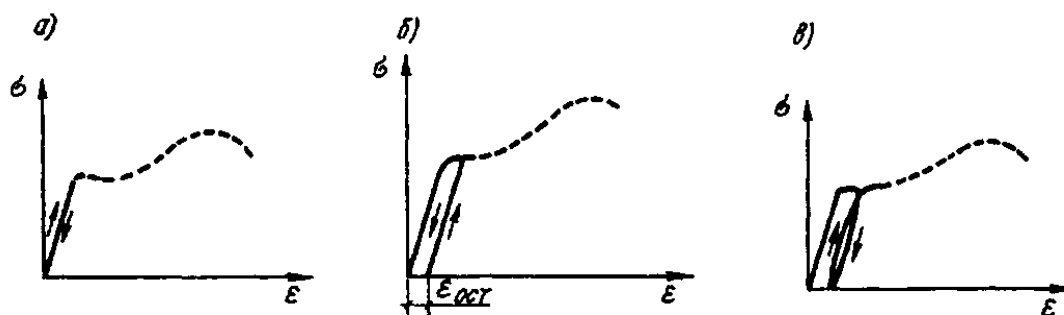


Рис.1.2. Диаграммы деформирования стали при повторном нагружении:  
а – в пределах упругих деформаций; б – с перерывом (после «отдыха»);  
в – без перерыва

Если образец загрузить до пластического состояния и затем снять нагрузку, то появятся остаточные деформации  $\epsilon_{ост}$ . При повторном нагружении образца после некоторого «отдыха» материал работает упруго до уровня

предыдущего нагружения. **Повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации называется наклепом.** При наклепе искажается атомная решетка и увеличивается плотность дислокаций. Пластичность стали снижается, повышается опасность хрупкого разрушения, что неблагоприятно сказывается на работе строительных конструкций.

Наклеп возникает в процессе изготовления конструкций при холодной гибке элементов, пробивке отверстий, резке ножницами.

**Влияние температуры.** Механические свойства стали при нагревании ее до температуры  $t = 200-250^{\circ}\text{C}$  практически не меняются.

При температуре  $250-300^{\circ}\text{C}$  прочность стали повышается, но снижается пластичность. Сталь становится более хрупкой.

Нагрев свыше  $400^{\circ}\text{C}$  приводит к резкому падению предела текучести и временного сопротивления, при  $t = 600-650^{\circ}\text{C}$  наступает температурная пластичность и сталь теряет свою несущую способность.

При отрицательных температурах прочность стали возрастает, временное сопротивление и предел текучести сближаются, ударная вязкость падает и сталь становится хрупкой.

Склонность стали к хрупкому разрушению при низких температурах зависит от величины зерна (мелкозернистые стали лучше сопротивляются хрупкому разрушению и имеют более низкий порог хладноломкости), наличия вредных примесей (фосфор, сера, азот, водород), толщины проката (масштабный фактор).

Наиболее склонны к хрупкому разрушению кипящие стали.

## 1.6. Виды разрушений

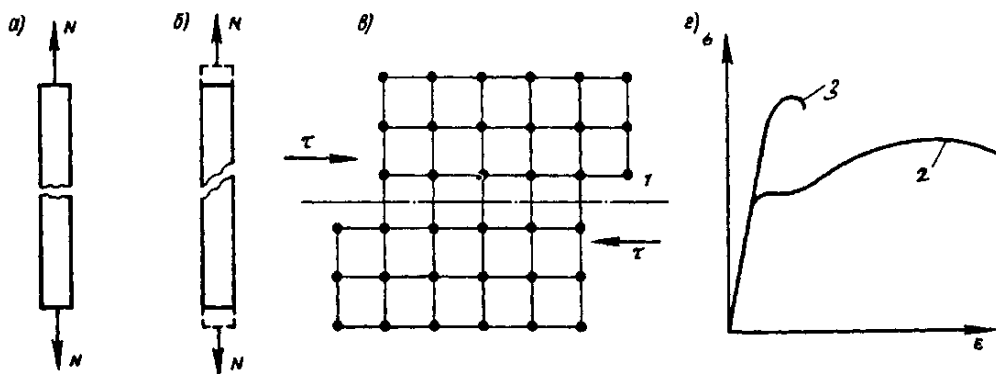
Разрушение металла в зависимости от степени развития пластических деформаций может быть хрупким или пластичным (вязким).

Хрупкое разрушение происходит путем отрыва (рис.1.3,а), без заметных деформаций, внезапно. Пластическое разрушение является результатом сдвига, сопровождается значительными деформациями, которые могут быть своевременно обнаружены, и поэтому менее опасно (рис.1.3, б).

Один и тот же материал может разрушаться хрупко и пластично (вязко) в зависимости от условий работы (вид напряженного состояния, наличия концентраторов напряжений, температура эксплуатации).

При отрыве разрушается межатомная решетка. Зная силы сцепления между атомами, можно определить прочность кристалла при отрыве, которая равна приблизительно  $3300 \text{ кН/см}^2$ .

Сдвинуть одну часть кристалла относительно другой значительно легче, так как касательные напряжения, которые необходимо приложить для смещения составляют около  $1300 \text{ кН/см}^2$  (рис.1.3,в), что намного больше предела текучести реальных материалов.



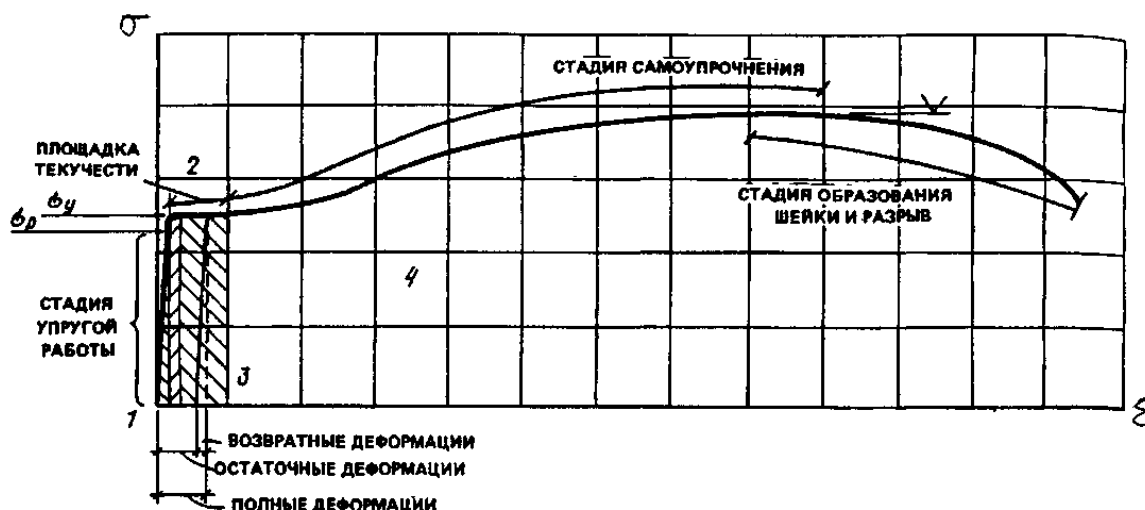
**Рис.1.3. Виды разрушения:**

*а - отрыв; б - срез; в - схема смещения атомных слоев при сдвиге; г - диаграмма работы материала; 1 – плоское скольжение; 2 – вязкое разрушение; 3 – хрупкое разрушение*

## 1.7. Работа металла под нагрузкой

Работу стали при одноосном напряжении можно проследить по испытанию образца на растяжения (рис.1.4.).

В стадии 1 до предела пропорциональности  $\sigma_p$  связь между напряжением и деформациями подчиняется закону Гука ( $\sigma = E\varepsilon$ ) – это стадия упругой работы. Деформации происходят за счет упруго возвратных искажений кристаллической решетки и исчезают после снятия нагрузки.



**Рис.1.4. Диаграмма растяжения стали и образование шейки**

При дальнейшем увеличении нагрузки (стадия 2) появляются отдельные сдвиги в зернах феррита, дислокации начинают скапливаться около границ зерен; прямая пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается (участок упруго пластической работы между  $\sigma_p$  и  $\sigma_y$ ). Последующее увеличение напряжений приводит к интенсивному движению дислокаций и увеличению их плотности, развитию линий сдвига в зернах феррита; деформации растут при постоянной нагрузке. На диаграмме появляется площадка текучести (стадия 3).

Протяженность площадки текучести низкоуглеродистых и некоторых низколегированных сталей составляет 1,5 – 2,5%.

Развитие деформаций происходит в результате упругого деформирования и необратимых пластических сдвигов. При снятии нагрузки упругая часть деформаций исчезает, а необратимая остается, приводя к остаточным деформациям (линия разгрузки идет параллельно упругой части линии нагрузки).

Дальнейшее развитие деформации сдерживается у границ зерен. Линии сдвига искривляются, движение дислокации затрудняется, и рост деформаций возможен только при увеличении нагрузки (стадия 4 – самоупрочнение), материал работает как упругопластический.

При напряжениях, близких к временному сопротивлению ( $\sigma_u$ ) продольные и поперечные деформации локализуются в наиболее слабом месте, и в образце образуется шейка. Площадь сечения шейки интенсивно уменьшается, напряжения в месте сужения растут, поэтому, несмотря на то, что нагрузка на образец снижается, в месте образования шейки нарушаются силы межатомного Сцепления и происходит разрыв.

Площадка текучести свойственна сталям с содержанием углерода 0,1-0,3%.

При работе конструкции в упругопластической области диаграмму работы стали  $\sigma - \epsilon$  можно упростить в сторону некоторого запаса и заменить идеализированной диаграммой упругопластического тела, совершенно упругого до предела текучести и совершенно пластичного после него (диаграмма Прандтля, рис.1.5.).

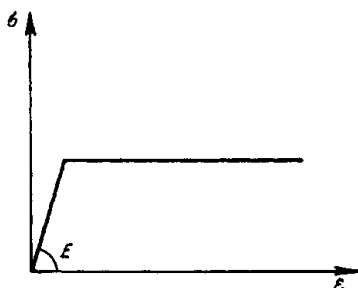


Рис.1.5. Идеализированная диаграмма работы стали

При сжатии коротких образцов, которые не могут потерять устойчивость, сталь ведет себя также как и при растяжении, т.е. предел пропорциональности, предел текучести и модуль упругости совпадают.

Однако разрушить при сжатии короткие образцы, изготовленные из пластической стали, и определить временное сопротивление не представляется возможным, поскольку образец сжимается и в конечном результате расплющивается. Высокопрочные стали, с пониженной пластичностью, могут разрушаться по наклонному сечению от среза.

Так как в упругой и упругопластической стадиях работы сталь ведет себя при растяжении и сжатии одинаково, то соответствующие характеристики принимаются также одинаковыми.

Повышенная несущая способность при сжатии некоторых образцов в области само упрочнения используется при работе стали на смятие.

При работе материала в упругой стадии повторное нагружение не отражается на работе, поскольку упругие деформации обратимы.

При повторном нагружении металла в упругопластической области возникает наклеп. Увеличивается область упругой работы, а пластичность падает. Сталь становится более хрупкой.

Многочисленное повторное нагружение может привести к разрушению при меньших напряжениях, чем временное сопротивление и даже предел текучести. Это явление называется **усталостью металла**, а разрушение – усталостным.

Способность металла сопротивляться усталостному разрушению называется **выносливостью**, а напряжения, при которых происходит разрушение – **вибрационной прочностью  $\sigma_{вб}$** .

Усталостное разрушение происходит вследствие накопления числа дислокаций при каждом нагружении и концентрации их около стыков зерен с последующим скоплением в большие группы, что приводит к рыхлению металла в этом месте и образованию трещин, которые развиваясь, приводят к разрыву. При каждом нагружении деформации в поврежденном месте нарастают. Линии разгрузки не совпадают с линиями нагрузки, образуя петли гистерезиса (см. рис.1.2,в). Площадь петли характеризует энергию, затраченную при каждом цикле нагрузки на образование новых несовершенств в атомной структуре и дислокаций там, где образуются трещины, металл как бы перетирается, образуя гладкие истертые поверхности, затем трещина быстро развивается и происходит разрыв.

Вибрационная прочность зависит от числа циклов нагружения (рис.1.6.) и вида нагружения.

При большом числе циклов кривая вибрационной прочности (кривая Вел Лера) асимметрически приближается к некоторому пределу, называемому **пределом выносливости (усталости)**. Обычно проводят  $2 \times 10^6$  циклов нагружения, чтобы определить выносливость, так как меньшее количество циклов мало отличается от предела усталости.

Алюминиевые сплавы не имеют предела усталости, и их вибрационная прочность при увеличении числа циклов постоянно снижается (см. рис.1.6).

Большое влияние на усталостную прочность оказывает концентрация напряжений. Так при круглом отверстии (кривая 3, рис. 1.7) предел упругости снижается в 1,4 раза, а при остром концентраторе (кривая 7) около начала флангового шва - в 3,5 раза.

Применение высокопрочных сталей в конструкциях, подвергающихся многократному воздействию повторных нагрузок, не всегда оправдывается по экономическим соображениям.

Значительное снижение усталостной прочности наблюдается даже при необработанных после огневой резки или гильотинных ножниц кромок деталей. Поэтому кромки следует обрабатывать механическим способом.

Особенно чувствительны к концентрации напряжений стали повышенной и высокой прочности.

Повысить усталостную прочность конструкции можно путем снижения концентрации напряжений (механическая обработка кромок, зачистка швов, обеспечение плавного изменения сечения и т. д.), создания в местах концентрации напряжений сжатия, например, с помощью нагрева мест концентрации, предварительной вытяжкой конструкций, обкаткой подкрановых балок кранами с допустимой перегрузкой и т. д.

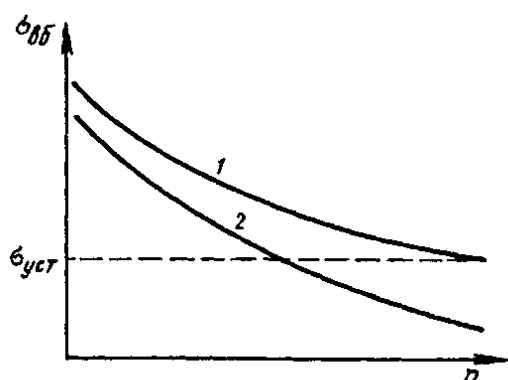


Рис.1.6. Зависимость вибрационной прочности  $\sigma_{вб}$  от числа циклов  $n$  для стали (1) и алюминиевых сплавов (2)

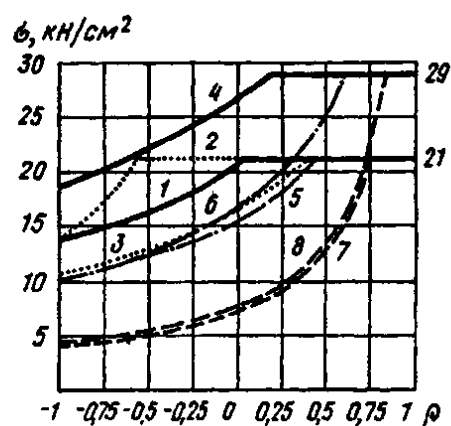


Рис.1.7. Зависимость предела усталости от коэффициента

1 – сталь С255 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; 2 – то же, преобладает сжатие; 3 – сталь С255, полка с отверстием (преобладает растяжение); 4 – сталь С235 с необработанной поверхностью, преобладает растяжение; 5 – сталь С255, основной металл около сварного необработанного соединения встык; 6 – то же, для стали С345; 7 – сталь С 255, основной металл у начала флангового шва; 8 – то же, сталь С345

- 
1. Развитие металлических конструкций, общая характеристика, область применения, достоинства и недостатки (стр.1-9).
  2. Как выбирают стали при проектировании? (9-10; 12-13).
  3. Требуемые свойства металлов и их оценка (стр.10-11).
  4. Классификация сталей (стр.11-12).
  5. Какие факторы влияют на свойства стали? (стр.13-15).
  6. Какие виды разрушения металла? (стр.15).
  7. Как работает металл под нагрузкой при однократном нагружении?(стр.16-17)
  8. Что такое усталость металла? Какие меры принимают для повышения усталостной прочности? (стр.18-19).
  9. Что влияет на снижение усталостной прочности? (стр.19).

## **РАЗДЕЛ 2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

### **2.1. Основные понятия и определения**

Проектирование металлических конструкций – многоэтапный процесс, включающий в себя выбор конструктивной формы, расчет и разработку чертежей для изготовления и монтажа конструкций.

Целью расчета является строгое обоснование габаритов конструкции, ее размеров поперечных сечений и их соединений обеспечивающих условия эксплуатации в течение всего срока с необходимой надежностью и долговечностью при минимальных затратах материалов и труда на их создание и эксплуатацию. Эти требования часто противоречат друг другу (минимальный расход металла и надежность), поэтому реальное проектирование является процессом поиска конструктивного оптимального решения.

**Расчет состоит из следующих этапов: установления расчетной схемы, сбор нагрузок, определения усилий в элементах конструкций, подбор сечений и проверка допустимости напряженно-деформированного состояния конструкций, ее элементов и соединений.**

Ключевыми словами в расчетах металлических конструкций являются “предельные состояния”, “расчетная нагрузка”, “расчетное сопротивление”, “надежность”, “усталость”, “оптимальный параметр”, “конструктивное оптимальное решение” и т.д.

Уже отмечалось, что до 1951г. расчет металлических конструкций производился по допускаемым напряжениям с использованием единого коэффициента запаса. В 1951г. выходят новые строительные нормы и правила, основанные на методе предельных состояний, где вместо одного используются три коэффициента, обоснованные методами математической статистики.

Достоинством методики допустимых напряжений является простота, но эта методика недостаточно точно учитывает факторы, влияющие на работу конструкции. Вероятностные методы слишком сложны для повседневной инженерной практики. Применение их оправдано при проектировании уникальных, ответственных сооружений.

Поэтому оптимальной считается методика предельных состояний, которая проста и научно обоснована.

## **2.2. Основные положения расчета металлических конструкций**

**Предельным называется состояние конструкции, при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.**

В соответствии с характером требований, предъявляемых к конструкции, различают первое и второе предельное состояния. Существует множество причин приводящих конструкцию в предельное состояние. Поэтому в нормах проектирования они фигурируют как группы предельных состояний.

**Первая группа** включает в себя потери несущей способности и полную непригодность конструкции к эксплуатации вследствие потери устойчивости, разрушения металла, качественного изменения конфигурации, чрезмерного развития пластических деформаций.

**Вторая группа** предельных состояний характеризуется затруднением нормальной эксплуатации сооружений или снижением долговечности вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок опор, углов поворота, колебаний, трещин и т.п.).

Расчетные формулы для подбора сечений и проверки несущей способности конструкции по первому предельному состоянию исходят из основного неравенства

$$N \leq S, \quad (2.1)$$

где  $N$  – предельное наибольшее усилие в конструкции, вызываемое внешними воздействиями;  $S$  – предельная несущая способность конструкции, зависящая от прочности материала, размеров поперечного сечения и условий работы конструкции.

В течение всего срока эксплуатации конструкции внешние воздействия могут меняться. Наибольшие их величины встречаются достаточно редко, поэтому наибольшие нагрузки предусмотрены нормативными документами. В соответствии с этим в нормах проектирования различают расчетные величины воздействия  $F$  и нормативные  $F_n$ , которые связаны между собой коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , т.е.  $F = F_n \cdot \gamma_f$ .

Нормативные нагрузки определяются по СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия”.

Для определения расчетной нагрузки задаются обеспеченностью  $W(F_0) = 0,999$ , т.е. допускается всего 0,1% случаев превышения этой нагрузки за весь период эксплуатации сооружения. Задавая достаточно высокую обеспеченность расчетной нагрузки, определяют ее значение, а следовательно, коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = F / F_n$ .

Обычно на конструкции действует одновременно несколько видов нагрузок. Поэтому и суммарное воздействие всех расчетных нагрузок должно иметь статистическую изменчивость. Чем больше одновременно действующих нагрузок учитывается в расчете, тем меньше вероятность превышения их максимального суммарного воздействия.

В методике предельных состояний это учитывается коэффициентом сочетаний  $\psi \leq 1$ , на который следует умножать каждую из суммируемых нагрузок. Согласно СНиП 2.01.07-85 значения коэффициентов сочетаний колеблются от 1 до 0,6 и менее для особых случаев.

Для таких сооружений как атомные электростанции, телевизионные башни, крытые спортивные и другие сооружения, имеющие особо важное значение (класс 1) вводится коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ , который задается в пределах 0,95 до 1,2 для сооружений первого класса, для второго класса 0,95, для прочих 0,8 - 0,95.

Тогда левую часть неравенства (2.1) можно записать

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^m F_{ni} \gamma_{fi} \psi_i \alpha_i \leq AR_n \gamma_c / \gamma_m = S \quad (2.2)$$

где  $\alpha_i$  - число влияния, т.е. усилие в конструктивном элементе от единичной внешней нагрузки;  $m$  - число нагрузок, учитываемых одновременно в работе конструкции.

Правая часть неравенства (2.1) выражает предельную несущую способность конструкции, зависящую от сопротивляемости материалов внешним воздействиям (нагрузкам).

Кроме того, в расчет вводятся понятия нормативного сопротивления материала  $R_n$  и расчетного сопротивления  $R$ , которые связаны между собой коэффициентом надежности по материалу  $\gamma_m$  соотношением  $R = R_n / \gamma_m$ . Нормативное сопротивление регламентируется СНиПом II-23-81\* и соответствующими ГОСТами.

### 2.3. Классификация нагрузок и их сочетаний

При методике предельных состояний все нагрузки классифицированы в зависимости от вероятности их воздействия на **нормативные и расчетные**.

По признаку воздействия нагрузки разделяются на **постоянные и временные**. Последние могут быть длительного и кратковременного воздействия.

Кроме того, есть нагрузки, которые выделяются в разряд **особых нагрузок** и воздействий.

**Постоянные нагрузки** – собственный вес несущих и ограждающих конструкций, давление грунта, предварительное напряжение.

**Временные длительные нагрузки** – вес стационарного технологического оборудования, вес складироваемых материалов в хранилищах, давление газов, жидкостей и сыпучих материалов в емкостях и т.д.

**Кратковременные нагрузки** – нормативные нагрузки от снега, ветра, подвижного подъемно-транспортного оборудования, массы людей, животных и т.п.

**Особые нагрузки** – сейсмические воздействия, взрывные воздействия. Нагрузки, возникающие в процессе монтажа конструкций. Нагрузки, связанные с поломкой технологического оборудования, воздействия, связанные с деформациями основания в связи с изменениями структуры грунта (просадочные грунты, осадка грунтов в карстовых районах и над подземными выработками).

Существует иногда термин “полезная нагрузка”. **Полезной** называют нагрузки, восприятие которых составляет цельное назначение сооружений, например, вес людей для пешеходного моста. Они бывают как временными, так и постоянным, например, вес монументального выставочного сооружения является постоянной нагрузкой для постаментов. Для фундамента вес всех вышележащих конструкций также представляет полезную нагрузку.

При действии на конструкцию нескольких видов нагрузок усилия в ней определяются как при самых неблагоприятных сочетаниях с использованием коэффициентов сочетаний  $\psi$ .

В СНиПе 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” различают:

**основные сочетания**, состоящие из постоянных и временных нагрузок;

**особые сочетания**, состоящие из постоянных, временных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, включающем одну временную нагрузку, коэффициент сочетаний  $\psi = 1$ . При большем числе временных нагрузок, последние умножаются на коэффициент сочетаний  $\psi < 1$ .

В особых сочетаниях временные нагрузки учитываются с коэффициентом сочетаний  $\psi < 1$ , а особая нагрузка - с коэффициентом  $\psi = 1$ . Во всех видах сочетаний постоянная нагрузка имеет коэффициент  $\psi = 1$ .

## 2.4. Напряженное и деформированное состояние центрально нагруженных элементов

Учет сложного напряженного состояния при расчете металлических конструкций производится через расчетное сопротивление  $R = R_n / \gamma_m$ , которое устанавливается на основе испытаний металлических образцов при одноосном нагружении. Однако в реальных конструкциях материал, как правило, находится в сложном многокомпонентном напряженном состоянии. В связи с этим необходимо установить правило эквивалентности сложного напряженного состояния одноосному.

В качестве критерия эквивалентности принято использовать потенциальную энергию, накапливаемую в материале при его деформировании внешним воздействием.

Для удобства анализа энергию деформации можно представить в виде суммы работ по изменению объема  $A_o$  и изменения формы тела  $A_\phi$ . Первая не превышает 13% полной работы при упругом деформировании и зависит от среднего нормального напряжения.

$$A_o = \frac{1 - 2\nu}{6E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 \quad (2.3.)$$

Вторая работа связана со сдвигами в материале:

$$A_\phi = \frac{1 + \nu}{3E} [(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x)) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)] \quad (2.4.)$$

Известно, что разрушение кристаллической структуры строительных сталей и алюминиевых сплавов связано со сдвиговыми явлениями в материале (движение дислокаций и пр.).

Работа формоизменения (2.4.) является инвариантом, поэтому при одноосном напряженном состоянии  $\sigma = \sigma$  имеем  $A_1 = [(1 + \nu) / 3E] \sigma^2$ . Приравняв это значение выражению (2.4) и извлекая квадратный корень, получим:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \sigma \quad (2.5)$$

Это соотношение устанавливает энергетическую эквивалентность сложного напряженного состояния одноосному. Выражение в правой части иногда называют **приведенным напряжением**  $\sigma_{np}$ , имея в виду приведение к некоторому состоянию с одноосным напряжением  $\sigma$ .

Если предельно допустимое напряжение в металле (расчетное сопротивление) устанавливается по пределу текучести стандартного образца  $\sigma_T$ , то выражение (2.5) принимает вид  $\sigma_{np} = \sigma_T$  и представляет собой условие пластичности при сложном напряженном состоянии, т.е. условие перехода материала из упругого состояния в пластичное.

В стенках двутавровых балок вблизи приложения поперечной нагрузки  $\sigma_x \neq 0$ .  $\sigma_y \neq 0$ .  $\tau_{xy} \neq 0$ . остальными компонентами напряжений можно пренебречь. Тогда условие пластичности принимает вид

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_T \quad (2.6)$$

В точках, удаленных от места приложения нагрузки, можно пренебречь также локальным напряжением  $\sigma_y = 0$ , тогда условие пластичности еще более упростится:  $\sigma_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_T$ .

При простом сдвиге из всех компонентов напряжений только  $\tau_{xy} \neq 0$ . тогда  $\sigma_{np} = \sqrt{3}\tau_{xy} = \sigma_T$ . Отсюда

$$\tau_{xy} = \sigma_T / \sqrt{3} = 0,58 \sigma_T \quad (2.7)$$

В соответствии с этим выражением в СНиПе принято соотношение между расчетными сопротивлениями на сдвиг и растяжение  $R_s = 0,58 R_y$ , где  $R_s$  - расчетное сопротивление сдвигу;  $R_y$  - предел текучести.

Поведение под нагрузкой центрально растянутого элемента и центрально сжатого при условии обеспечения его устойчивости полностью соответствует работе материала при простом растяжении-сжатии (рис.1.1, б).

Предполагается, что напряжения в поперечном сечении этих элементов распределяются равномерно. Для обеспечения несущей способности таких элементов необходимо, чтобы напряжения от расчетных нагрузок в сечении с наименьшей площадью не превышали расчетного сопротивления.

Тогда неравенство первого предельного состояния (2.2) будет

$$\sigma = N/A_n \leq R\gamma_c, \quad (2.8)$$

где  $N = N_n \gamma_f$  - продольная сила в элементах;  $A_n$  - площадь нетто поперечного сечения элемента;  $R$  - расчетное сопротивление, принимаемое равным  $R_y$ , если в элементе не

допускается развитие пластических деформаций; если же пластические деформации допустимы, то  $R$  равняется наибольшему из двух значений  $R_y$  и  $R_u/\gamma_u$  (здесь  $R_y$  и  $R_u$  - расчетные сопротивления материала по пределу текучести и по временному сопротивлению соответственно);  $\gamma_u = 1,3$  - коэффициент надежности по материалу при расчете конструкции по временному сопротивлению;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы.

Проверка по второму предельному состоянию сводится к ограничению удлинения (укорочения) стержня от нормативных нагрузок

$$N_n l / (E A) \leq \Delta \quad (2.9)$$

где  $N_n$  - продольная сила в стержне от нормативных нагрузок;  $l$  - расчетная длина стержня, равная расстоянию между точками приложения нагрузки к стержню;  $E$  - модуль упругости;  $A$  - площадь брутто поперечного сечения стержня;  $\Delta$  - предельная величина удлинения (укорочения).

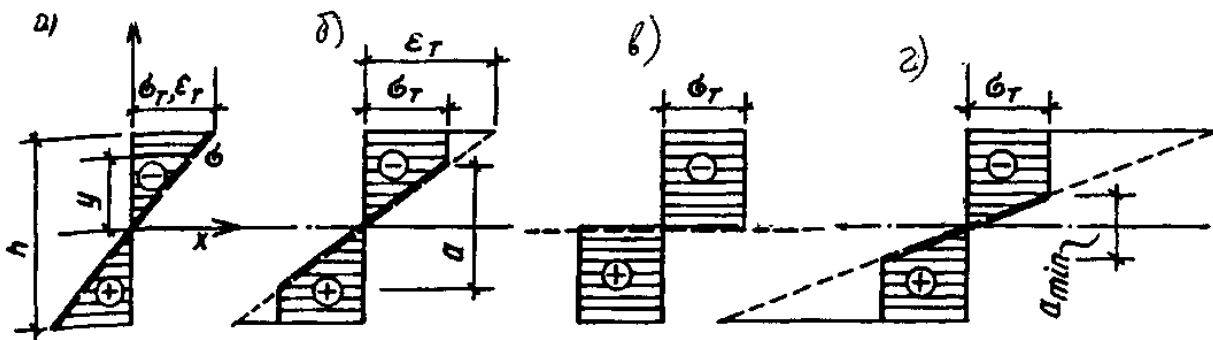
## 2.5. Основы расчета изгибаемых элементов

Для изгибаемых элементов (балок), у которых пролет превышает высоту поперечного сечения (в 5 и более раз) изменение деформаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются только до предела текучести  $\sigma_T$  (рис.2.1).

Напряжения в точках, находящихся на расстоянии “ $y$ ” от нейтральной оси, определяются по формуле  $\sigma = M y / I_x$ , где  $M$  - изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки;  $I_x$  - момент инерции сечения.

Максимальное напряжение возникает когда  $y = h/2$ :  $\sigma_{max} = M(h/2)/I_x$ . Отношение момента инерции  $I_x$  к расстоянию от нейтральной оси до крайней Точки сечения  $y_{max} = h/2$  называется **моментом сопротивления**  $W_x = I_x(2/h)$ , тогда  $\sigma_{max} = M/W_x$ .

Для проверки прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, необходимо, чтобы максимальные нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили соответствующих расчетных сопротивлений.



**Рис.2.1. Изменение эпюры напряжений в изгибаемом элементе при развитии пластических деформаций в материале**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= M/W_n \leq R_y \gamma_c ; \\ \tau &= Q S / I t \leq R_s \gamma_c . \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

где  $M$  и  $Q$  - максимальный момент и поперечная сила в балке от расчетной нагрузки;  $W_n$  - момент сопротивления нетто поперечного сечения балки, в случае несимметричного сечения балки выбирается  $W_{nmin} = I_x / y_{\max}$ ;  $S$  - статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси;  $I$  - момент инерции сечения балки;  $t$  - толщина стенки.

По второму предельному состоянию наибольший прогиб балки от нагрузки при эксплуатации сравнивается с предельной величиной указанной в нормах, либо в задании на проектирование.

Величина прогиба зависит от расчетной схемы балки, а предельный прогиб – от назначения. Например, для главной балки рабочей площадки промздания, имеющей один пролет и шарнирные опоры, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, проверка прогиба производится по формуле:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} (q_n l^4 / E I) \leq l / 400 \quad (2.11)$$

где  $f_{\max}$  - максимальный прогиб балки;  $q_n$  - нормативная нагрузка на балку;  $l$  - прогиб балки;  $E I$  - изгибная жесткость балки; 400 – норма прогиба балки.

Формула для проверки прочности изгибаемых элементов при наличии пластических деформаций (пластический шарнир) получается из выражения (2.10) путем замены  $W_n$  на  $W_{npl} = c W_n$ , т.е.

$$M / (c W_n) \leq R_y \gamma_c \quad \text{или} \quad M / W_n \leq c R_y \gamma_c \quad (2.12).$$

Сравнивая это выражение с (2.10) видим, что формально учет пластических деформаций сводится к повышению расчетного сопротивления умножением на величину “ $c$ ”, коэффициент, характеризующий резерв несущей способности изгибаемого элемента, обусловленный пластической работой металла, и определенный по формуле для балок двутаврового сечения, как наиболее распространенного в изгибаемых элементах

$$c = \frac{A_f / A_w + 1/4}{A_f / A_w + 1/6}, \quad (2.13)$$

где  $A_f/A_w$  - отношение площадей поперечного сечения пояса и стенки балки.

Для прокатных двутавров различных типов  $A_f/A_w \approx 0.67$ , чему соответствует значение  $c = 1,1$ .

Для составных двутавров (рис.2.2,в). коэффициент “с” вычисляется по формуле (2.13).

Для прямоугольного сечения, когда площадь  $A_f$  поясов балки можно приравнять к нулю –  $c = 1,5$  (рис.2.2,б).

Устремляя площадь стенки к нулю (рис.2.2,е) из двутавра получаем расчетные сечения фермы или балки с гибкой стенкой, тогда  $c = 1$ .

Наибольшим пластическим резервом будет обладать балка с поперечным сечением (см. рис.2.2,а), для нее  $c = 2$ .

Практически выбор формы поперечного сечения изгибаемых элементов зависит от многих факторов, среди которых главным является расход металла, так как его стоимость составляет 80% общей стоимости конструкции.

Кроме нормальных напряжений  $O$  в балках возникают и касательные напряжения  $\tau_{xy}$ , зависящие от поперечной силы  $Q$  и локальных напряжений  $O_y$  в местах передачи на балку сосредоточенных нагрузок. Например, для балок, нагруженных сосредоточенными силами по пролету (рис.2.3,а) определяющей будет компонента  $O_x$ . При большей сосредоточенной нагрузке на балке с малым пролетом (рис.2.3,б) определяющим будет напряжение  $\tau_{xy}$ . Распределение  $O_{np}$

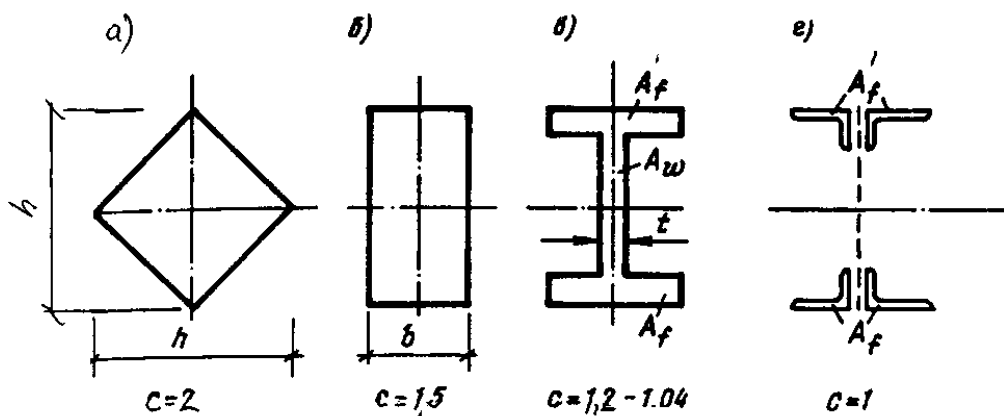


Рис.2.2. Зависимость коэффициента “с” от формы поперечного сечения изгибаемого элемента

по высоте балки в упругой стадии будет существенно отличаться от предыдущего случая, а при дальнейшем увеличении нагрузки вплоть до появления пластического шарнира ( $O_{np} = O_T$ ) обусловит более развитую пластическую область вблизи нейтральной оси.

При рассмотренном многократном напряженном состоянии проверку прочности балки можно производить по формуле:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,15R_y\gamma_c \quad (2.14)$$

где 1,15 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в балке [аналогично коэффициенту “с” в формуле (2.12)].

При изгибе относительно двух главных осей инерции поперечного сечения балки (х, у) – косом изгибе - допускается проверку прочности. производить по упрощенной формуле

$$M_x/(c_x \beta W_{x.n.min}) + M_y/(c_y W_{y.n.min}) \leq R_y \gamma_c \quad \text{при } \tau \leq 0,5R_s \quad (2.15)$$

где  $c_x$  и  $c_y$  даются в зависимости от формы сечения (см.прил.1);  $\beta$  - зависит от величины  $\tau_{xy}$ .

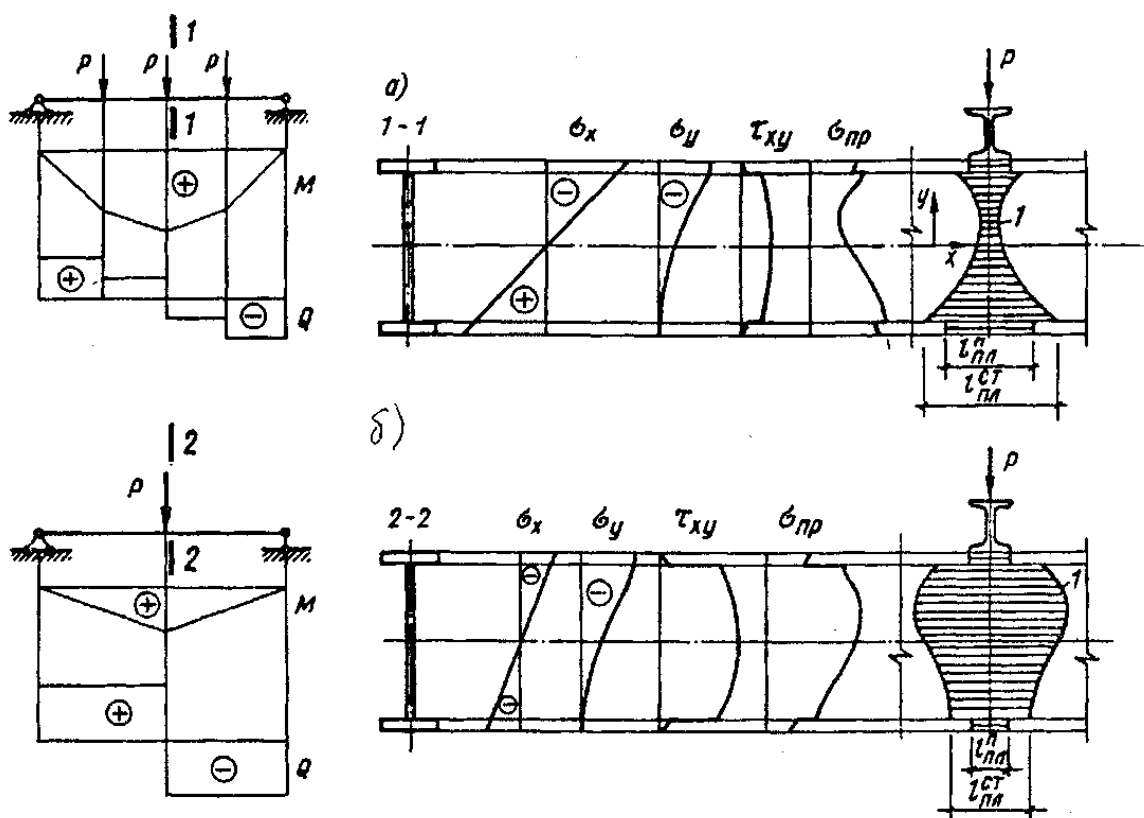


Рис. 2.3. Распределение пластических деформаций в двутавровой балке при сложном напряженном состоянии.

## 2.6. Основы расчета центрально сжатых стержней

Исчерпание несущей способности длинных гибких стержней, работающих на осевое сжатие, происходит от потери устойчивости (рис.2.4,а).

Поведение стержня под нагрузкой характеризуется графиком (рис.2.4,б), где вначале с ростом нагрузки стержень сохраняет прямолинейную форму, с дальнейшим ростом нагрузки, когда  $N = N_{cr}^I$  стержень теряет свою устойчивость и начинает выпучиваться. Последующий (небольшой) рост внешней нагрузки сопровождается быстрым увеличением поперечного прогиба  $f$ . После достижения максимальной нагрузки – второй критической силы  $N = N_{cr}^{II}$  – стержень теряет несущую способность (неустойчивое состояние).

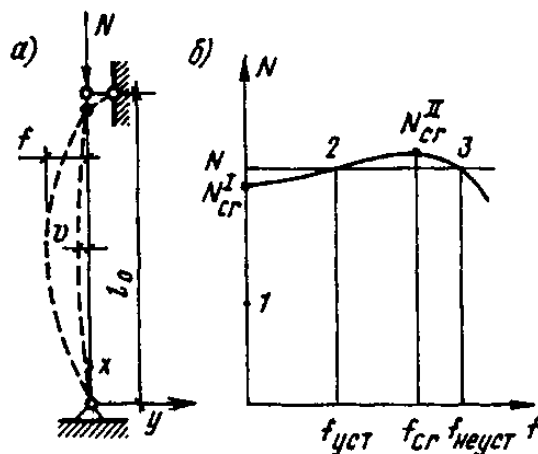
**Устойчивое состояние** может быть при  $f = 0$  и  $f > 0$  (точки 1 и 2). Однако при  $f > 0$  стержень может находиться в устойчивом состоянии (точка 2) и неустойчивом (точка 3) при одинаковой сжимающей силе.

Критическое состояние может быть при  $f = 0$  и при  $f > 0$  (точки  $N_{cr}^I$  и  $N_{cr}^{II}$ ).

Соответствующее критическое напряжение будет

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}^I}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_o^2 A} = \frac{\pi^2 E i^2}{l_o^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (2.16)$$

где  $N_{cr}^I$  – критическая сила равная  $\pi^2 EI / l_o^2$  (формула Эйлера);  $A$  – площадь поперечного сечения стержня; заменяя  $I / A$  получаем  $i = \sqrt{I / A}$  – радиус инерции;  $\lambda = l_o / i$  – гибкость стержня;  $l_o = \mu \cdot l$  – расчетная длина стержня;  $\mu$  – коэффициент приведения, зависящий от способа закрепления концов стержня.



**Рис.2.4. Работа центрально-сжатого стержня:**

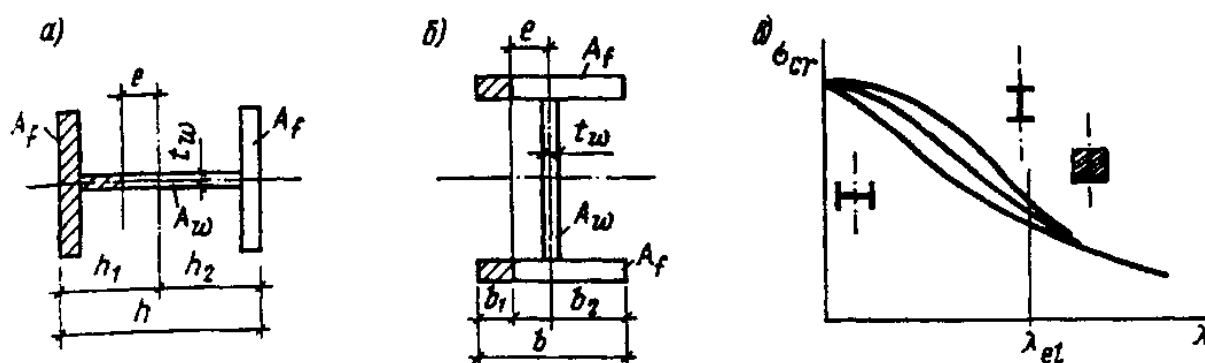
а – расчетная схема; б – зависимость между нагрузкой и прогибом стержня

Формула справедлива при постоянном  $E$ , т.е. при напряжениях  $\sigma_{cr} \leq \sigma_{nc}$ , при этом  $\lambda \geq \pi \sqrt{E/\sigma_{nc}}$ . Напряжения  $\sigma_{nc}$  - предел пропорциональности.

На практике гибкость центрально сжатых стержней (колонн, элементов ферм, рам и т.д.) составляет примерно половину указанных предельных.

На рис.2.5 показано влияние сечения стержня на критические напряжения. Из приведенных данных видно, что кривые  $\sigma_{cr} - \lambda$  для различных сечений и Разной ориентации осей будут разными. Кривая для двутавра по рис.2.5,а располагается левее, а по рис.2.5,б – правее кривой, соответствующей прямоугольному сечению (рис.2.5,в).

В приведенной классической схеме, в которой предполагается, что в момент потери устойчивости нагрузка остается постоянной, тогда на выпуклой стороне стержня происходит разгрузка и материал начинает работать по упругому закону. Однако, если деформация сжатия в процессе продольного изгиба растет или остается постоянной в каждой точке сечения стержня, т.е. разгрузки не происходит, то все сечение находится в пластическом состоянии, характеризуемом касательным модулем деформации  $E_t$ .



**Рис.2.5. Влияние формы поперечного сечения стержня на критические напряжения:**  
*а – потеря устойчивости двутаврового стержня в плоскости стенки; б – то же, в плоскости полки; в – зависимость критических напряжений от гибкости*

В этом случае критическое напряжение в пластической области будет

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E_t / \lambda^2 \quad (2.17)$$

В строительных конструкциях встречаются обе схемы работы сжатых стержней. Например, сжатые элементы статически неопределимых систем (ферм, рам) теряют устойчивость по классической схеме - с разгрузкой. В момент потери устойчивости происходит перераспределение усилий между элементами. В колоннах, работающих по статически определимой схеме, будет реализовываться вторая схема – без разгрузки.

До сих пор рассматривался идеально прямой стержень с нагрузкой, приложенной строго по оси. Однако в практике такого не существует. Конструктивное оформление концов сжатых стержней не обеспечивает идеальную центровку, поэтому эти факторы учитываются введением в расчет эквивалентного эксцентриситета сжимающей силы “ $e_{ef}$ ”. Он зависит от гибкости и с ростом ее возрастает. В практических расчетах пользуются  $\sigma_{cr,e}$ , т.е. со случайным эксцентриситетом. Тогда

$$\sigma_{cr,e}/R_y = \varphi_e, \quad (2.18)$$

где  $\varphi_e$  - коэффициент устойчивости или его еще называют коэффициентом предельного изгиба при центральном сжатии.

В нормах на проектирование даются формулы и соответствующие таблицы для определения  $\varphi$ .

## 2.7. Основы расчета на прочность стержней, работающих на сжатие или растяжение с изгибом

При одновременном действии на стержень осевой силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  (вызванного внецентренным приложением нагрузки  $M = N \cdot e$ ) несущая способность его определяется размерами поперечного сечения и предельной прочностью материала.

В упругой стадии работы материала напряжения в поперечном сечении стержня могут быть представлены в виде суммы напряжений от центрального сжатия  $\sigma_N = N/A$  и от изгиба  $\sigma_M = M_y/W_x$ .

## 2.8. Основы расчета на устойчивость внецентренно сжатых и сжато - изогнутых стержней

Потеря несущей способности длинных гибких стержней при одновременном действии сжимающей силы и изгибающего момента происходит от потери устойчивости. При этом соответствующее состояние равновесия можно определить так же, как для центрального сжатия, а именно  $\delta A_i > \delta A_e$  - устойчивое состояние;  $\delta A_i < \delta A_e$  - неустойчивое состояние;  $\delta A_i = \delta A_e$  - критическое состояние (где  $\delta A_e$  и  $\delta A_i$  - приращение работ внешних и внутренних сил).

Внецентренно сжатые стержни реальных металлических конструкций теряют устойчивость при развитии пластических деформаций.

Критическая сила зависит от эксцентриситета “ $e$ ”. На практике удобнее пользоваться безразмерным относительным эксцентриситетом  $m=e/\rho$ , где  $\rho=W/A$  - ядровое расстояние со стороны наиболее сжатой фибры стержня.

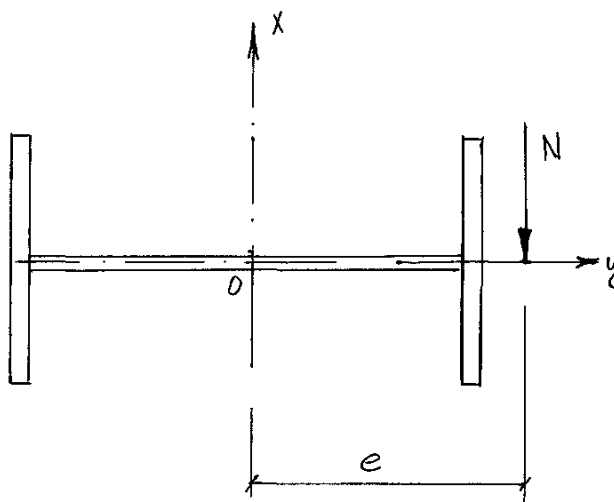
Формула проверки устойчивости внецентренно сжатого стержня будет

$$N / (A\varphi_e) \leq R_y \gamma_c \quad (2.19)$$

Для обеспечения устойчивости внецентренно сжатых (сжато-изогнутых) стержней целесообразно с целью экономии металла развивать сечение в направлении эксцентриситета. Например, как показано на рис.2.6. При этом возрастает опасность потери устойчивости стержня в перпендикулярном направлении – относительно оси “ $y$ ”. В связи с этим в формулу проверки устойчивости относительно оси “ $y$ ” вводится пониженный коэффициент  $c$ .

$$N / c\varphi_y A \leq \gamma_c R_y \quad (2.20)$$

где  $c = N_{cr.M}/N_{cr} = \varphi_y.M/\varphi_y$ ;  $\varphi_y.N_{cr}$  –соответственно коэффициент устойчивости и критическая сила при центральном сжатии;  $N_{cr.M}$ ,  $\varphi_y.M$  – критическая сила и соответствующий коэффициент устойчивости центрального сжатия относительно оси “ $y$ ” при наличии момента в перпендикулярной плоскости. Коэффициент “ $c$ ” зависит от относительного



эксцентриситета  $m_x=e/\rho_x$ . формы поперечного сечения стержня и гибкости  $\lambda_y$ .

**Рис.2.6. Наиболее рациональное положение двутаврового сечения при внецентренном сжатии стержней**

## **2.9. Расчет элементов металлических конструкций при воздействии переменных нагрузок (проверка на усталость)**

При действии переменных многократно повторяющихся нагрузок разрушение конструкции может произойти от усталости металла при напряжениях ниже предела текучести.

Разрушение происходит без заметных пластических деформаций, имеет хрупкий характер (см. выше). Это наблюдается в подкрановых балках, балках рабочих площадок при загрузке их подвижным составом, элементы бункерных эстакад, башни и мачты, испытывающие многократное воздействие порывов ветра и т.п.

Поэтому расчет на усталость следует вести по первому предельному состоянию, т.е.

$$\sigma_{\max} \leq \alpha R_v \gamma_v \quad (2.21)$$

при ограничении

$$\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u, \text{ при } \gamma_u = 1,3, \quad (2.22)$$

где  $R_v$  - условное расчетное сопротивление усталости, зависящее от типа стали и степени концентрации напряжений в проверяемой точке конструкции;  $\gamma_v$  - условный коэффициент усталости;  $\gamma_u = 1,3$  - коэффициент надежности по временному сопротивлению.

Максимальное нагружение здесь сравнивается с условным пределом усталости.

- 
1. В чем заключается проектирование металлических конструкций? (стр.20).
  2. Какова цель расчета металлических конструкций? (стр.20-22).
  3. Этапы проектирования. (стр.20-21).
  4. Что такое предельное состояние конструкции? (стр.21-22).
  5. Первое и второе предельное состояние. (стр.22).
  6. Расчетная формула для подбора сечения. (стр.21).
  7. Физический смысл 1-ого предельного состояния. (стр.21).
  8. Как классифицируют нагрузки? (стр.22).
  9. Как различают нагрузки? (стр.22).
  10. Как учитывают напряженное состояние при работе металлических конструкций? (стр.22).
  11. Напряженное и деформированное состояние центрально нагруженных элементов. (стр.23-25).
  12. Основы расчета изгибаемых элементов. (стр.25-29).
  13. Основы расчета центрально сжатых стержней. (стр.29-31).
  14. В чем заключается расчет стержней, работающих на сжатие или растяжение с изгибом? (стр.32).
  15. Работа внецентренно сжатых стержней. (стр.32).
  16. Как обеспечивается устойчивость металлических конструкций? (стр.32).

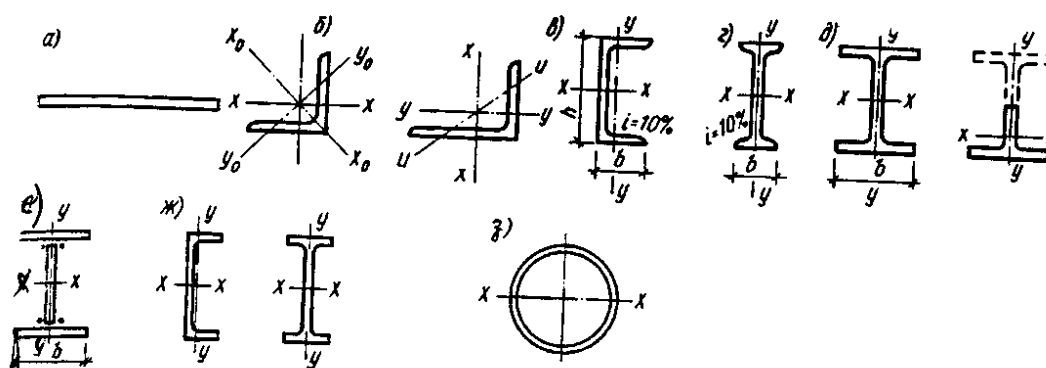
17. Как работают металлические конструкции при воздействии переменных нагрузок, расчет? (стр.33-34).

## РАЗДЕЛ 3. СОРТАМЕНТ

### 3.1. Характеристика основных профилей сортамента

Первичным элементом стальных конструкций является прокатная сталь, которая выплавляется на металлургических заводах. Прокатная сталь, применяемая в стальных конструкциях, делится на две группы: **сталь прокатная листовая** (рис.3.1,а) - тонколистовая, толстолистовая, широкополосная, универсальная и просечно-вытяжная; **сталь профильная** (рис.3.1,б) – уголки, швеллеры, двутавры, тавры, трубы и т.п. Наличие сортаментов готовых прокатных профилей на заводах обеспечивает индустриальное изготовление конструкций.

Перечень прокатных профилей с указанием формы, геометрических



характеристик, веса единицы длины, допусков и условий поставки называется **сортаментом**.

Рис.3.1.Основные виды профилей

Поставляется прокат (листовой, фасонный) партиями. Партия состоит из проката одного размера, одной плавки-ковша и одного режима термообработки. При проверке качества металла от партии отбирают любые две пробы. Прокат поставляется как в горячекатаном, так и в термообработанном состоянии.

Разнообразие видов профилей, входящих в сортамент, частая градация размеров одного вида профиля обеспечивает экономическое проектирование конструкций при возможности создания разнообразных конструктивных форм.

Стоимость разных профилей различна. Наиболее дешевыми являются листовая сталь, прокатные двутавры и швеллеры, что стимулирует их широкое применение. Применение при проектировании большого разнообразия профилей увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т.п. С целью уменьшения объема работ при изготовлении конструкций введены сокращенные сортаменты, составленные для проектирования строительных конструкций из наиболее употребляемых и экономичных профилей.

Изготовленные на заводах металлические элементы конструкций (балки, колонны, фермы и т.п.) собираются на строительных площадках в конструктивные комплексы – сооружения.

Рассмотрение различных критериев эффективности профиля при работе на изгиб и сжатие показало, что решающую роль имеет “тонкостенность” профиля – отношение его высоты к его толщине  $\frac{h}{t}$ , чем оно больше, тем профиль экономичнее. Для прокатных профилей технология прокатки ограничивает толщину стенки 4-6 мм, поэтому применение тонкостенных сварных балок для изгибаемых элементов, а также гнутосварочных коробчатых профилей для сжатых элементов более эффективны, чем применение прокатных профилей, так как толщина стенки в них не ограничена прокатом.

### **3.2. Листовая сталь**

Листовая сталь широко применяется в строительстве, поставляется в пакетах, рулонах и классифицируется следующим образом.

**Сталь толстолистовая** (ГОСТ 19903- 74). Сортамент этой стали включает листы толщиной от 4 мм до 160 мм, шириной от 600 мм до 3800 мм. Наиболее ходовой является ширина до 2400 мм. Листовая горячекатаная сталь поставляется в листах длиной от 6-12 м и толщиной до 160 мм или в рулонах толщиной от 1,2 до 12 мм, шириной от 500...2200 мм. Листы толщиной от 6 до 12 мм имеют градацию по толщине через 1 мм, далее через 2; 3 и 5 мм. Толстолистовая сталь широко используется в листовых конструкциях, в элементах сплошных систем (балок, колонн, рамах и т.д.).

**Сталь тонколистовая** до 4 мм прокатывается холодным и горячим способами. Холоднокатаная сталь (ГОСТ 19904-90) значительно дороже горячекатаной (ГОСТ 19903-74). Тонкая листовая сталь применяется при изготовлении гнутых и штампованных тонкостенных профилей, для кровельных покрытий и т.п. Из холоднокатаной, оцинкованной, рулонированной стали изготавливают профилированные настилы.

**Сталь широкополосная** универсальная (ГОСТ 82-70) благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина стали от 6 до 60 мм, ширина от 200 до 1050 мм и длина от 5 до 12 м. Применение универсальной стали уменьшает трудоемкость изготовления конструкций, так как не требуется резка и выравнивание кромок строжкой.

**Сталь рифленая** (ГОСТ 8568-77) и **просечно-вытяжная** (ГОСТ 8706-58) применяется для ходовых площадок.

### 3.3. Угловые профили

**Угловые профили** прокатывают в виде равнополочных (ГОСТ 8509-86) и неравнополочных (ГОСТ 8510-86) уголков (см. рис. 3.1, б). Сортамент уголков весьма разнообразен: от очень малых профилей с площадью сечения 1-1,5 см<sup>2</sup> до мощных профилей с площадью сечения 140 см<sup>2</sup>. Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование. Уголки широко используются в легких сквозных конструкциях. Рабочие стержни из уголков обычно komponуются в симметричные сечения из двух или четырех уголков (рис.3.2.). Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок. Сжатые стержни сечения обладают большей устойчивостью, особенно составленные из тонких уголков. В стержнях с отверстиями для болтов ослабление сечения отверстиями тем меньше, чем тоньше полки.

### 3.4. Швеллеры

Геометрические характеристики сечения швеллеров (см. рис. 3.1, в, ж) определяются его номером, который соответствует высоте стенки швеллера

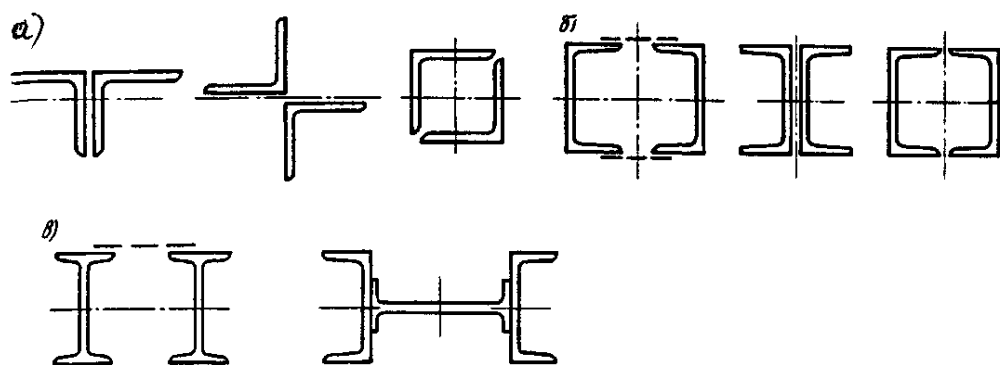


Рис.3.2.Компановка сечений стержней из прокатных профилей

(в см). Сортамент (ГОСТ 8240-89) включает швеллеры от № 5 до № 40 с уклоном внутренних граней полок (см. прил. 16, табл. 5). Однако, уклон внутренних граней полок затрудняет конструирование. В ГОСТ входят и швеллеры с параллельными гранями полок, сечения которых имеют лучшие расчетные характеристики относительно осей  $x$  и  $y$ , так как упрощают болтовые крепления к полкам. Швеллеры применяются в мощных стержневых конструкциях (мостах, большепролетных фермах и т.п.), а также в колоннах, связях и кровельных прогонах.

Стержни из швеллеров, работающие на осевую силу, komponуются в жесткие относительно осей  $x$  и  $y$  симметричные сечения (рис. 3.2, б).

### 3.5. Двутавры

**Двутавры – основной балочный профиль** – имеют наибольшее разнообразие по типам (см. рис. 3.1, з-ж), которые соответствуют определенным областям применения.

**Балки двутавровые обыкновенные** (ГОСТ 8239-89) как и швеллеры, имеют уклон внутренних граней полок и обозначаются номером, соответствующим их высоте в см (рис.3.1, з). В сортамент входят профили от № 10 до № 60 (см. прил.1, табл.3). Стенки у крупных двутавров имеют минимальную толщину и по условиям устойчивости достигают  $1/55$  высоты двутавра. Чем тоньше стенка, тем выгоднее сечение балки при работе ее на изгиб. Однако по условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки получаются значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Благодаря сосредоточению материала в полках двутавры имеют большую жесткость относительно оси  $x$ , но небольшая ширина полок делает их малоустойчивыми относительно оси  $y$ . Двутавры применяются в изгибаемых элементах (балках), а также в ветвях решетчатых колонн и различных опор, где для их устойчивости применяются составные сечения (рис.3.2, в).

**Балки двутавровые широкополочные** (ГОСТ 26020-81) имеют параллельные грани полок (см. рис.3.1, д). Широкополочные двутавры прокатываются трех типов: нормальные двутавры (Б), широкополочные двутавры (Ш), колонные двутавры (К). Высота балочных профилей (Б) достигает 1000 мм, (Ш) – 700 и (К) – 400 мм при отношении ширины полок к высоте от  $b/h=1:1,65$  (при малых высотах) до  $b/h=1:1,25$  (при больших высотах). Колонные профили (К) имеют отношение ширины полок к высоте, близкое 1:1, что придает им устойчивость относительно оси у.

Конструктивные преимущества (параллельность граней полок и мощность сечений) позволяют применять широкополочные двутавры в виде самостоятельного элемента (балки, колонны, стержни тяжелых ферм), не требующего почти никакой обработки, что снижает трудоемкость изготовления конструкций в 2-3 раза.

Из широкополочных двутавров путем разрезки стенки в продольном направлении получают тавровые профили (БТ), (ШТ) и (КТ) (см. рис.3.1,д) удобные для применения в решетчатых конструкциях. По мере расширения производства широкополочных двутавров применение обыкновенных двутавров сокращается.

Развитие автоматической сварки создает благоприятные условия для производства сварных двутавров из универсальной стали по определенному сортаменту, что дает возможность пользоваться ими так же, как и прокатными (рис. 3.1,е).

### 3.6. Тонкостенные профили

Тонкостенные двутавры (ТУ 14-2-205-76) и швеллеры (ТН 14-2-204-76) (см. рис.3.1,ж) прокатываются на непрерывном стане с особо тонкими стенками и полками, что делает их экономичнее обычных прокатных профилей на 14-20%. Тонкостенные профили имеют высоту от 120 до 300 мм и полки с параллельными гранями. Применяются тонкостенные профили в балках площадок, фахверках, легких перекрытиях и покрытиях.

### 3.7. Трубы

**Стальные трубы**, применяемые в строительстве, бывают круглые – горячекатаные (ГОСТ 8732-78 с изм.) и электросварные (ГОСТ 10704-76) (см. рис.3.1,з). Трубчатые профили особенно экономичны при применении в сжатых элементах благодаря наибольшему значению радиуса инерции при заданной площади сечения.

**Горячекатаные бесшовные трубы** имеют диаметр от 25 до 550 мм с толщиной стенок от 2,5 до 75 мм. Эти трубы применяются главным образом в конструкциях радио и телевизионных опор.

**Круглые электросварные трубы** имеют диаметр от 8 до 1420 мм с толщиной стенок от 1 до 16 мм. Эти трубы применяются в трубопроводах, элементах радио и телевизионных опор и конструкциях покрытий, особенно в зданиях с агрессивной средой.

### 3.8. Холодногнутые профили

**Гнутые профили** изготавливаются из листа, ленты или полосы толщиной от 1 до 8 мм и могут иметь самую разнообразную форму (рис. 3.3). Наиболее употребительны уголки равнополочные (ГОСТ 19771-74), неравнополочные (ГОСТ 19772-74), швеллеры (ГОСТ 8278-83), гнуто-сварные профили замкнутые квадратного (ТУ 36-2287-80) и прямоугольного (ТУ 36-2286-80 с изм.) сечений и оцинкованные профилированные настилы (ГОСТ 24045-86). Основная область применения этих профилей – легкие конструкции покрытий зданий, где они, заменяя прокатные профили, могут дать экономию металла до 10%.

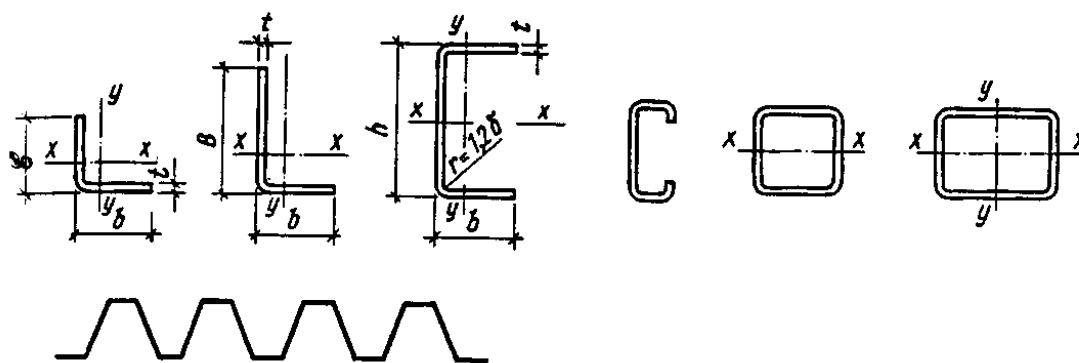


Рис. 3.3. Типы гнутых профилей

### 3.9. Различные профили и изделия из металла, применяемые в строительстве

В сравнительно меньшем объеме применяются в металлических конструкциях профили других конфигураций и стальные материалы разного назначения (стальные канаты и высокопрочная проволока): двутавровые профили для подвесного транспорта (ГОСТ 19425-74), крановые рельсы (ГОСТ 4121-76 с изм.), канаты стальные спиральные (ГОСТ 3062-80; 3063-80; 3064-80), канаты двойной свивки (ГОСТ 3066-80; 3067-74 с изм.; 3068-74 с изм.; 3081-80; 7669-80 с изм.; 14254-80), пучки и пряди из канатной проволоки (ГОСТ 7372-79 с изм.), профили для оконных и фонарных переплетов (ГОСТ 7511-73), сталь листовая волнистая (ГОСТ 3685-71), сталь квадратная  $a = 5-100$  мм (ГОСТ 2591-88), сталь круглая  $d = 6-200$  мм (ГОСТ

2590-88), сталь полосовая  $b = 12-200$  мм,  $t = 4-60$  мм (ГОСТ 103-76), сталь рифленая (ГОСТ 8568-77), сталь просечно-вытяжная (ГОСТ 8706-58).

Кроме того, изготавливаются также трубы специального назначения из стали класса К 52 17Г1С-У:

для магистральных газонефтепроводов по ГОСТ 20295-85,  $d = 720$  и  $820$  мм;

для трубопроводов высокого давления по ТУ 14-3-620-77,  $d = 1000$  мм и  $1220$  мм;

для газонефтепроводов по ТУ 14-3-1138-82,  $d = 1020$  и  $1120$  мм и другие виды специальных профилей.

### 3.10. Профили из алюминиевых сплавов

Строительные профили из алюминиевых сплавов (рис.3.4), получают прокаткой, прессованием или литьем. Листы, ленты и плиты прокатываются в горячем или холодном состояниях. Листы прокатывают толщиной до  $10,5$  мм, шириной до  $2000$  мм и длиной до  $7$  м. Фасонные профили, в том числе и полые (трубчатые), изготавливают горячим прессованием на гидравлических прессах.

Продавливая слитки через матрицы различных типов, можно получить профили разнообразных поперечных сечений. Это существенное преимущество позволяет конструктору использовать наиболее эффективные формы сечений. Возможность получить профили более выгодных сечений в некоторой степени компенсирует меньшую устойчивость стержней из алюминиевых сплавов из-за их низкого модуля упругости материала. Однако габариты поперечного сечения профиля ограничиваются поперечными размерами матрицы и усилием, развиваемым прессом.

Наиболее распространенное на заводах оборудование требует, чтобы профили вписывались в круг диаметром  $320$  мм (в отдельных случаях  $530$  мм). На современном прессовом оборудовании можно изготавливать профили площадью сечения от  $0,5$  до  $300$  см<sup>2</sup>. Гнутые профили изготавливают из листов и

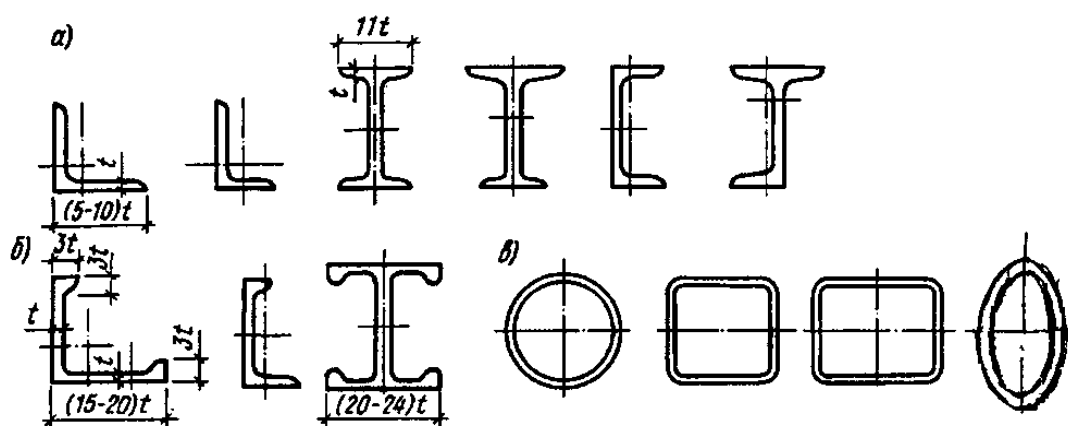


Рис.3.4. Типы профилей из алюминиевых сплавов без бульб ( $\alpha$ ) и с бульбами ( $\delta$ )

лент толщиной до 4 мм гнутым их в холодном состоянии. Из-за низкого модуля упругости алюминиевых сплавов и соответственно ухудшения местной устойчивости ширина свободного свеса полос и высота стенок профилей по отношению к их толщинам принимаются более ограниченными, чем в стальных профилях. Для большего развития сечения и повышения устойчивости стержня профили изготавливаются с бульбами на концах полок (рис. 3.4,б), которые позволяют доводить отношение ширины полки к ее толщине от 9,5 до 21 (см. гл. 2).

Круглые тннутые трубы поставляются с наружным диаметром до 150 мм при толщине стенки 1,5-6 мм. Кроме круглых труб поставляются квадратные, прямоугольные и каплевидные (рис.3.4,в).

Большое число разнообразных профилей применяется для ограждающих конструкций.

### **3.11. Правила использования профилей в строительных конструкциях**

1. При проектировании строительных стальных конструкций следует компоновать каждый элемент и весь объект в целом из минимально необходимого числа различных профилей.
2. Применяемые в одном отправочном элементе уголки, тавры, полосы одного номинального размера, но разной толщины должны иметь разность толщин одноименных профилей не менее 2 мм.
3. Не допускается применять в одном отправочном элементе одинаковые профилиразмеры из разных марок сталей.
4. Применение в одном объекте профилированных листов одной номинальной высоты, но разной толщины не допускается.

## **РАЗДЕЛ 4. СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ**

Сварные соединения являются основным видом соединений в строительных конструкциях. При проектировании конструкций со сварными соединениями следует предусмотреть применение высокопроизводительных эффективных видов сварки, обеспечивающих повышение надежности сварных соединений и производительности труда.

**Сваркой металлов** называют технологической процесс образования неразъемного соединения деталей конструкции путем местного сплавления или совместного пластического деформирования в области соединения этих деталей, сопровождающегося диффузией атомов. В результате сварки возникает прочное сцепление, основанное на межатомном взаимодействии в примыкающих участках деталей.

Сварка позволяет получить простую конструктивную форму соединения, дает экономию металла по сравнению с другими видами соединений (например, болтовыми), позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы изготовления. Сварные соединения обладают свойством газо- и водонепроницаемости, что важно для листовых конструкций, предназначенных для хранения газов или жидкостей (резервуары, газгольдеры, трубопроводы).

Однако при проектировании сварных конструкций следует помнить, что процесс сварки, являясь мощным энергетическим процессом, вносит изменения в свойства исходного металла. В сварном соединении образуются зоны с различным химическим составом металла, различной структуры, различными механическими свойствами. Возможные дефекты сварных соединений (поры, подрезы и др.) также создают неоднородность соединения.

Все эти обстоятельства учитываются при проектировании конструкций путем применения сварочных материалов в соответствии со свойствами основного материала и условиями работы (температура окружающей среды при изготовлении и эксплуатации, вид напряжения – статические нагрузки или циклические и т.п.), выбор режима сварки, а также назначения специальных коэффициентов сварного соединения.

#### 4.1. Виды сварки, применяемые в строительстве

В настоящее время внедряются такие процессы, как электронно-лучевая, плазменная, лазерная и другие виды сварки. Пластичность используемых в строительстве материалов, размеры элементов конструкций и характер внешних воздействий на конструкции позволяют использовать в основном в строительстве электродуговую сварку, реже газовую и контактную.

**Длинномерные швы** в конструкциях (поясные швы балок, колонн и др.) выполняются в заводских условиях автоматической сваркой под флюсом. Флюс защищает изделие от вредного воздействия окружающей среды на металл соединения. При этом механизированы два рабочих движения: подача электродной проволоки и относительное перемещение дуги и изделия. К недостаткам автоматической сварки можно отнести затруднительность выполнения швов в вертикальном и потолочном положении, что ограничивает ее применение на монтаже.

**Короткие швы** (приварка ребер, сварка узлов в решетчатых конструкциях) выполняют полуавтоматической сваркой. При этом автоматически подается сварочная электродная проволока, а передвижение дуги по изделию производится вручную. Полуавтоматическую сварку стальных конструкций чаще выполняют в среде защитного газа  $CO_2$  (углекислый газ). Реже применяют сварку порошковой проволокой.

В ряде случаев используют ручную сварку качественными электродами, т.е. с качественным покрытием (толстым покрытием). При ручной дуговой

сварке оба главных рабочих движения – подача электродной проволоки и передвижения дуги по изделию – выполняются вручную.

Ручная электродуговая сварка универсальна и широко распространена, так как может выполняться в любом положении. К недостаткам ручной сварки относятся меньшая глубина проплавления основного металла, меньшая производительность процесса из-за относительно низкой величины применяемого сварного тока, а также меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с автоматической сваркой под флюсом.

**Электродшлаковая сварка** - разновидность сварки плавлением; этот тип сварки удобен для вертикальных стыковых швов металла толщиной от 20 мм и более. Процесс сварки ведется голый электродной проволокой под слоем расплавленного шлака, сварочная ванна защищена с боков медными формирующими шов ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Качество шва получается очень высокое.

**Ванная сварка** – разновидность электродшлаковой, применяется в некоторых случаях при сварке арматуры большой толщины в железобетонных конструкциях.

## 4.2. Виды сварных швов и соединений

**Сварным швом** (в дуговой сварке) называется конструктивный элемент сварного соединения на линии перемещения источника сварочного нагрева (дуги), образованный затвердевшим после расплавления металлом.

Сварные швы классифицируются по конструктивному признаку, назначению, положению, протяженности и внешней форме.

По конструктивному признаку швы разделяют на **стыковые и угловые** (валиковые). Стыковые швы наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений, но требуют дополнительной разделки кромок швы бывают V-, U-, X- и К-образные. Для V- и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных не проваров (рис.4.1), являющихся источником концентрации напряжений.

При автоматической сварке принимаются меньшие размеры разделки кромок швов вследствие большего проплавления соединяемых элементов (см. табл.4.1). Чтобы обеспечить полный провар шва, односторонняя автоматическая сварка часто выполняется на флюсовой подушке, медной подкладке или стальной остающейся подкладке.

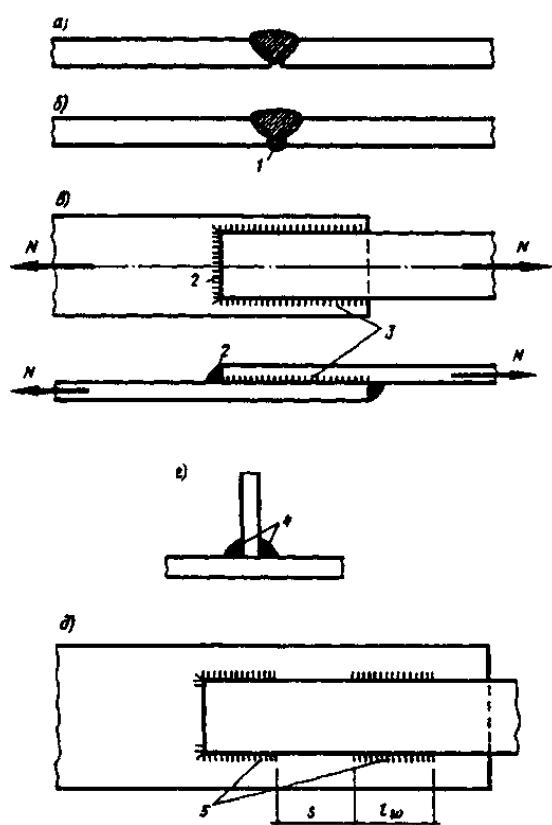
При электродшлаковой сварке разделка кромок листов не требуется, но зазор в стыке принимают не менее 14 мм.

Угловыми швами, весьма часто применяемыми в конструкциях, являются поясные швы в балках и колоннах. Такими швами привариваются элементы конструктивного оформления (ребра, накладки), а также элементы в углах решетчатых конструкций и т.п. Угловые (валиковые) швы наваривают в угол,

образованный элементами, расположенными в разных плоскостях. Применяющаяся при этом разделка кромок изделий показана в табл. 4.1.

Угловые швы, расположенные параллельно действующему осевому усилию, называются **фланговыми**, а расположенные перпендикулярно – **лобовыми**.

Швы могут быть рабочими или связующими (конструктивными), сплошными или прерывистыми (шпоночными). По положению в пространстве во время их выполнения они бывают нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными (рис. 4.2.). Сварка нижних швов наиболее



**Рис. 4.1. Виды швов.**

*а – стыковой шов в однопроходном стыковом соединении; б – стыковой шов с подваркой корня в однопролетном стыковом соединении; в – фланговый и лобовой швы в нахлесточном соединении; г – угловые швы в тавровом соединении; д – прерывистые (шпоночные) швы в нахлесточном соединении; 1 – подварка корня шва; 2 – лобовой шов; 3 – фланговый шов; 4 – угловые швы; 5 – прерывистые или шпоночные швы*

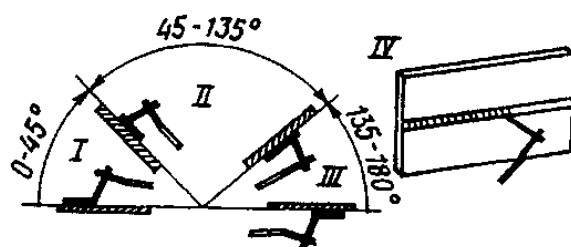
удобна, легко поддается механизации, дает лучшее качество шва, поэтому при проектировании следует рассматривать возможность выполнения большинства швов в нижнем положении. Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы в большинстве своем выполняются при монтаже. Они плохо

поддаются механизации, выполнить их вручную трудно, качество шва хуже, поэтому применение их в конструкциях ограничено.

Различают следующие сварные соединения: стыковые, внахлестку, угловые и тавровые (рис.4.3).

**Стыковыми** называются соединения, в которых элементы соединяются торцами и один элемент является продолжением другого. Такие соединения наиболее рациональны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений при передаче усилий, экономичны и удобны для контроля.

Стыковые соединения листового металла выполняют прямым или косым швом.



**Рис. 4.2. Положение швов в пространстве**

*I – нижнее; II – вертикальное; III – потолочное; IV – горизонтальное на вертикальной поверхности*

**Соединения внахлестку** называют такие, в которых свариваемые элементы, частично находят друг на друга (рис.4.3,б). Эти соединения широко применяют для сварки листовых конструкций небольшой толщины (2-5 мм), в решетчатых и других видах конструкций. Разновидностью соединений внахлестку являются соединения с накладками с целью усиления стыков.

Соединения внахлестку с накладками просты, но менее экономичны по расходу металла и вызывают резкую концентрацию напряжений, поэтому их редко используют при переменных и динамических нагрузках, а так же при низкой температуре.

**Угловыми** называются соединения, в которых свариваемые элементы расположены под углом (рис.4.3,з).

**Тавровые** соединения отличаются от угловых тем, что в них торец одного элемента приваривается к поверхности другого (рис.4.3,д).

Во всех видах сварных соединений применяются угловые швы (валиковые). Только стыковые соединения выполняются с помощью стыковых швов.

Работоспособность сварного соединения зависит от его качества, т.е. минимального числа дефектов. Наиболее часто встречающимися дефектами сварного соединения являются:





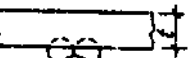
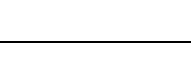
а) **подрезы**, представляющие собой углубления (канавки) в металле, идущими вдоль границы шва;

б) **непровары** - отсутствие оплавления между металлом шва и основным металлом. При этом в местах непроваров обнаруживаются тонкие пленки оксидов и шлаковые включения;

в) **шлаковые (неметаллические) включения** – частицы шлака, не успевшие всплыть на поверхность шва до затвердения металла шва;

г) **поры** – области, заполненные газом, выделяющимся в процессе сварки;

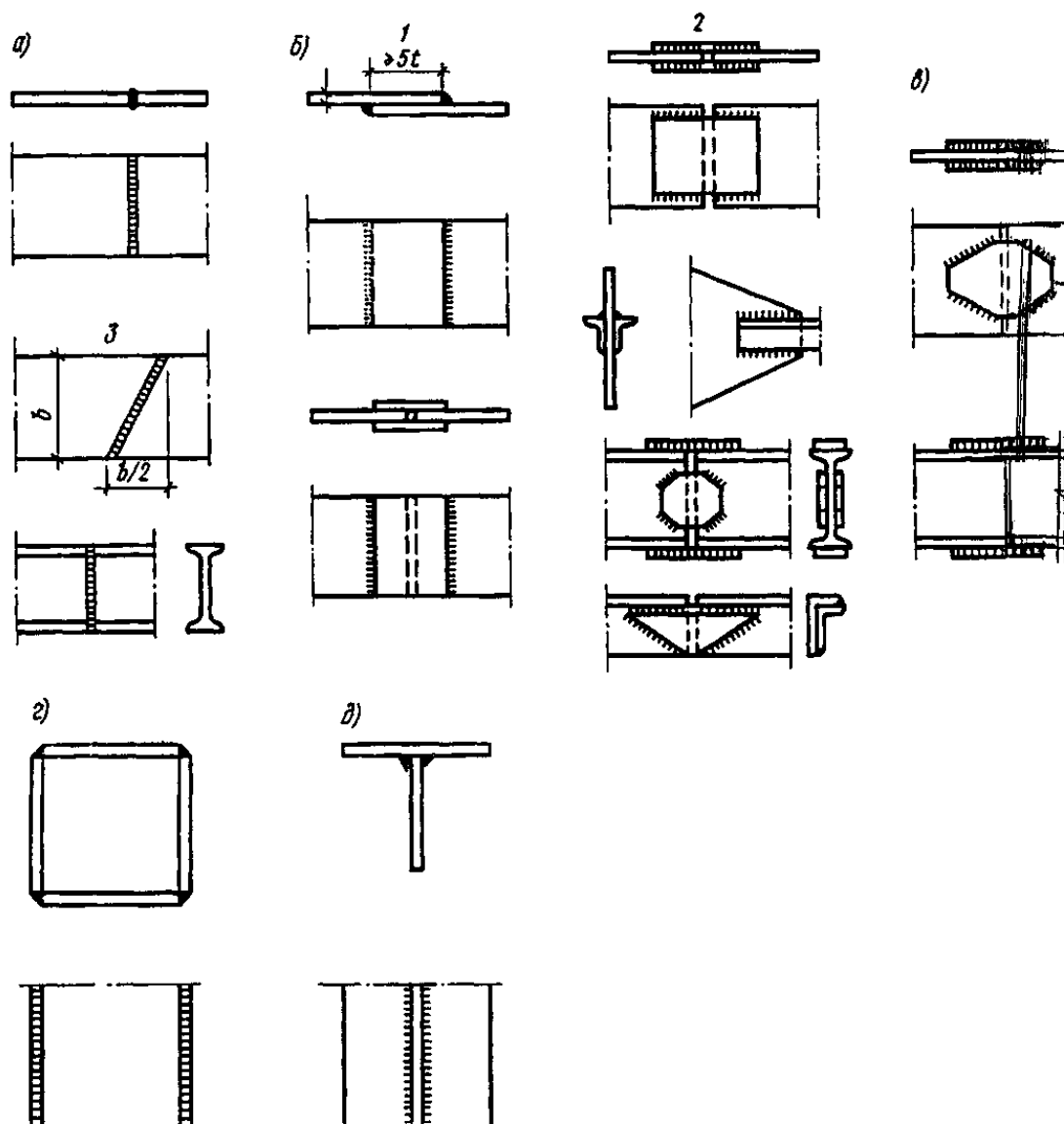
**Т а б л и ц а 4.1. Виды сварки в зависимости от толщины шва (двусторонняя или с подваркой корня)**

Соединение	Шов	Эскиз	Значение $l$ , мм, для сварки		
			автоматической и полуавтоматической под флюсом	электродуговой в защитных газах	ручной электродуговой
Стыковое	Без разделки кромок V-образный X-образный		2 – 20	3 – 12	2 - 8
			14 – 34 20 – 60	8 – 60 12 – 120	10 - 50 12 - 60
					
Тавровое	Без разделки со сплошным проплавлением		3 – 40 16 - 40	2 - 40 12 - 80	2 - 30 12 - 60
					
					

д) **горячие трещины** – разрушение металла шва при температурах близких к температурам солидуса. Горячие трещины представляют собой межкристаллитное или межзеренное разрушение. При попадании в трещину воздуха, поверхность ее покрывается темными оксидами коричнево-синеватого цвета. Горячие трещины появляются тогда, когда металл шва не набрал еще способности сопротивляться развитию деформаций.

е) **холодные трещины** наблюдаются после охлаждения сварного соединения. Характерной особенностью этих трещин является блестящий кристаллический излом без следов высокотемпературного окисления. Образованию холодных трещин способствует изменение структуры металла в результате сварки, насыщения металла шва водородом из атмосферы

сварочной дуги, а в некоторых случаях, основного металла в результате процесса термодиффузии, а также наличие напряжений, включая сварочные напряжения. Сварочные напряжения приводят к образованию холодных



**Рис. 4.3. Виды сварных соединений**

*а – стыковые; б – внахлестку; в – комбинированные; г – угловые; д – тавровые; 1 – лобовые; 2 – фланцевые швы; 3 – косой шов*

трещин после сварки до нагружения конструкции эксплуатационными нагрузками и даже до монтажа.

**Все дефекты снижают работоспособность конструкции,** так как являются концентраторами напряжения, однако, при определенных размерах, форме, числе и расположении сварных швов в соединении работоспособность конструкции может быть обеспечена в соответствии с заданными условиями эксплуатации (вид нагружения – статическое или циклическое, температура

эксплуатации и т.п.). **Особо важную роль играют выбранные методы контроля качества сварных соединений и тщательность их выполнения.**

При сварке конструкций наблюдаются как продольная (вдоль линии шва), так и поперечная (перпендикулярно шву) усадки, в результате чего форма конструкции искажается по отношению к исходному состоянию (или проектному). Это явление называется **короблением**.

Чтобы избежать коробления конструкции, при изготовлении применяют ряд мероприятий. Мероприятия могут быть предварительными, сопутствующими и последующими, т.е. проводятся после сварки.

К основным мероприятиям относятся следующие:

- увеличение жесткости путем специальных закреплений свариваемых элементов (кондукторы, кассеты и т.п.);

- создание деформаций обратного знака до сварки (обратный выгиб и т.п.);

- пластическое деформирование обратного знака (растяжение металла шва и около шовной зоны – прокатка, проколачивание и т.п.);

- местный подогрев, применяемый обычно с целью уменьшения неравномерности распределения температуры при сварке;

- применение правильного порядка сварки; при выполнении ряда швов первыми следует делать швы, расположенные ближе к центру тяжести сечения свариваемого элемента, например, в несимметричном двутавре первой должна привариваться к стенке полка большого сечения;

- механическая правка деформированных изделий.

### **4.3. Конструирование и работа сварных соединений**

При проектировании сварных соединений необходимо учитывать их неоднородность, определяемую концентрацией напряжений, изменением механических характеристик металла и наличием остаточного и напряженно-деформированного состояния.

Хорошо сваренные встык соединения имеют небольшую концентрацию напряжений от внешних сил, поэтому прочность таких соединений при растяжении или сжатии зависит от прочностных характеристик основного металла и металла шва. Разделка кромок соединяемых элементов не влияет на статическую прочность соединения и может не учитываться.

Сварной шов в начале и конце, насыщен дефектами (в силу неустановившегося теплового режима сварки), поэтому начало и конец шва следует выводить на технологические планки (рис.4.4,а,б), после окончания сварки и остывания шва эти планки удаляются. В случае невозможности вывести концевые участки шва на технологические планки расчетная длина шва будет меньше его фактической длины.

Гарантировать допустимые величину и число дефектов в сварном соединении на его участке затруднительно, поэтому необходим контроль качества соединения. Надежными методами контроля являются физические

методы (ультразвук, рентгеновское просвечивание, просвечивание гамма лучами). При невозможности (или затруднительности) использования физических методов контроля стык проектируют косым (ось шва наклонена к оси элемента под углом  $60^\circ$ , что обеспечивает достаточную прочность соединения, рис.4.4,б).

С помощью угловых швов выполняются различные виды соединений в металлических конструкциях: тавровые, в угол, внахлест.

Соединения внахлестку выполняются угловыми швами; они могут быть как фланговыми, так и лобовыми.

В соответствии с характером передачи усилий **фланговые швы** работают одновременно на срез и изгиб. Разрушение шва начинается с конца и происходит как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления, особенно если наплавленный металл прочнее основного.

**Лобовые швы** передают усилия достаточно равномерно по ширине элемента, но крайне неравномерно по толщине шва, вследствие резкого искривления силового потока при переходе усилия с одного элемента на другой, особенно, напряжения велики в корне шва. Уменьшение концентрации напряжения можно достичь плавным примыканием привариваемой детали, механической обработкой (сглаживанием) поверхности шва и конца, увеличением полости шва (например, шов с соотношениями катетов 1:1,5), применением вогнутого шва и увеличением глубины проплавления. Эти приемы желательно применять в конструкциях, работающих на переменные нагрузки и при низкой температуре.

Разрушение лобовых швов происходит так же как фланговых по одному из двух сечений (металлу шва или по металлу сплавления).

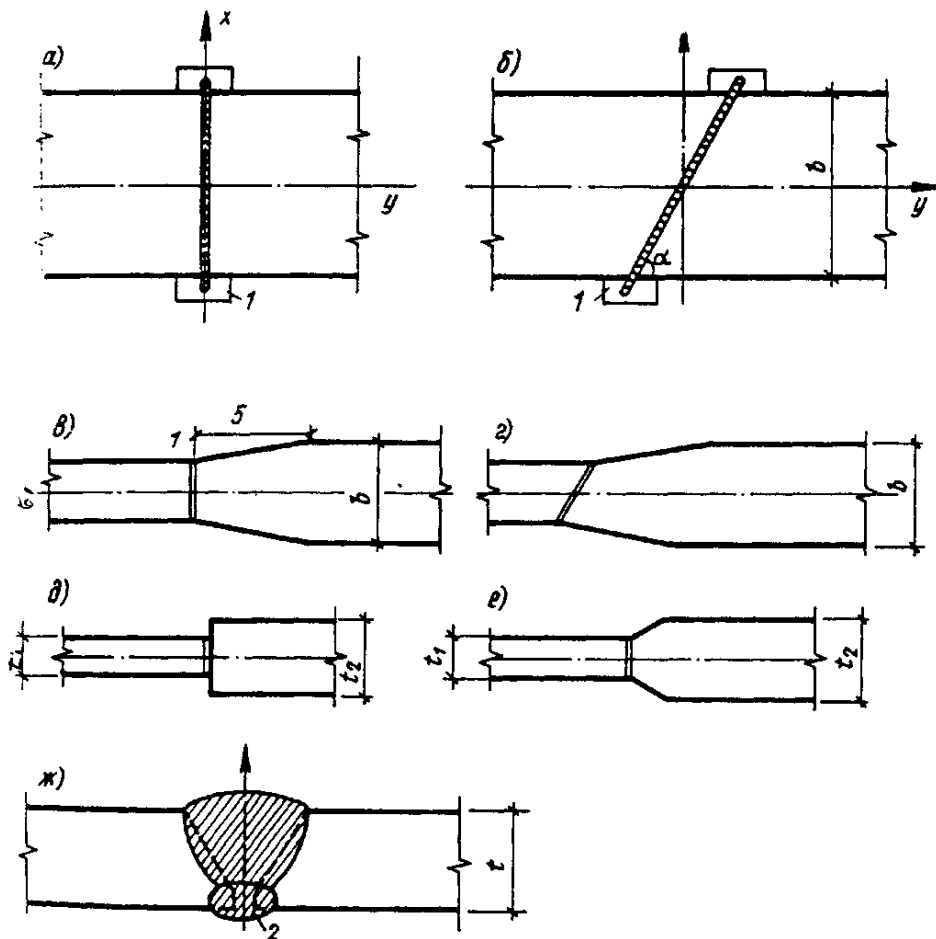
#### 4.4. Расчет сварных соединений

При расчете сварных соединений необходимо учитывать вид соединения, способ сварки (автоматическая, полуавтоматическая, ручная) и сварочные материалы, соответствующие основному материалу конструкции (табл. 4.2).

Расчет стыковых сварных соединений при действии осевой силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, выполняют по формуле

$$N/tl_w \leq R_{wy}\gamma_c. \text{ Отсюда } l_w = N/t \cdot R_{wy}\gamma_c \quad (4.1)$$

где  $t$  - наименьшая из толщин соединяемых элементов;  $l_w$  - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на  $2t$ , или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка (например, на технологические планки, см. рис.4.4,б);  $R_{wy}$  - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений по пределу текучести (см.СНиП II-23-81\*, прил.5);  $\gamma_c$  - коэффициент условия работы.



**Рис. 4.4. Виды сварных стыковых соединений**

*а – прямой стык; б – косой стык; в, г – при разной ширине соединяемых элементов; д, е – при разной толщине соединяемых элементов; ж – однослойный с подваркой корня; 1 – технологические планки; 2 – подварочный шов*

При отсутствии физических методов контроля расчетное сопротивление металла сварного соединения по нормам составляет  $R_{wy} = 0,85R_y$ .

Чтобы соединение было равнопрочным основному элементу, длина шва должна быть больше размера “ $b$ ” (рис.4.5), поэтому в соединении применяют косой шов, который выполняют с наклоном реза  $\alpha$  при  $tg\alpha = 2:1$ . Такой шов равнопрочен с основным металлом и не требует проверки прочности. При действии сдвигающей силы  $Q$  на стыковой шов, в шве возникают срезающие напряжения  $\tau_w$ .

Расчетное сопротивление при сдвиге соединения  $R_{ws} = R_s$ , где  $R_s$  - расчетное сопротивление основного металла на сдвиг.

Если расчетное сопротивление металла шва в стыковом соединении  $R_{ws}$  меньше расчетного сопротивления основного металла, проверку выполняют по сечению металла шва.

**Т а б л и ц а 4.2. Материалы для сварных соединений стальных конструкций**

Сталь	Материал			Нормативное сопротивление металла шва $R_{wш}$ , кН/см <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление металла угловых швов $R_{wf}$ , кН/см <sup>2</sup>
	Марка сварочной проволоки при сварке в углекислом газе или в его смеси с аргоном	Марка флюса при сварке под флюсом	Тип электрода при сварке покрытыми электродами		
С235, С245, С255, С275, С285, Ст3кп, Ст3пс, Ст3сп, 20	Св-08А Св-08ГА	АН-348А АН-60	Э42*, Э42А	41	18
			Э46*, Э46А	45	20
С345, С345Т, С375, С390, С390Т, С390К, С440, 09Г2С, 16Г2АФ	Св-08Г2С*	АН-17-М АН-43 АН-47 АН-348-А*	--	45	20
			Э50*, Э50А	49	21,5
			--	--	--
			--	59	24
С345К	Св-08ХГ2СДЮ    Св-08Х1ДЮ	АН-348-А	--	49	21,5

**П р и м е ч а н и е:** 1. Для проволок Св-08Г2С следует принимать  $R_{wш} = 49$  кН/см<sup>2</sup> и  $R_{wf} = 21,5$  кН/см<sup>2</sup>, кроме угловых швов с катетом  $k_f = 8$  мм. 2. При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать материалы, не указанные в настоящей таблице. При этом свойства металла шва должны удовлетворять требованиям технических условий.

Использование данного материала уточнить по СНиП.

В отдельных случаях, например, при вибрационной нагрузке, рассчитывают и косые швы, разложив действующее усилие на перпендикулярное оси шва и действующее вдоль шва, находим (рис.4.5,б)

$$\sigma_w = N \sin \alpha / t l_w \text{ - перпендикулярно шву,}$$

$$\tau_w = N \cos \alpha (t l_w) \text{ - вдоль шва,}$$

где  $l_w = b / \sin \alpha - 2t$  - расчетная длина косого шва.

Сварные стыковые соединения, выполненные без применения физических методов контроля качества, при одновременном действии в одном и том же сечении шва нормальных напряжений  $\sigma_{wx}$  и  $\sigma_{wy}$ , действующих по взаимно

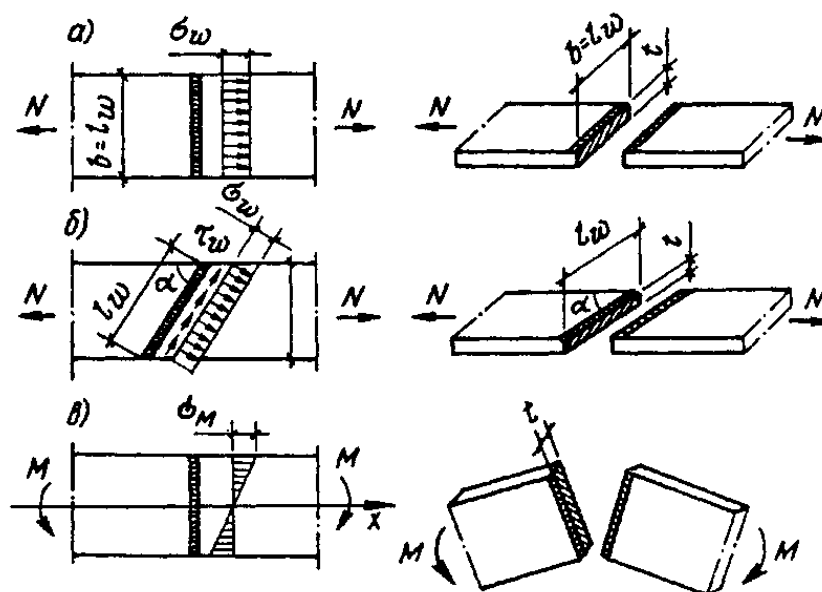


Рис. 4.5. К расчету стыковых швов

*а – на продольную силу; б – на продольную силу стыка с косым швом; в – на изгиб*

перпендикулярным направлениям «Х» и «У» и касательных напряжений следует проверять по формуле:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx} \cdot \sigma_{wy} + 3\tau_{wxy}^2} \leq 1,15R_{wy} \cdot \gamma_c \quad (4.2)$$

Разрушение сварных соединений с угловыми лобовыми и фланговыми швами происходит как по металлу шва, так и по металлу границы сплавления (рис.4.6). В соответствии с этим расчет выполняют по одному из двух сечений: сечению 1 по металлу шва и сечению 2 – по металлу границы сплавления (рис.4.7), в зависимости от того какое сечение более опасно. Угловые швы всегда работают в условиях сложного напряженного состояния и срезающее напряжение доминирует. Поэтому СНиП допускает производить расчет на срез, названный “условным” срезом.

Расчетная площадь сечения шва при разрушении по металлу шва равна  $A_{wf} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w$ , при разрушении по металлу границы сплавления  $A_{wz} = \beta_z k_f l_w$

Расчетным является сечение по металлу границы сплавления. В этом случае расчетная длина шва  $l_w = N / \phi \beta_z k_f R_{wz}$ .

Если  $\beta_f k_f / 0,45 \beta_z R_{wz} < 1$ , то расчетным сечением является сечение по металлу шва и напряжение  $\tau_{wf} = N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wf} \gamma_c$ .

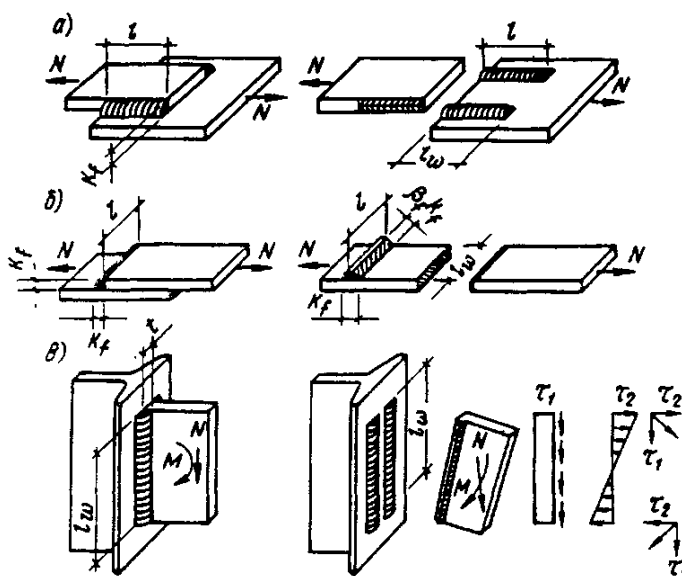
$$(4.3)$$

Если  $\beta_f R_{wf} / 0,45 \beta_z R_{wz} > 1$ , то проверка прочности соединения выполняется по металлу границы сплавления, тогда:

$$\left. \begin{aligned} \tau_{wz} &= N / \beta_f k_f l_w \leq R_{wz} \gamma_c \\ R_{wz} &= 0,45 R_{un} \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

где  $N$  - усилие проходящее через центр тяжести соединения;  $l_w$  - расчетная длина шва в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом 1 см;  $\beta_f$  и  $\beta_z$  - коэффициенты, принимаемые по табл.4.3 и учитывающие проплавление металла при сварке. Физический смысл коэффициентов  $\beta_f$  и  $\beta_z$  - отношение минимальных размеров в сечении шва к катету шва (см. рис.4.7). При ручной сварке, когда глубина проплавления невелика и заштрихованную площадь на рис.4.7,б можно считать равносторонним прямоугольником, а  $\beta_f = 0,7$ .

Из формулы (4.3) и (4.4) можно определить катет шва “ $k_f$ ”, который должен быть не меньше величин, указанных в табл.4.4. СНиП. Однако, чем меньше отношение катета шва (или толщина шва) к толщине свариваемого металла  $k_f/t$ , тем более хрупким становится металл шва, что ведет к образованию

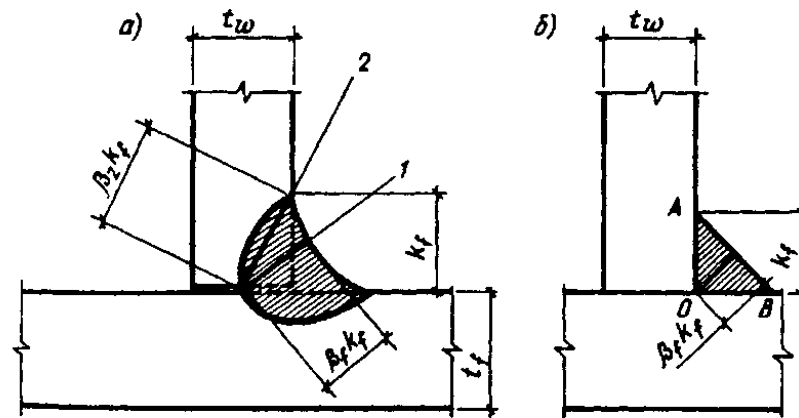


**Рис 4.6. К расчету угловых швов**

**а** - на разрушение соединений с фланговыми швами; **б** - с лобовыми швами; **в** - работающих на изгиб

трещин. Поэтому СНиП диктует, что катеты угловых швов  $k_f$  должны быть не более  $1,2t$ , где  $t$  - наименьшая толщина соединяемых элементов.

Сварные соединения с угловыми швами при действии “ $M$ ” в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, рассчитывают на срез:



**Рис. 4.7 Расчетные сечения шва**

*1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления*

по металлу шва

$$M/W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad (4.5)$$

по металлу границы сплавления

$$M/W_z < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.6)$$

где  $W_f$  и  $W_z$  - моменты сопротивления расчетных сечений сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;  $\gamma_{wf}$  и  $\gamma_{wz}$  - коэффициенты условия работы шва,  $\gamma_{wf} = 1$  и  $\gamma_{wz} = 1$  во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах, указанных в СНиП 2.01.07-85;  $R_{wf}$  и  $R_{wz}$  - расчетные сопротивления металла шва и металла границы сплавления (см. табл.4.2 и прил.2).

При действии момента в плоскости расположения швов их рассчитывают на срез по формулам:

$$\text{по металлу шва} \quad \frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{zx} + J_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.7)$$

$$\text{по металлу границы сплавления} \quad \frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{zx} + J_{zy}} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \quad (4.8)$$

где  $x$  и  $y$  - коэффициенты точки  $A$  сварного соединения, наиболее удаленные от центра тяжести;  $J_{fx}$  и  $J_{fy}$  - моменты инерции расчетного сечения сварного соединения по металлу

шва относительно его главных осей “х” и “у”;  $J_{zx}$  и  $J_{zy}$  - то же, по металлу границы сплавления.

При расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной силы, поперечной силы  $Q$  и момента  $M$  должны выполняться условия

$$\tau_f < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \quad \text{и} \quad \tau_f \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c ;$$

где  $\tau_f$  и  $\tau_z$  - напряжения в точке расчетного сечения сварного соединения соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления, определяемые по формуле:

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_N + \tau_{My})^2} \quad (4.9)$$

**Т а б л и ц а 4.3. Коэффициенты проплавления в зависимости от вида сварки**

Вид сварки и диаметр сварочной проволоки, мм	Положение шва	Коэффициент проплавления	Значения коэффициентов и при нормальных режимах сварки и катетов швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 – 16	>16
Автоматическая, d = 3 - 5	В лодочку	$\beta_f$	1,1			0,7
		$\beta_z$	1,15			1,0
	Нижнее	$\beta_f$	1,1	0,9		0,7
		$\beta_z$	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и полуавтоматическая, d =1,4 – 2	В лодочку	$\beta_f$	0,9		0,8	0,7
		$\beta_z$		1,05	1,0	
	Нижнее Горизон- тальное Вертикаль- ное	$\beta_f$	0,9	0,8	0,7	
		$\beta_z$	1,05	1,0		
Ручная полуавтоматическая проволокой сплошного сечения, d < 1,4, или порошковой проволокой	В лодочку Нижнее Горизон- тальное Вертикаль- ное Потолочное	$\beta_f$	0,7			
		$\beta_z$	1,0			

# **Металлические конструкции**

Учебное пособие  
для студентов специальности

(часть II)

## **РАЗДЕЛ 9. ФЕРМЫ**

## 9.1 Классификация ферм и область их применения

Фермой называется система стержней соединенных между собой в узлах и образующих геометрически неизменяемую конструкцию. При узловой нагрузке жесткость узлов несущественно влияет на работу конструкции, и в большинстве случаев их можно рассматривать как шарнирные. В этом случае все стержни ферм испытывают только растягивающие или сжимающие осевые усилия.

Фермы экономичнее балок по расходу стали, но более трудоемки в изготовлении. Эффективность ферм по сравнению со сплошнотенчатыми балками тем больше, чем больше пролет и меньше нагрузка.

Фермы бывают плоскими (все стержни лежат в одной плоскости) и пространственными.

Плоские фермы воспринимают нагрузку, приложенную только в их плоскости, и нуждаются в закреплении их связями. Пространственные фермы образуют жесткий пространственный брус, воспринимающий нагрузку в любом направлении (рис.9.1).

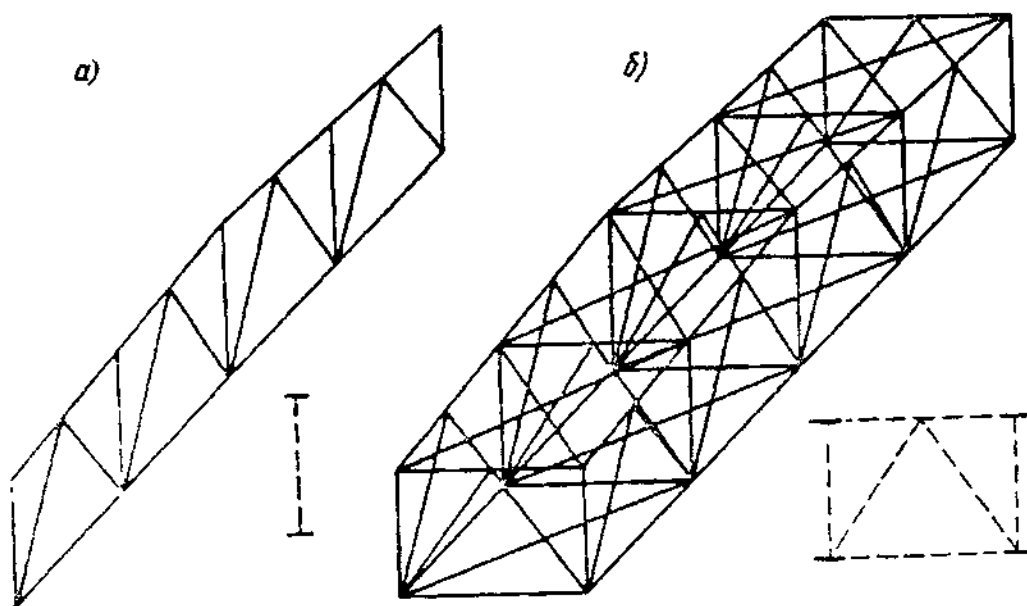
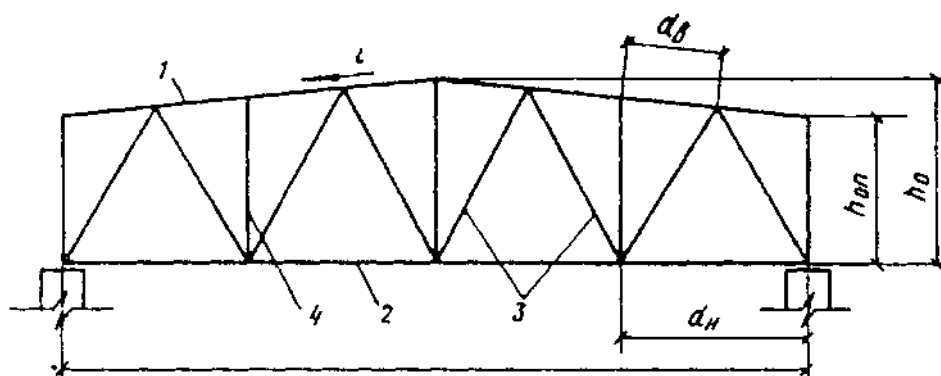


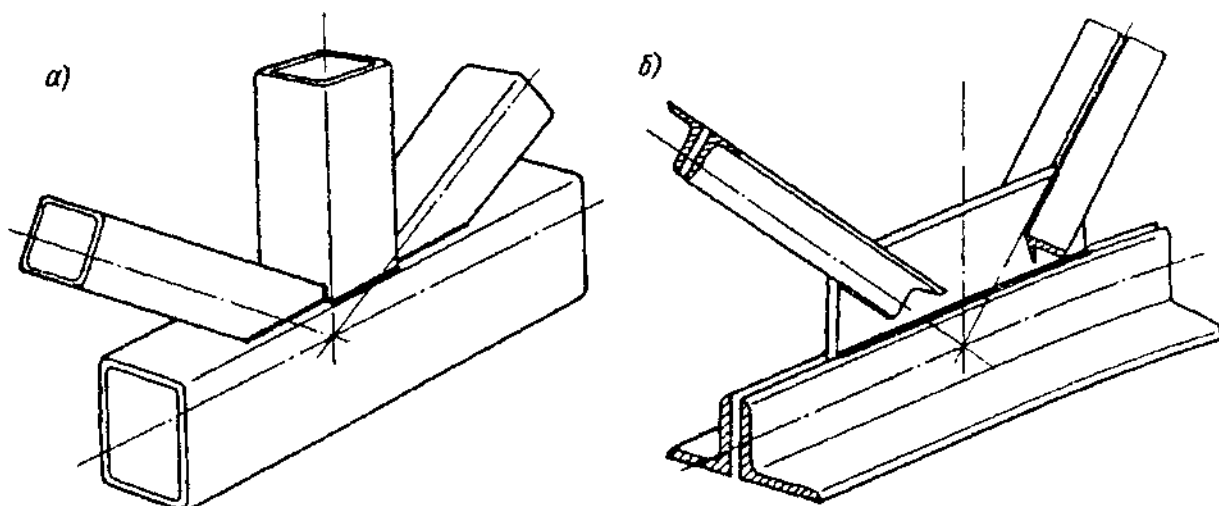
Рис. 9.1. Плоская (а) и пространственная (б) фермы

Основными элементами ферм являются пояса, образующие контур фермы, и решетка, состоящая из раскосов и стоек (рис. 9.2). Соединение элементов в узлах осуществляется путем непосредственного примыкания одних элементов к другим (рис. 9.3,а) или с помощью узловых фасонек (рис. 9.3,б). Элементы ферм центрируются по осям центра тяжести для снижения узловых моментов и обеспечения работы стержней на осевые усилия.



1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – раскосы; 4 – стойки

Рис. 9.2. Элементы ферм



а – с непосредственным примыканием элементов; б – на фасонках

Рис. 9.3. Узлы ферм

Расстояние между соседними узлами поясов называется панелью ( $d_v$  – панель верхнего пояса,  $d_n$  – нижнего), а расстояние между опорами – пролетом ( $l$ ).

Пояса ферм работают на продольные усилия и момент (аналогично поясам сплошных балок); решетка ферм воспринимает в основном поперечную силу, выполняя функции стенки балки.

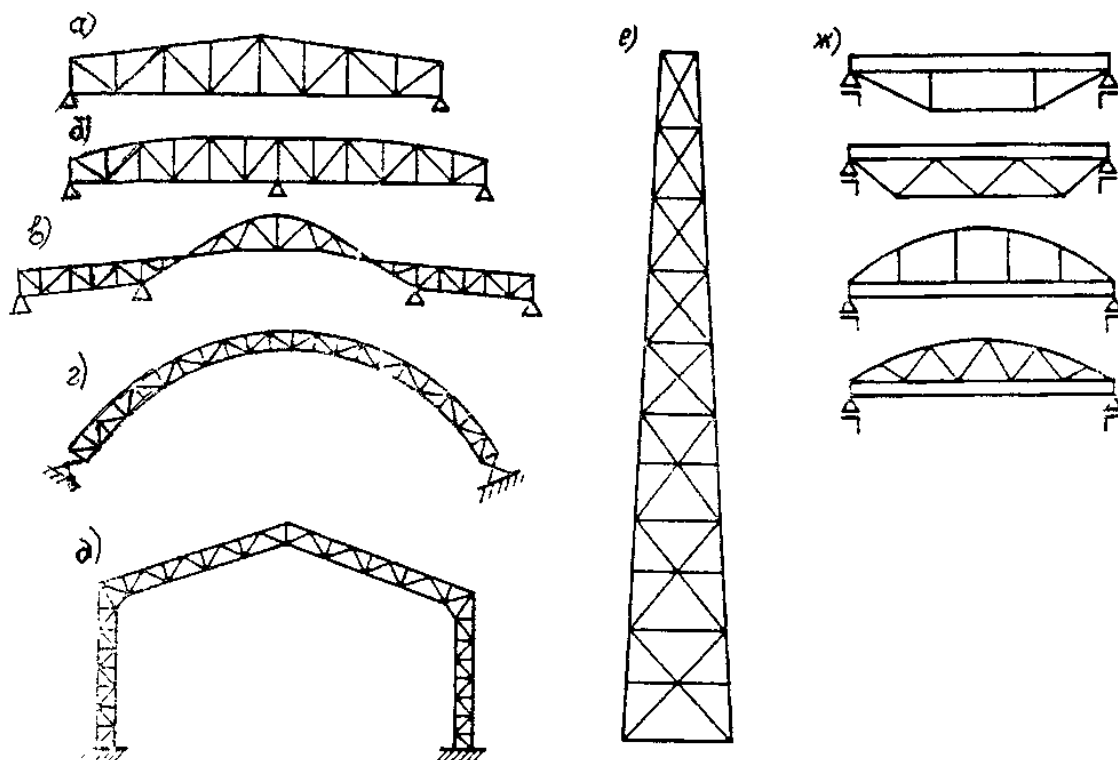
Знак усилия (минус – сжатие, плюс – растяжение) в элементах решетки ферм с параллельными поясами можно определить, если воспользоваться “балочной аналогией”.

Стальные фермы широко применяются во многих областях строительства; в покрытиях и перекрытиях промышленных и гражданских зданий, мостах,

опорах линий электропередачи, объектах связи, телевидения и радиовещания (башни, мачты), транспортных эстакадах, гидротехнических затворах, грузоподъемных кранах и т. д.

Фермы имеют разную конструкцию в зависимости от назначения, нагрузок и классифицируются по различным признакам:

**по статической схеме** – балочные (разрезные, неразрезные, консольные); арочные, рамные, комбинированные (рис. 9 4);

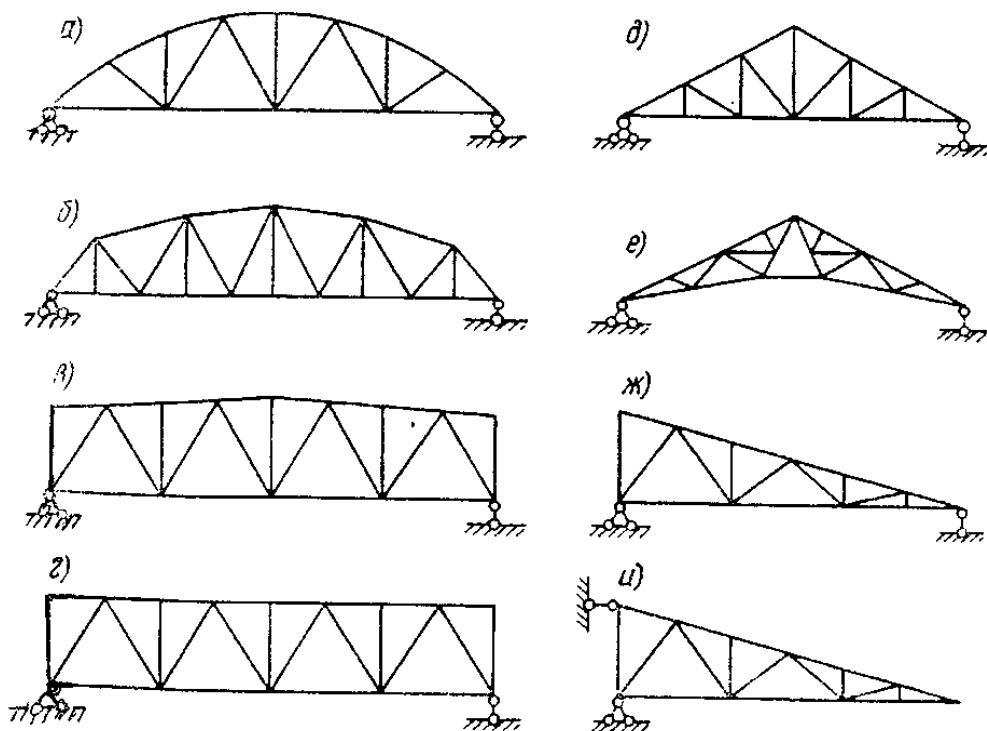


а – балочная разрезная; б – неразрезная; в,е – консольная; г – арочная; д – рамная;  
Рис.9.4. Системы ферм ж - комбинированная

**по очертанию поясов** – с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные, полигональные, сегментные (рис. 9.5);

**по системе решетки** – треугольная, раскосная, крестовая, ромбическая и др. (рис.9.6);

**по способу соединения элементов в узлах** – сварные, клепанные, болтовые;



а – сегментное; б – полигональное; в – трапецидальное; г – с параллельными поясами;  
 Рис. 9.5. Очертания поясов ферм д-и - треугольное

**по величине максимального усилия** – легкие – одностенчатые с сечениями из прокатных профилей (усилие  $N \leq 300 \text{ кН}$ ) и тяжелые – двухступенчатые с элементами составного сечения ( $N > 300 \text{ кН}$ ).

Промежуточными между фермой и балкой являются комбинированные системы, состоящие из балки, подкрепленной снизу шпренгелем или раскосами либо аркой (сверху). Подкрепляющие элементы уменьшают изгибающий момент в балке и повышают жесткость системы (рис.9.4,ж). Комбинированные системы просты в изготовлении (имеют меньшее число элементов) и рациональны в тяжелых конструкциях, а также в конструкциях с подвижными нагрузками.

Эффективность ферм в комбинированных системах можно повысить, создав в них предварительное напряжение.

В фермах подвижных крановых конструкций и покрытий больших пролетов, где уменьшение веса конструкции дает большой экономический эффект, применяют алюминиевые сплавы.

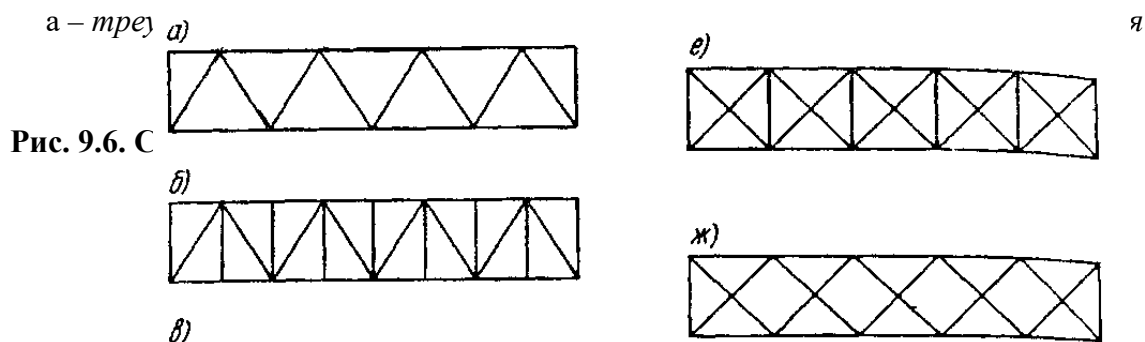


Рис. 9.6. С

*с восходящими раскосами; г – раскосная с нисходящими раскосами;  
д – шпренгельная; е – крестовая; ж – перекрестная; и – ромбическая;  
к – полу раскосная*

## 9.2. Компоновка конструкций ферм

**Выбор статической схемы и очертания фермы – первый этап проектирования конструкций,** зависящий от назначения и архитектурно – конструктивного решения сооружения и производится на основании сравнения возможных вариантов.

В покрытиях зданий, мостах, транспортных галереях и других сооружениях нашли применение балочные разрезные системы. Они просты в изготовлении и монтаже, не требуют устройства сложных узлов, но весьма металлоемки. При пролетах балок 40м разрезные фермы получаются негабаритными, и их собирают при монтаже.

Для двух и более перекрываемых пролетов применяют неразрезные фермы. Они экономичнее по расходу металла и обладают большей жесткостью, что позволяет уменьшить их высоту. Применение неразрезных ферм при слабых грунтах не рекомендуется, так как при осадке опор возникают дополнительные усилия. Кроме того, неразрезность усложняет монтаж.

Рамные фермы экономичнее по расходу стали, имеют меньшие габариты, но более сложны в монтаже. Их рационально применять для большепролетных зданий. Арочные системы, дают экономию стали, но приводят к увеличению объема помещения и поверхности ограждающих конструкций. Применение их диктуется архитектурными требованиями. Консольные фермы используют для навесов, башен, опор ЛЭП.

Очертания ферм должны соответствовать их статической схеме и виду нагрузок, определяющих эпюру изгибаемых моментов. Для ферм покрытий необходимо учитывать материал кровли и требуемый уклон для обеспечения водоотвода, тип узла сопряжения с колоннами (жесткий или шарнирный) и другие технологические требования.

Очертания поясов ферм определяет их экономичность. Наиболее экономичной по расходу стали является ферма, очерченная по эпюре моментов. Для однопролетной балочной системы с равномерно распределенной нагрузкой будет **сегментная ферма** с параболическим поясом (см.рис.9.5,а). Однако криволинейные пояса очень трудоемки в изготовлении, поэтому такие фермы применяют крайне редко. Более применяемыми являются полигональные фермы (см.рис.9.5,б). В тяжелых большепролетных фермах дополнительные конструктивные затруднения из – за перелома поясов в узлах не так ощутимы, так как из условия транспортировки пояса в таких фермах приходится стыковать в каждом узле.

Для легких ферм полигональное очертание нерационально, поскольку усложнение узлов не окупается экономией стали.

Фермы **трапецеидальные** (см.рис.9.5,в), хотя не совсем соответствуют эпюре моментов, имеют конструктивные преимущества, за счет упрощения узлов. Кроме того, применение таких ферм в покрытии позволяет устроить жесткий рамный узел, что повышает жесткость здания.

Фермы с **параллельными** поясами (рис.9 5,г) по своему очертанию далеки от эпюры моментов и неэкономичны по расходу стали. Однако равные длины элементов решетки, одинаковая схема узлов, повторяемость элементов и деталей, возможность их унификации способствуют индустриализации их изготовления. Поэтому фермы с параллельными поясами стали основными для покрытия производственных зданий.

Фермы **треугольного** очертания (см.рис.9.5,д-ж,и) рациональны для консольных систем и для балочных при сосредоточенной нагрузке в середине пролета (подстропильные фермы). Недостатком этих ферм является повышенный расход металла при распределенной нагрузке; острый опорный узел сложен и допускает только шарнирное сопряжение с колоннами, Средние раскосы очень длинные и их приходится подбирать по предельной гибкости, что ведет к перерасходу металла. Однако иногда их используют для стропильных конструкций, когда необходимо обеспечить большой уклон кровли (свыше 20%) или для создания одностороннего равномерного освещения (шедовые покрытия).

Пролет или длина ферм определяется эксплуатационными требованиями и обще компоновочным решением сооружения и рекомендуется конструктором. Там где пролет не диктуется технологическими требованиями (например, эстакады поддерживающие трубопроводы и т.п.), его назначают на основе экономических соображений, по наименьшей суммарной стоимости ферм и опор.

Высота треугольных ферм (см.рис.9.5,д) является функцией пролета и уклона фермы ( $25-45^0$ ), что дает высоту ферм  $h \approx (1,4 - 1/2)l$ . Высота обычно бывает выше требуемой, поэтому треугольные фермы не экономичны. Высоту фермы можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (см.рис.9.5,г), но опорный узел не должен быть очень острым.

Для высоты трапецеидальных ферм и ферм с параллельными поясами нет конструктивных ограничений, высоту фермы принимают из условия наименьшего веса фермы. Вес фермы складывается из веса поясов и решетки. Вес поясов уменьшается с увеличением высоты фермы, так как усилия в поясах обратно пропорциональны высоте  $h$

Вес решетки наоборот, с увеличением высоты фермы возрастает, так как увеличивается длина раскосов и стоек, поэтому оптимальная высота ферм составляет  $1/4 - 1/5$  пролета. Это приводит к тому, что при пролете 20м высота фермы больше предельно (3,85м) допустимой по условию транспортировки. Поэтому с учетом требований транспортировки, монтажа, унификации высоту ферм принимают в пределах  $1/7 - 1/12$  пролета (для легких ферм еще меньше).

Наименьшая возможная высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм превосходит требуемую.

В конструкциях работающих на подвижную нагрузку (фермы подкрановых эстакад, мостовых кранов и т. п.) требования жесткости настолько высоки ( $f/l = 1/750 - 1/1000$ ), что они диктуют высоту фермы.

Прогиб фермы определяют аналитически по формуле Мора

$$F = \sum \frac{Ni \overline{Ni}}{EAi} li \quad (9.1)$$

где  $Ni$  – усилие в стержне фермы от заданной нагрузки;  $\overline{Ni}$  – усилие в том же стержне от силы, равной единице, приложенной в точке определения прогиба по направлению прогиба.

**Размеры панели** должны соответствовать расстояниям между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов, который в треугольной решетке составляет примерно  $45^\circ$ , а в раскосной решетке –  $35^\circ$ . Из конструктивных соображений – рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов – желателен угол близкий к  $45^\circ$ .

В стропильных фермах размеры панелей принимаются в зависимости от системы кровельного покрытия.

Желательно для исключения работы пояса на изгиб обеспечить передачу нагрузки от кровли на узлы фермы. Поэтому в покрытиях из крупноразмерных железобетонных или металлических плит расстояние между узлами принимается равным ширине плиты (1,5м или 3м), а в покрытиях по прогонам – шагу прогонов (от 1,5м до 4м). Иногда для уменьшения размеров панели пояса принимается шпренгельная решетка (см. рис. 9.6,д).

Унификация и модулирование геометрических размеров ферм позволяет стандартизировать как сами фермы, так и примыкающие к ним элементы (прогоны, связи и т. д.). Это приводит к сокращению числа типоразмеров деталей и дает возможность при массовом изготовлении конструкций применять специализированное оборудование и перейти на поточное производство.

В настоящее время унифицированы геометрические схемы стропильных ферм производственных зданий, мостов, радиомачт, радио башен, опор линий электропередачи.

**Строительный подъем.** В фермах больших пролетов (более 36м), а также в фермах из алюминиевых сплавов или высокопрочных сталей возникают большие прогибы, которые ухудшают внешний вид конструкции и недопустимы по условиям эксплуатации.

Провисание ферм предотвращается устройством стропильного подъема, т. е. изготовление ферм с обратным выгибом, который под действием нагрузки погашается, и ферма принимает проектное положение. Строительный подъем назначают равным прогибу от постоянной плюс половину временных нагрузок. При плоских кровлях и пролетах больше 36м строительный подъем следует принимать независимо от величины пролета равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс  $1/200$  пролета.

Строительный подъем обеспечивается путем устройства перегиба в монтажных узлах (рис.9.7).

**Системы решеток ферм и их характеристика.** Решетка ферм работает на поперечную силу, выполняя функции стенки сплошной балки.

От системы решетки зависит вес фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Поскольку нагрузка на ферму передается в узлах, то решетка должна соответствовать схеме приложения нагрузки.

**Треугольная система решетки.** В фермах трапецеидального очертания или с параллельными поясами рациональной является треугольная система решетки (см. рис.9.6,а), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее число узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры. В фермах, поддерживающих прогоны кровли или балки настила, к треугольной решетке часто добавляют дополнительные стойки (рис.9.6,б), а иногда и подвески, позволяющие уменьшить расстояние между узлами фермы. Дополнительные стойки уменьшают также расчетную длину сжатого пояса. Работают дополнительные стойки только на местную нагрузку и не участвуют в передаче на опору поперечной силы.

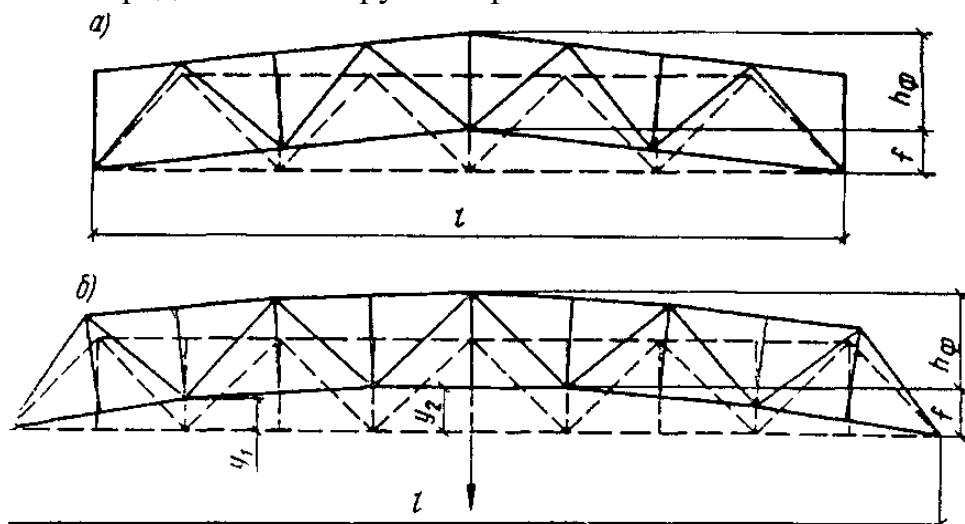


Рис. 9.7. Схемы строительного подъема при одном (а) и нескольких (б) укрупнительных стыках

Недостатком треугольной системы – наличие длинных сжатых раскосов (восходящих в фермах с параллельными поясами и нисходящих в треугольных фермах).

**Раскосная система решеток,** применяется при малой высоте ферм, а также тогда, когда по стойкам передаются большие усилия (при большой узловой нагрузке).

Раскосная решетка более трудоемка, чем треугольная, требует большого расхода металла, так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше, и в ней больше узлов. Путь усилия от узла до

опоры в раскосной решетке длиннее; он идет через все стержни решетки и узлы.

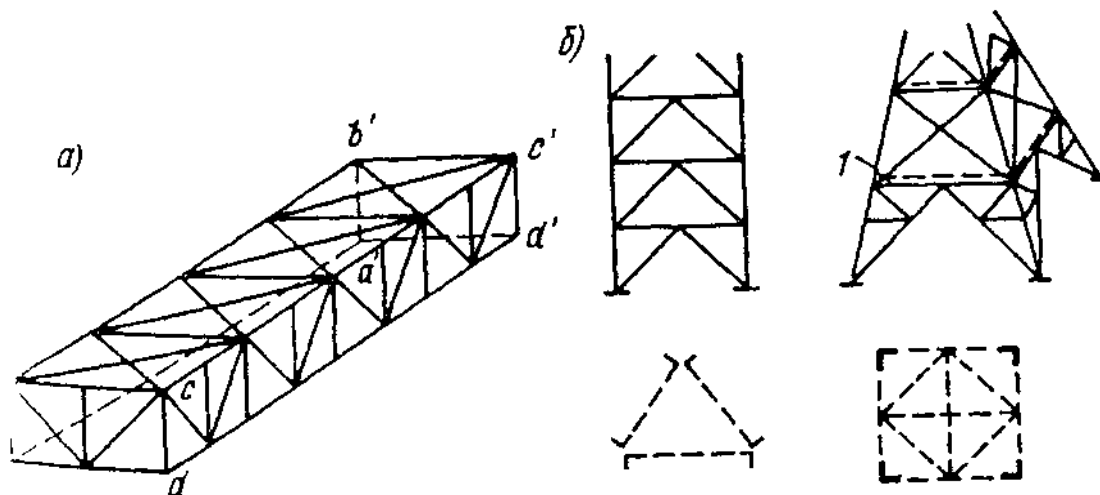
**Специальные системы решеток**, применяют при большой высоте ферм (примерно 4 – 5м). Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют шпренгельную решетку (см.рис.9.6,д). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко и требует дополнительного расхода металла; однако такая решетка позволяет получить рациональное расстояние между элементами поперечной конструкции при рациональном угле наклона раскосов и уменьшить расчетную длину сжатых стержней.

Шпренгельная решетка применяется при крутых кровлях и сравнительно больших пролетах ( $l = 20 - 24$ м) для треугольной фермы (см.рис.9.5,е).

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку устраивают **крестовую** решетку (см.рис.9.6,е). К таким фермам относятся горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий.

**Ромбическая и полу раскосная** решетки (см.рис.9.6,и,к) благодаря двум системам раскосов обладают большой жесткостью; эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы.

**Обеспечение устойчивости ферм.** Плоская ферма неустойчива из своей плоскости, поэтому ее необходимо присоединить к более жесткой конструкции или соединить связями с другой фермой, в результате чего образуется устойчивый пространственный брус (рис.9.8,а). Поскольку этот



1 - диафрагма

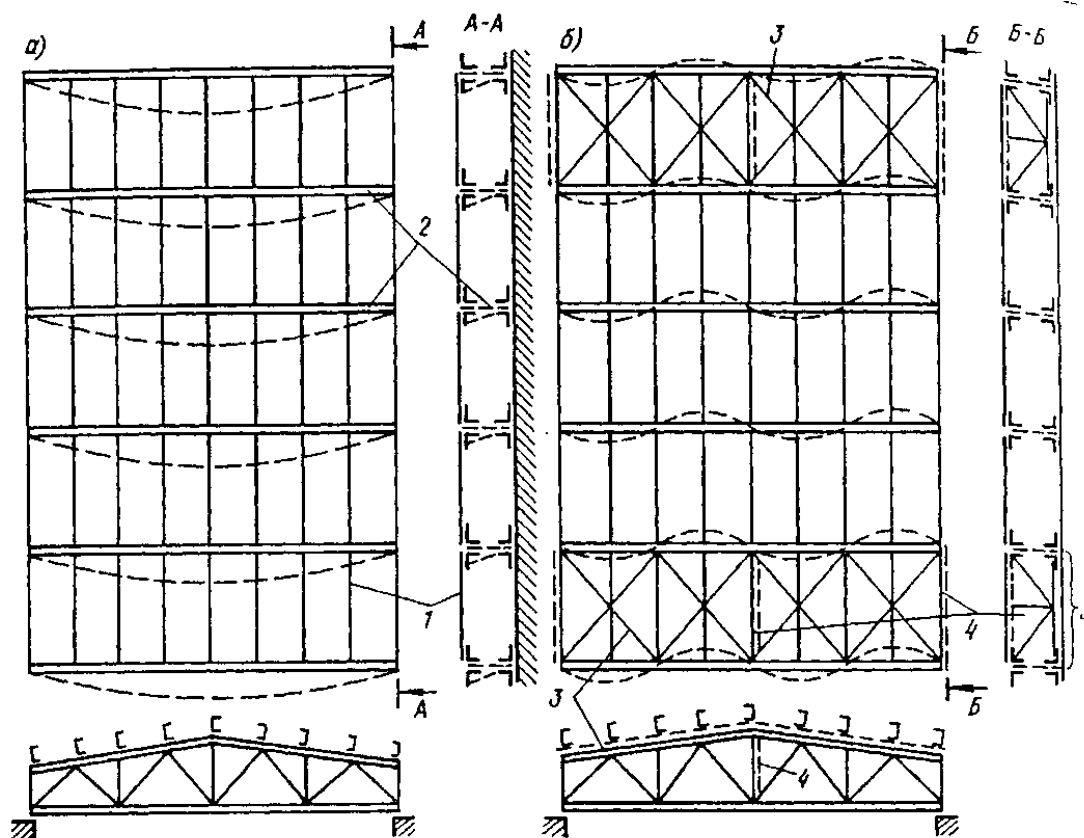
Рис. 9.8. Завязка ферм в пространственные системы

пространственный брус в поперечном сечении замкнут, он обладает большой жесткостью при кручении и изгибе в поперечном направлении, поэтому потеря его общей устойчивости невозможна. Конструкции мостов, кранов, башен, мачт

и т.п. представляют собой также пространственные брусья, состоящие из ферм (рис.9.8,б).

**В покрытиях зданий из-за большого числа поставленных рядом плоских стропильных ферм решение усложняется, поэтому фермы, связанные между собой только прогонами могут потерять устойчивость.**

Их устойчивость обеспечивается тем, что две соседние фермы скрепляются связями в плоскости верхнего и нижнего пояса и вертикальными поперечными связями (рис.9.9, б). К этим жестким блокам другие фермы прикрепляются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость (прогонами и распорками, расположенными в узлах ферм). Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке – узлу горизонтальных связей.



1 – прогоны; 2 – фермы; 3 – горизонтальные связи; 4 – вертикальные связи; 5 – пространственный блок

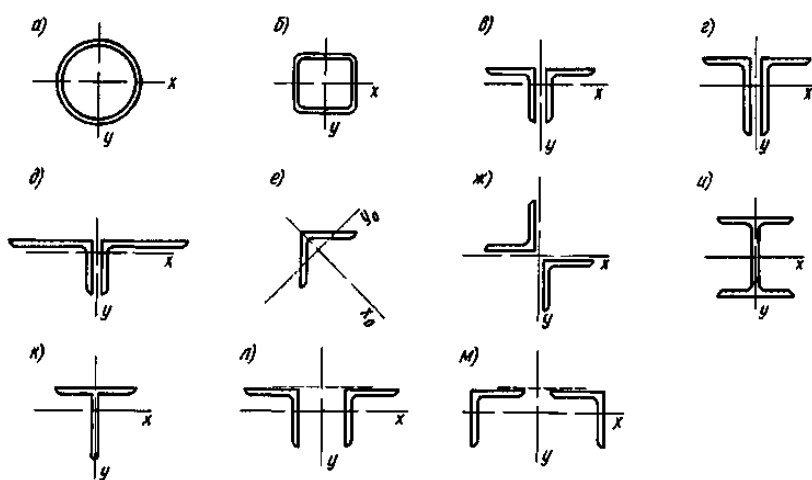
**Рис. 9.9. Связи обеспечивающие устойчивость стропильных ферм**

### 9.3. Типы сечений стержней ферм

Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм, показаны на рис.9.10.

По расходу стали наиболее эффективным является трубчатое сечение (рис.9.10,а). Труба обладает хорошей обтекаемостью, поэтому ветровое давление меньше, что важно для высоких сооружений (башен, мачт, кранов). На трубах мало задерживается иней и влага, поэтому они стойки к коррозии; их легко очищать и окрашивать. Это повышает долговечность трубчатых конструкций.

Для предотвращения коррозии внутренних плоскостей трубчатые элементы следует герметизировать. Однако определенные конструктивные трудности сопряжения трубчатых элементов и высокая стоимость труб ограничивают их применение.



**Рис. 9.10. Типы сечений стержней легких ферм** Прямоугольные гнуто замкнутые сечения (рис.9.10,б) обладают почти теми же преимуществами, что и трубчатые, позволяют упростить узлы сопряжения элементов и нашли широкое применение. Однако, фермы из гнуто замкнутых профилей с бесфасоночными узлами требуют высокой точности изготовления.

Технологические трудности не позволяют изготавливать гнутые профили толщиной более 10-12 мм. Это ограничивает возможность их использования. Кроме того, большие пластические деформации в углахгиба снижают хрупкую прочность стали.

Часто сечения элементов ферм принимаются из разного вида профилей: пояса из двутавров, решетка из гнутозамкнутых профилей или пояса из тавров, решетка из парных или одиночных уголков. Такое решение оказывается более рациональным.

В пространственных фермах (башнях, мачтах, стрелах кранов и т.п.), где пояс является общим для двух ферм, его сечение должно обеспечивать удобное сопряжение элементов в разных плоскостях. Этому требованию лучше всего отвечает трубчатое сечение.

В четырехгранных фермах при небольших усилиях, простейшим типом сечения пояса является одиночный уголок или крестовое сечение из двух уголков. При больших усилиях применяются также двутавры.

Сжатые элементы ферм следует проектировать равноустойчивыми в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

В каждом конкретном случае выбор типа сечения элементов ферм определяется условиями работы конструкции (степень агрессивности среды, характер и место приложения нагрузок и т.д.), возможностью изготовления, наличием сортамента и экономическими соображениями.

**Стержни тяжелых ферм** отличаются от легких более мощными и развитыми сечениями, составленными из нескольких элементов. Сечения таких стержней обычно проектируют двухстенчатыми (рис.9.11), а узловые сопряжения выполняются с помощью фасонки, расположенных в двух плоскостях. Стержни тяжелых ферм (раскосы, стойки и пояса) имеют разные сечения, но для удобства сопряжения в узлах ширина элементов “*в*” должна быть одинаковой.

Для поясов ферм желательно применять сечения имеющие две оси симметрии, что облегчает стык в узле двух сечений соседних панелей разной площади и не создает дополнительного момента вследствие несовпадения центров тяжести этих сечений.

Тяжелые фермы, работающие на динамические нагрузки (железнодорожные мосты, краны и т.п.), иногда еще проектируют клепанными, но в основном, как правило, проектируют из сварных стержней с монтажными узлами на высокопрочных болтах.

Применяются следующие типы сечений стержней тяжелых стальных ферм:

**Н-образное** (рис.9.11,б) – два вертикальных листа, связаны горизонтальным листом, а также клепанные из четырех не равнополочных уголков, связанных горизонтальным листом (рис.9.11,в). Развитие таких сечений в смежных панелях производят креплением дополнительных вертикальных листов (рис.9.11,г). Такие сечения малотрудоемкие. Если конструкция не защищена от попадания атмосферных осадков, то в горизонтальных элементах необходимо оставлять отверстия для стока воды диаметром 50 мм. Н-образные сечения применяют для поясов и раскосов.

**Швеллерное сечение** состоит из двух швеллеров, поставленных полками внутрь (рис.9.11,д); используются как прокатные, так и составные швеллеры. Такое сечение целесообразно для сжатых элементов, особенно при большой их длине. Недостатком швеллерного сечения является наличие двух ветвей, которые приходится соединять планками или решетками (аналогично центрально сжатым колоннам).

**Коробчатое сечение** состоит из двух вертикальных элементов, соединенных горизонтальным листом сверху (рис.9.11,е,ж). Применяется в

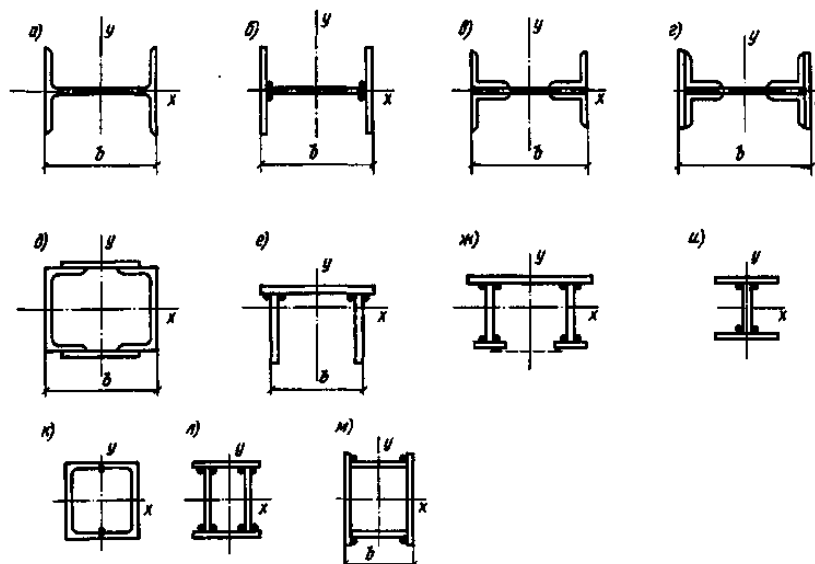


Рис.9.11. Типы сечений стержней тяжелых ферм

основном для верхних поясов тяжелых мостовых ферм. Жесткость сечения повышается, если снизу вертикальные листы соединить решеткой (рис.9.11,ж) или перфорированным листом.

**Одностенчатое двутавровое сечение** состоит из сварного или широкополочного прокатного двутавра, поставленного вертикально (рис.9.11,и).

**Трубчатые стержни** применяются в тяжелых сварных фермах, имеют те же преимущества, что и в легких фермах.

**Замкнутое коробчатое сечение** (рис.9.11,к,л,м) обладает повышенной изгибной и крутильной жесткостью, поэтому применяют его для длинных сжатых элементов тяжелых ферм. Сечение может быть выполнено как из гнутых элементов, так и сварных, составленных из четырех листов.

## 9.4. Расчет ферм

**Определение расчетной нагрузки.** Вся нагрузка, действующая на ферму прикладывается обычно в узлах фермы, к которым прикрепляются элементы поперечной конструкции (прогоны кровли или подвесные потолки), передающие нагрузку на ферму. Если нагрузка приложена непосредственно в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими узлами, но дополнительно учитывается местный изгиб пояса от расположенной на нем нагрузки. Пояс фермы при этом рассматривается как неразрезная балка с опорами в узлах.

Рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки, т.е. для постоянной и временной;

**постоянной**, в которую входит собственный вес фермы и всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т.п.).

**временной** – нагрузки от подвешенного подземно-транспортного оборудования, полезной нагрузки, действующей на подвешенное к ферме чердачное перекрытие, и т.п.

**кратковременной**, например, **атмосферной** – снег, ветер.

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной фермы зависит от грузовой площади, с которой она собирается (рис.9.12) и определяется по формуле

$$F_{gi} = (g_{\phi} + g_{кр} / \cos \alpha) b [(d_{i-1} + d_i) / 2] \gamma_g \quad (9.2)$$

где  $g_{\phi}$  – собственный вес фермы и связей, кН/м<sup>2</sup> горизонтальной проекции кровли;  $g_{кр}$  – вес кровли, кН/м<sup>2</sup>;  $\alpha$  – угол наклона верхнего пояса к горизонту;  $b$  – расстояние между фермами;  $d_{i-1}$  и  $d_i$  – примыкающие к узлу панели;  $\gamma_g$  – коэффициент надежности для постоянной нагрузки.

В отдельных узлах к нагрузке, получаемой по формуле (9.2), прибавляется нагрузка от веса фонаря.

Снег – нагрузка временная и может загружать ферму лишь частично; загрузка снегом одной половины фермы, может оказаться невыгодным для средних раскосов.

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле:

$$F_{si} = S \cdot b [(d_{i-1} + d_i) / 2] \gamma_s, \quad (9.3)$$

где  $S$  – вес снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной проекции кровли;  $\gamma_s$  – коэффициент надежности для снеговой нагрузки.

Значение “ $S$ ” должно определяться с учетом возможного неравномерного распределения снегового покрова около фонаря или перепадов высот.

Давление ветра учитывается только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30°, что бывает в башнях, мачтах, эстакадах, а также в крутых треугольных стропильных фермах и фонарях. Ветровая нагрузка приводится к узловой. Горизонтальная нагрузка от ветра на фонарь при расчете стропильной фермы не учитывается, так как ее влияние на работу фермы не значительно.

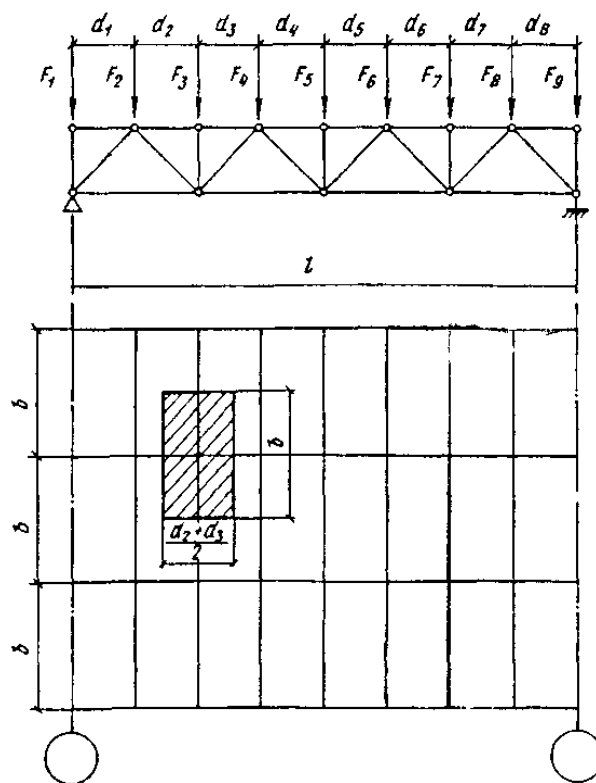


Рис. 9.12. Расчетная схема фермы

### 9.5. Определение усилий в стержнях ферм

При расчете ферм со стержнями из уголков или тавров предполагается, что в узлах системы – идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в одной плоскости и пересекаются в центрах узлов (см. рис.9.12). Стержни такой системы работают только на осевые усилия: напряжения, найденные по этим усилиям, являются основными.

В фермах со стержнями, имеющими повышенную жесткость, влияние жесткости соединений в узлах более значительно. Моменты, возникающие в узлах, приводят к более раннему возникновению пластических деформаций и снижают хрупкую прочность стали. Поэтому для двутавровых, трубчатых и Н-образных сечений расчет ферм по шарнирной системе допускается при отношении высоты сечения к длине не более  $\frac{1}{10}$  для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже  $-40^{\circ}\text{C}$ . При повышении этих отношений следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов.

В верхних поясах ферм при непрерывном опирании на них настилов (равномерное распределение нагрузки на пояса фермы) допускается вычислять моменты по следующим формулам:

пролетный момент в крайней панели

$$M_1 = qd_1^2/10;$$

пролетный момент промежуточных панелей

$$M_i = qd_i^2/12;$$

момент в узле (опорный)

$$M_{on} = qd_i^2/18,$$

где  $q$  - распределенная нагрузка по ферме;  $d$  - длина панели.

Кроме того, в стержнях возникают напряжения от моментов в результате неполного центрирования стержней в узлах. Эти напряжения не являющиеся основными расчетом не учитываются, так как допускаемые эксцентриситеты в фермах малы.

Смещение оси поясов ферм при изменении сечений не учитывается, если оно не превышает 1,5% высоты пояса.

Расчет ферм следует выполнять на ЭВМ, что позволяет рассчитать любую схему фермы на статические и динамические нагрузки.

Использование ЭВМ позволяет получать расчетные усилия в стержнях с учетом требуемых сочетаний нагрузок, оптимизировать конструкцию, т.е. найти оптимальную схему фермы, материал стержней, тип сечений и т.п., получить наиболее экономичное проектное решение.

При отсутствии ЭВМ усилия в стержнях ферм определяют графическим методом, т.е. построением диаграмм Максвелла-Кремоны, или аналитическим (методом вырезания узлов). Причем для каждого вида нагрузок (нагрузки от покрытия, подвесного транспорта и т.п.) строят свою диаграмму. Для ферм с несложными схемами (например, с параллельными поясами) и небольшим числом стержней более простым является аналитическое определение усилий. Если ферма работает на подвижную нагрузку, то максимальное усилие в стержнях фермы определяют по линии влияния.

В соответствии с классификацией сочетаний нагрузок (основные и особые) усилия определяют отдельно для каждого вида сочетаний и несущую способность стержней определяют по окончательному расчетному наибольшему усилию.

Рекомендуется результаты статического расчета записывать в таблицу, в которой должны быть приведены значения усилий от постоянной нагрузки, от возможных комбинаций временных нагрузок (например, от одностороннего нагружения снегом), а также расчетные усилия как результат суммирования усилий при не выгоднейшем нагружении для всех возможных сочетаний нагрузок.

## 9.6. Определение расчетной длины стержней

В момент потери устойчивости сжатый стержень выпучивается, поворачивается вокруг центров соответствующих узлов и вследствие жесткости фасонок заставляет поворачиваться и изгибаться в плоскости фермы остальные стержни.

Примыкающие стержни сопротивляются изгибу и повороту узла и препятствуют свободному изгибу стержня, теряющего устойчивость.

Наибольшее сопротивление повороту узла оказывают растянутые стержни. Сжатые стержни слабо сопротивляются изгибу.

Таким образом, чем больше растянутых стержней примыкает к сжатому стержню и чем они мощнее (больше их погонная жесткость), тем выше степень защемления стержня и меньше его расчетная длина; влиянием сжатых стержней на защемление можно пренебречь.

Сжатый пояс оказывается слабо защемленным в узлах, так как с каждой стороны к нему примыкает только по одному растянутому раскосу, погонная жесткость которых значительно меньше погонной жесткости пояса. Поэтому защемлением сжатого пояса в запас устойчивости можно пренебречь и принимать его расчетную длину равной расстоянию между смежными узлами.

Таким образом, при большей степени защемления меньше расчетная длина стержня фермы

$$l_{ef} = \mu l, \quad (9.4)$$

где  $\mu$  - коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления;  
 $l$  - расстояние между центрами узлов.

По нормам коэффициент приведения длины “ $\mu$ ” элементов решетки из уголков в плоскости фермы равен 0,8. Тогда расчетная длина  $l_x = 0,8l$  в плоскости фермы определяется с некоторым запасом, в особенности для средних раскосов, жесткость которых по сравнению с примыкающими стержнями невелика.

Исключение составляет опорный восходящий раскос, условия работы которого в плоскости фермы такие же, как и у верхнего пояса, поэтому расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы принимается равной расстоянию между центрами узлов.

Расчетная длина пояса в плоскости, перпендикулярной плоскости фермы, принимается равной расстоянию между узлами, закрепленными связями от смещения из плоскости фермы.

В беспрогонных покрытиях верхний пояс стропильных ферм закреплен в плоскости кровли плитами или панелями настила, прикрепленными к поясам

ферм в каждом узле. В этом случае за расчетную длину пояса из плоскости фермы принимают ширину одной плиты.

Расчетная длина стержней решетки при выгибе их из плоскости фермы принимается равной расстоянию между геометрическими центрами узлов, так как фасонки очень гибки и рассматриваются как листовые шарниры.

В трубчатых фермах с бесфасонными узлами расчетная длина раскоса, как в плоскости фермы, так и из нее, с учетом повышенной крутильной жесткости замкнутых сечений применяется равной 0,9.

В других случаях расчетная длина элементов ферм принимается по нормали.

## 9.7. Предельные гибкости стержней

Элементы конструкций должны проектироваться из жестких стержней. Особенно существенное значение имеет гибкость “ $\lambda$ ” для сжатых стержней теряющих устойчивость при продольном изгибе.

Даже при незначительных сжимающих усилиях гибкость сжатых стержней не должна быть слишком большой, так как гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают, вибрируют при динамических нагрузках. Поэтому для сжатых стержней устанавливается предельная гибкость, зависящая от назначения стержня и степени его нагружения  $\alpha = N(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c)$ , где  $N$  - расчетное усилие,  $\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c$  - несущая способность стержня:

	[ $\lambda$ ]
сжатые пояса, а также опорные стойки и раскосы, передающие опорные реакции.....	180-60 $\alpha$
прочие сжатые стержни фермы.....	210-60 $\alpha$
сжатые стержни связей.....	200

При этом  $\alpha$  принимается не менее 0,5.

Растянутые стержни конструкций так же не должны быть слишком гибкими, так как могут прогнуться при транспортировании и монтаже.

Стержни должны иметь достаточную жесткость особенно в конструкциях подверженных динамическим воздействиям.

Для растянутых стержней ферм, подвергающихся действию динамической нагрузки, установлены следующие значения предельной гибкости:

	[ $\lambda$ ]
растянутые пояса и опорные раскосы.....	250
прочие растянутые стержни ферм.....	350
растянутые стержни связей.....	400

В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых стержней ограничивают только в вертикальной плоскости (чтобы предотвратить чрезмерное провисание), установив для всех растянутых стержней предельную гибкость [ $\lambda$ ]=400.

## 9.8. Подбор сечений элементов ферм

В фермах из прокатных и гнутых профилей для удобства комплектования металла принимают не более 5-6 калибров профилей.

Из условия обеспечения качества сварки и повышения коррозионной стойкости толщину профилей (труб, гнутых сечений) не следует принимать менее 3 мм, а для уголков – менее 4 мм. Для предотвращения повреждения стержней при транспортировке и монтаже не следует применять профили менее 50 мм.

Профильный прокат поставляется длиной до 12 м, поэтому при изготовлении ферм пролетом 24 м (включительно) элементы пояса принимают постоянного сечения.

Для снижения расхода стали, целесообразно, особенно при больших усилиях и нагрузках, элементы ферм (пояса, опорные раскосы) проектировать из стали повышенной прочности, а остальные элементы – из обычной стали.

Выбор стали для ферм производится в соответствии с нормами. Так как стержни ферм работают в относительно благоприятных условиях (одноосное напряженное состояние, незначительная концентрация напряжений и т.п.), то для них применяют стали полуспокойной выплавки. Фасонки ферм работают в сложных условиях (плоское поле растягивающих напряжений, наличие сварочных напряжений, концентрация напряжений вблизи швов), что повышает опасность хрупкого разрушения, поэтому требуется более качественная сталь – спокойная.

Подбор сечений элементов ферм удобно оформлять в табличной форме (табл. 9.1).



## 9.9. Подбор сечений сжатых элементов

Предельное состояние сжатых элементов ферм определяется их устойчивостью, поэтому проверка несущей способности элементов выполняется по формуле

$$N/\varphi A \leq R_y \gamma_c \quad (9.5)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы (по прил.14).

### Т а б л и ц а 9.1. Подбор сечений стержней легких ферм

Элемент	Расчетное усилие, кН	Сечение	Площадь сечения А, см <sup>2</sup>	Расчетные длины $l_x/l_y$ , см	Радиусы инерции $i_x/i_y$ , см	Гибкости $\beta_x/\beta_y$	Предельная гибкость $[\beta]$	$\varphi$	$\gamma_c$	Проверка несущей способности
Верхний пояс	—535	160x100x9 	45,8	258/516	2,85/7,75	90,5/66,6	124	0,546	0,95	$21,4 < R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$
Раскос	+535	 L 90x7	24,5	—	—	—	400	—	0,95	$21,7 < R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$

Примечание. Для сжатого пояса  $[\beta] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,94 = 124$ ;  $\alpha = N/(\varphi A R_y \gamma_c) = 535/(0,546 \cdot 45,8 \cdot 22,8) = 0,94$ .

Коэффициент “ $\varphi$ ”, является функцией гибкости  $\lambda = l_{ef}/i$  и типа сечения (см. прил.8).

Для подбора сечения необходимо наметить тип сечения, задаться гибкостью стержня, определить коэффициент “ $\varphi$ ” по прил.8 и найти требуемую площадь сечения

$$A_{tr} = N / \varphi R_y \gamma_c \quad (9.6)$$

При предварительном подбore можно принять для поясов легких ферм  $\lambda = 60 - 80$ , а для решетки  $\lambda = 100 - 120$ . Большие значения гибкости применяются при меньших усилиях.

По требуемой площади подбирается по сортаменту подходящий профиль, определяются его фактические геометрические характеристики А,  $i_x$ ,  $i_y$ , находятся  $\lambda_x = l_x/i_x$ ;  $\lambda_y = l_y/i_y$ . При большей гибкости уточняется коэффициент “ $\varphi$ ” и проводится проверка устойчивости по формуле (9.5). Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное (больше 5-10%) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное значение между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Второе приближение, обычно, достигает цели.

Местную устойчивость сжатых элементов можно считать обеспеченной, если толщина полок и стенок профилей больше, чем требуется из условия устойчивости.

Для составных сечений предельные гибкости полок и стенок определяются в соответствии с нормами (см.гл.2).

**Пример 9.1.** Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы по расчетному усилию  $N = 535 \text{ кН}$ .

Расчетные длины стержня  $l_x = 2,58$ ;  $l_y = 5,16 \text{ м}$ . Материал – сталь С245;  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ . Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0,95$ ; толщина фасонки 12мм. Поскольку  $l_y = 2l_x$ , принимаем тавровое сечение из двух не равнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов:  $\lambda = 80$ .

Принимаемому сечению соответствует тип кривой устойчивости с и, следовательно, при  $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 80 \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 2,73$ ,  $\varphi = 0,611$ .

Требуемая площадь сечения  $A_{mp} = N / (\varphi R_y \gamma_c) = 535 / (0,611 \cdot 24 \cdot 0,95) = 38,4 \text{ см}^2$ .

Принимаем сечение из двух уголков 125х80х10, поставленных вместе меньшими полками;  $A = 19,7 \cdot 2 = 39,4$ ;  $i_x = 2,26 \text{ см}$ ;  $i_y = 6,19 \text{ см}$  (следует обратить внимание, что индексы расчетных осей и осей по сортаменту для не равнополочных уголков могут не совпадать);  $\lambda_x = 258 / 2,26 = 114$ ;  $\lambda_y = 516 / 6,19 = 83$ ;  $\bar{\lambda}_{\max} = \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 3,89$ ;  $\varphi = 0,417$ ;  $N / (\varphi A) = 535 / (39,4 \cdot 0,417) = 32,6 \text{ кН/см}^2 > R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$

Сечение подобрано неудачно и имеет большое перенапряжение. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической)  $\lambda = 100$ ;  $\bar{\lambda} = 100 \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 3,41$ ;  $\varphi = 0,49$ ;

$A_{mp} = 535 / (0,49 \cdot 24 \cdot 0,95) = 47,9 \text{ см}^2$ .

Принимаем два уголка: 160х100х9;  $A = 22,9 \cdot 2 = 45,8 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 2,85 \text{ см}$  ( $i_y$  не лимитирует сечение);  $\lambda_x = 258 / 2,85 = 90,5$ ;

$\bar{\lambda}_x = (258 / 2,85) \sqrt{24 / 2,06 \cdot 10^4} = 3,09$ ;  $\varphi = 0,546$ ;

$N / (\varphi A) = 535 / (0,546 \cdot 45,8) = 21,4 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$

Оставляем принятое сечение из двух уголков размером 160х100х9.

## 9.10. Подбор сечения растянутых элементов

Предельное состояние растянутых элементов определяется их разрывом  $\sigma > \sigma_u$ , где  $\sigma_u$  - временное сопротивление стали, или развитием чрезмерных пластических деформаций  $\sigma > \sigma_y$ , где  $\sigma_y$  - предел текучести стали.

Стали с нормативным пределом текучести  $R_{yn} \leq 44 \text{ кН/см}^2$  имеют развитую площадку текучести (см. гл.1), поэтому несущая способность элементов из таких сталей проверяется по формуле

$$\sigma = N / A_n \leq R_y \gamma_c \quad (9.7)$$

где  $A_n$  - площадь сечения нетто.

Для элементов, выполненных из сталей, не имеющих площадку текучести (условный предел текучести  $\sigma_{02} > 44 \text{ кН/см}^2$ ), а также, если эксплуатация конструкции возможна и после развития пластических деформаций, несущая способность проверяется по формуле:

$$\sigma = N / A_n \leq (R_u / \gamma_w) \gamma_c \quad (9.8)$$

где  $R_u$  - расчетное сопротивление, определенное по временному сопротивлению;  $\gamma_w = 1,3$  - коэффициент надежности при расчете по временному сопротивлению.

В практике проектирования расчет растянутых элементов проводится по формуле (9.7).

При проверке растянутого элемента, когда несущая способность определяется напряжениями, возникающими в наиболее ослабленном сечении (например, отверстиями для болтов), необходимо учитывать возможные ослабления и принимать площадь нетто.

Требуемая площадь нетто растянутого элемента определяется по формуле

$$A_{np} = N / (R_y \gamma_c) \quad (9.9)$$

Затем по сортаменту выбирают профиль, имеющий ближайшее большее значение площади.

**Пример 9.2.** Требуется подобрать сечение растянутого раскоса фермы по расчетному усилию  $N=535\text{кН}$ . Материал сталь – сталь С245;  $R_y = 24\text{кН/см}^2$ ;  $\gamma_c = 0,95$

Требуемая площадь сечения  $A_{np} = 535 / (24 \cdot 0,95) = 23,5\text{см}^2$ . Сечение не ослаблено отверстиями.

Принимаем два равнополочных уголка 90х7;  $A = 12,3 \cdot 2 = 24,6\text{см}^2 > A_{np}$ .

#### 9.11. Подбор сечения элементов ферм, работающих на действие продольной силы и изгиб (внецентренное растяжение и сжатие)

**Предельное состояние внецентренно растянутых элементов определяется чрезмерным развитием пластических деформаций в наиболее нагруженном состоянии. Их несущая способность определяется по формуле (см. гл.2).**

$$\left[ N / (A_n R_y \gamma_c) \right] + M_x / (W_n R_y \gamma_c) \leq 1 \quad (9.10)$$

**Пример 9.3.** Подобрать сечение растянутого нижнего пояса при действии на него внеузловой нагрузки в середине длины панели (рис.9.13,а)  $F=10\text{кН}$ . Осевое усилие в поясе  $N=800\text{кН}$ . Расстояние между центрами узлов  $d=3\text{м}$ . Материал конструкции – сталь С245;  $R_y=24\text{кН/см}^2$ . Коэффициент условий работы  $\gamma_c=0,95$ .

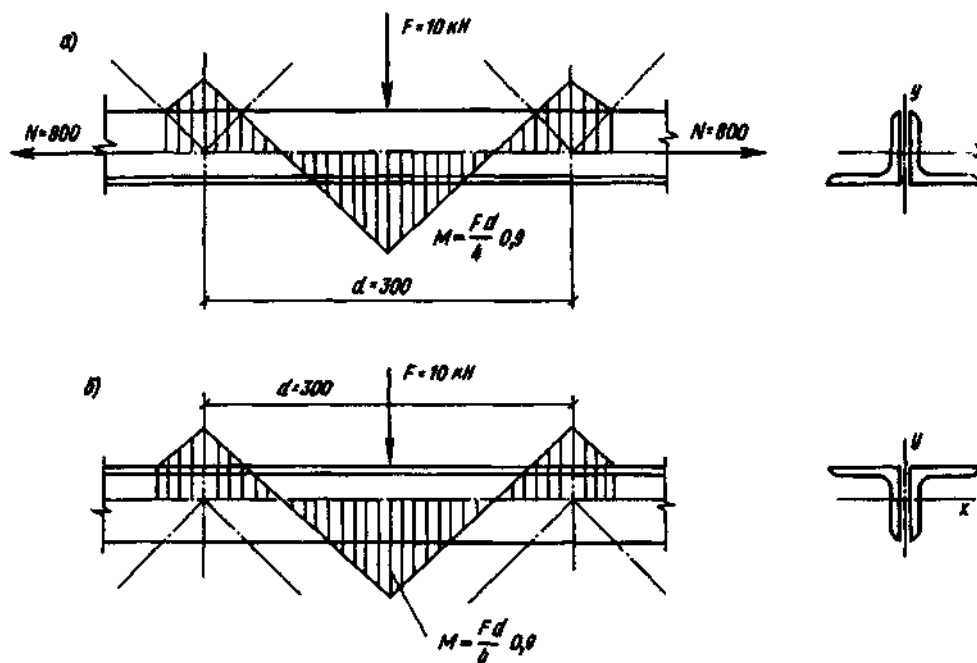


Рис. 9.13. К примеру 9.3 и 9.4

Подбираем сечение элемента из условия его работы на растяжение по формуле (9.9);  $A_{тр} = 800 / (24 \cdot 0,95) = 35,1 \text{ см}^2$ .

Принимаем сечение из двух уголков 125х9;  $A = 22 \cdot 2 = 44 \text{ см}^2$ ; моменты сопротивления для обушка  $W_x^{об}$  и пера  $W_x^п$  равны:

$$W_x^{об} = 327 \cdot 2 / 3,4 = 192,4 \text{ см}^2; \quad W_x^п = 327 \cdot 2 / (12,5 - 3,4) = 72 \text{ см}^2$$

Момент с учетом неразрезности пояса  $M = (Fd / 4) \cdot 0,9 = (10 \cdot 300 / 4) \cdot 0,9 = 675 \text{ кН см}$ .

Проверка несущей способности пояса: по табл.5 приложения для сечения из двух уголков  $n = 1$ ,  $c = 1,6$ .

Пол формуле (9.10) для растянутого волокна (по обушку)

$$800 / (44 \cdot 24 \cdot 0,95) + 675 / (1,6 \cdot 192,4 \cdot 24 \cdot 0,95) = 0,893 < 1;$$

для сжатого волокна (по перу)

$$800 / (44 \cdot 24 \cdot 0,95) - 675 / (72 \cdot 24 \cdot 0,95 \cdot 1,6) = 0,54 < 1$$

Принятое сечение удовлетворяет условию прочности.

## 9.12. Подбор сечения стержней по предельной гибкости

**Ряд стержней легких ферм имеет незначительные усилия и, следовательно, небольшие напряжения. Сечения этих стержней подбирают по предельной гибкости (см. п.9.4.4). К таким стержням обычно относятся дополнительные стойки в треугольной решетке, раскосы в средних панелях ферм, элементы связей и т.п.**

Зная расчетную длину стержня  $l_{ef}$  и значение предельной гибкости  $[\lambda]$ , определяют требуемый радиус инерции  $i_{mp} = l_{ef} / [\lambda]$ , а затем по сортаменту выбирают сечение и проверяют несущую способность подобранного сечения.

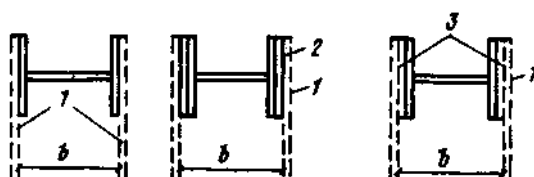
### **9.13. Особенности расчета и подбора сечений элементов тяжелых ферм**

**Стержни тяжелых ферм проектируются, как правило, составного сечения – сплошного или сквозного (см. рис.9.11).**

Если высота сечения превысит  $1/10 - 1/15$  длины элемента, необходимо учитывать моменты, возникающие от жесткости узлов, и подбирать сечения внецентренно сжатые или растянутые.

Узлы тяжелых ферм при больших усилиях делают двухстенчатыми, т.е. размещают фасонки по двум наружным граням поясов (рис.9.14). Для удобства крепления элементов ширину всех стержней “ $b$ ” следует сохранять постоянной. Обычно  $b = 400 - 500$  мм.

В необходимых случаях между фасонкой и гранью элемента устанавливают прокладки.



**Рис.9.14. Размещение фасонки в тяжелых фермах**

Пояса тяжелых ферм имеют в разных панелях разные сечения, связанные общностью типа и условиями сопряжения стержней в узлах. Пред началом подбора устанавливают тип сечения (Н-образное, швеллерное, коробчатое) и намечают места изменения сечения. В сварных Н-образных сечениях обычно изменяется высота вертикалов; в крайнем случае, может меняться и их толщина при сохранении постоянства расстояния между наружными гранями сечения.

Горизонталь из условия устойчивости и жесткости сечения должна иметь толщину не менее  $\frac{1}{50}$  расстояния между вертикалями и не менее 12 мм.

Основой швеллерных сечений являются два швеллера, которые проходят через все сечения (см. рис. 9.11,д).

Швеллерное сечение развивают путем добавления вертикальных листов.

После подбора сечений производят их проверку. Проверка сечений сжатых стержней ферм выполняется так же, как центрально-сжатых колонн (см. гл.8). Н-образных – как сплошных, швеллерных – как сквозных, с той разницей, что ширина “*b*” сечений здесь является заданной, а не определяемой из условия равно устойчивости.

При учете жесткости узлов подбор сечений ферм выполняют как внецентренно сжатых или внецентренно растянутых элементов.

Раскосы ферм обычно принимают швеллерного (см. рис.9.11,д) или Н-образного сечения (см. рис.9.11,а или 9.11,в). Швеллерные сечения более выгодны при работе на продольный изгиб и поэтому часто применяются для длинных гибких раскосов, но они более трудоемки, по сравнению с Н-образными.

Ширину раскосов для простоты сопряжений на монтаже принимают на 2 мм меньше расстояние между гранями фасонки.

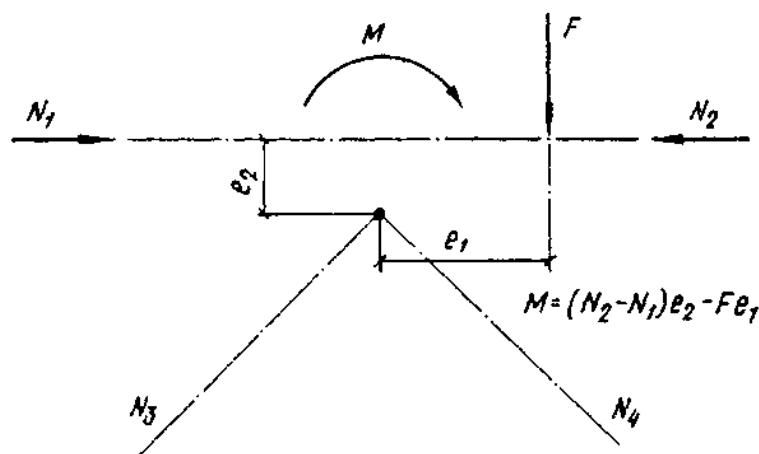
## 9.14. Конструкция легких ферм

**Общие требования к конструированию.** Чтобы избежать дополнительных напряжений от расцентровки осей стержней в узлах, их необходимо центрировать в узлах по осям, проходящим через центр тяжести (с округлением до 5 мм).

Угловые моменты, определяются как произведение нормальных усилий стержней и внешних узловых сил на их плечи до точки пересечения двух раскосов (рис.9.15).

Момент  $M = (N_2 - N_1) \cdot e_2 - F \cdot e_1$ , распределяется между элементами фермы, сходящимися в узле пропорционально их погонным жесткостям. Если жесткость элементов решетки по сравнению с поясом мала, то момент воспринимается в основном поясом фермы. При постоянном сечении пояса и одинаковых панелях момент в поясе  $M_n = M/2$ .

Резку стержней решетки производят, нормально к оси стержня, для крупных стержней допускают косую резку с целью уменьшения размеров фасонки.



**Рис. 9.15. К определению дополнительных моментов от расцентровки узлов**

Чтобы уменьшить сварочные напряжения в фасонках, стержни решетки не доводятся до поясов на расстояние  $a = 6t - 20$  мм, но не более 80 мм (здесь  $t$  - толщина фасонки в мм). Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, оставляют зазор не менее 50 мм.

Толщину фасонок выбирают в зависимости от действующих усилий (табл.9.2) и принятой толщины сварных швов. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отпавочного элемента. Разница толщин фасонок в смежных узлах не должна превышать 2 мм.

Размеры фасонок определяются необходимой длиной швов крепления элементов. Фасонки должны быть простого очертания, чтобы упростить их изготовление и уменьшить количество обрезков. Целесообразно унифицировать размеры фасонок и иметь на ферму один – два типоразмера. Стропильные фермы пролетом 18-24 м разбивают на два отпавочных элемента с укрупнительными стыками в средних узлах. Стыки следует проектировать так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

При проектировании ферм со стержнями из широкополочных двутавров и тавров, из замкнутых гнуто сварных профилей или из круглых труб надо пользоваться специальными руководствами.

**Таблица 9.2. Рекомендуемые толщины фасонок**

Максимальное усилие, в стержнях решетки, кН	До 150	160-250	260-400	410-600	610-1000	1010-1400	1410-1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

### 9.15. Фермы из одиночных уголков

В легких сварных фермах из одиночных уголков узлы можно проектировать без фасонок, приваривая стержни непосредственно к полке поясного уголка угловыми швами (рис.9.16). Уголки следует прикреплять обваркой по контуру. Допускается приварка уголка одним фланговым швом (у обушка) и лобовыми швами, а также центрация осей стержней решетки на обушок пояса

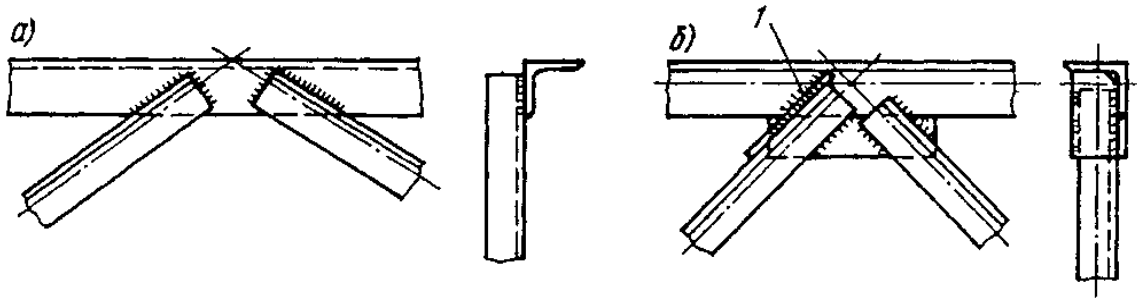


Рис. 9 16. Узлы ферм из одиночных уголков

(рис.9.16,а). Если для крепления стержней решетки к полке поясов не хватает места, то к полке пояса приваривают планку (рис.9.16,б), создающую в узле необходимое уширение.

### 9.16. Фермы из парных уголков

В фермах из парных уголков, составленных тавром, узлы проектируют на фасонках, которые заводят между уголками. Стержни решетки прикрепляют к фасонке фланговыми швам (рис.9.17). Усилие в элементе распределяется между швами по обушку и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. Разность площадей швов регулируется толщиной и длиной швов. Концы фланговых швов выводят на торцы стержня на 20 мм для снижения концентрации напряжения. Фасонки прикрепляют к поясу сплошными швами и выпускают их за обушок поясных уголков на 10-15 мм.

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, при отсутствии узловых нагрузок рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса (рис.9.16,в)

$$N = N_2 - N_1 \quad (9.11)$$

В месте опирания на верхний пояс прогонов или кровельных плит (рис.9.17,в,г) фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10-15мм.

Чтобы прикрепить прогоны, к верхнему поясу фермы приваривают уголок с отверстиями под болты (рис.9.17,в). В местах опирания крупнопанельных

плит верхний пояс стропильной фермы усиливают накладками  $t = 12$  мм, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

В избежании ослабления сечения верхнего пояса не следует приваривать накладки поперечными швами.

При расчете узлов обычно задаются значением " $k_f$ " и определяют требуемую длину шва.

Фасонки ферм с треугольной решеткой конструируют прямоугольного сечения, с раскосной решеткой – в виде прямоугольной трапеции.

Для обеспечения плавной передачи усилия и снижения концентрации напряжений угол между краем фасонки и элементом решетки должен быть не менее  $15^\circ$  (рис.9.17,в).

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из листов (рис.9.18) или уголка. Для того чтобы прикрепить уголковую накладку необходимо срезать обушок и полку уголка. Уменьшение его площади сечения компенсируется фасонкой.

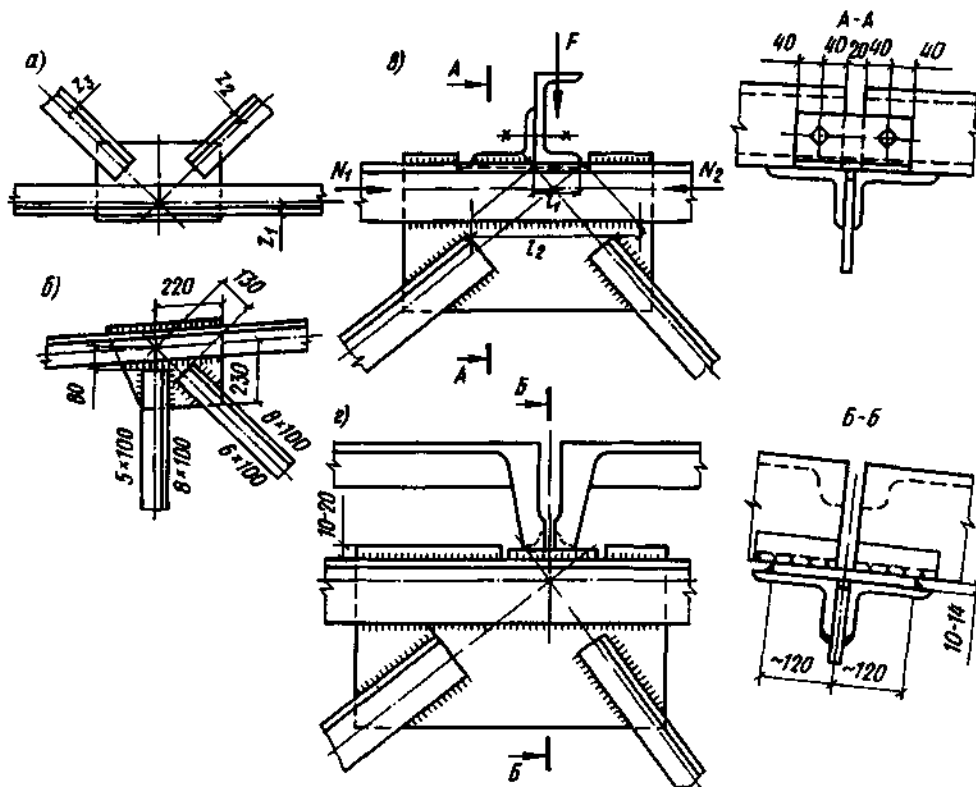
При установке листовых накладок в работу включается фасонка. Центр тяжести сечения в месте стыка не совпадает с центром тяжести сечения пояса, и оно работает на внецентренное растяжение (или сжатие), поэтому стык пояса выносят за пределы узла, чтобы облегчить работу фасонки.

Для обеспечения совместной работы уголков их соединяют прокладками. Расстояние между прокладками должно быть не более  $40i$  для сжатых и  $80i$  для растянутых элементов, где  $i$  - радиус инерции одного уголка относительно оси, параллельной прокладке. При этом в сжатых элементах ставится не менее двух прокладок.

Решения укрупнительного узла фермы при их поставке из отдельных отправочных элементов показаны на рис.9.19.

Конструкции опорных узлов зависят от вида опор (металлические или железобетонные колонны, кирпичные стены и т.д.) и способ сопряжения (жесткое или шарнирное).

При свободном опирании ферм на нижележащую конструкцию возможное решение опорного узла показано на рис.9.20. Давление фермы  $F_R$  через плиту



*а – центрирование стержней; б – узел при раскосной решетке; в – прикрепление прогонов;*

**Рис. 9.17. Узлы ферм из парных уголков**

*г – прикрепление крупнопанельных плит*

передается на опору. Площадь плиты определяется по несущей способности материала опоры.

$$A_{пл} \geq F_R / R_{он} \quad (9.12)$$

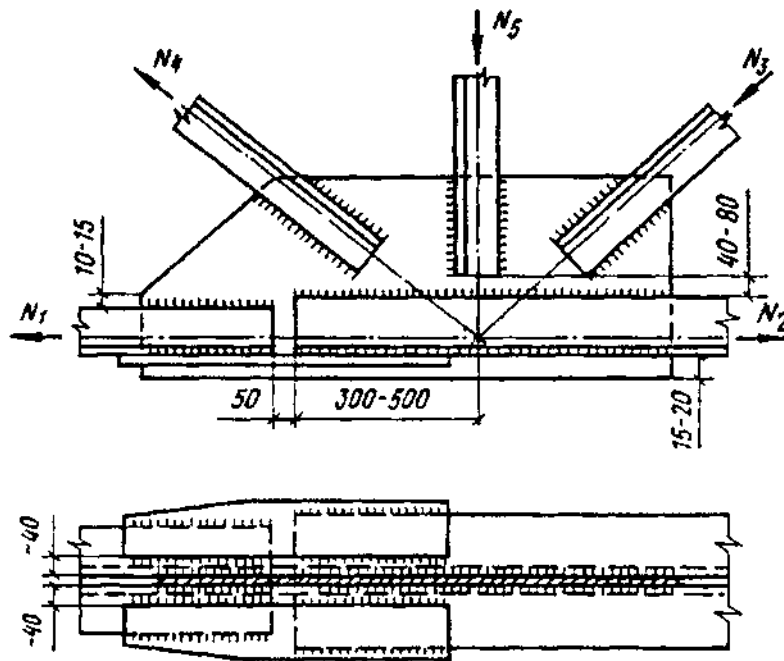
где  $R_{он}$  - расчетное сопротивление материала опоры на сжатие.

Плита работает на изгиб от отпора материала опоры аналогично плите базы колонны (см. гл.8).

Давление фермы на опорную плиту передается через фасонку и опорную стойку, образующие жесткую опору крестового сечения. Оси пояса и опорного раскоса центрируются на ось опорной стойки.

Швы, приваривающие фасонку и опорную стойку к плите, рассчитывают на опорную реакцию.

$$F_R / (k_f \sum l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c \quad (9.13)$$



**Рис. 9.18. Заводской стык пояса с изменением сечения**

В опорной плите устраивают отверстия для анкеров. Диаметр отверстий делают в 2-2,5 раза больше диаметра анкеров, а шайбы анкерных болтов приваривают к плите.

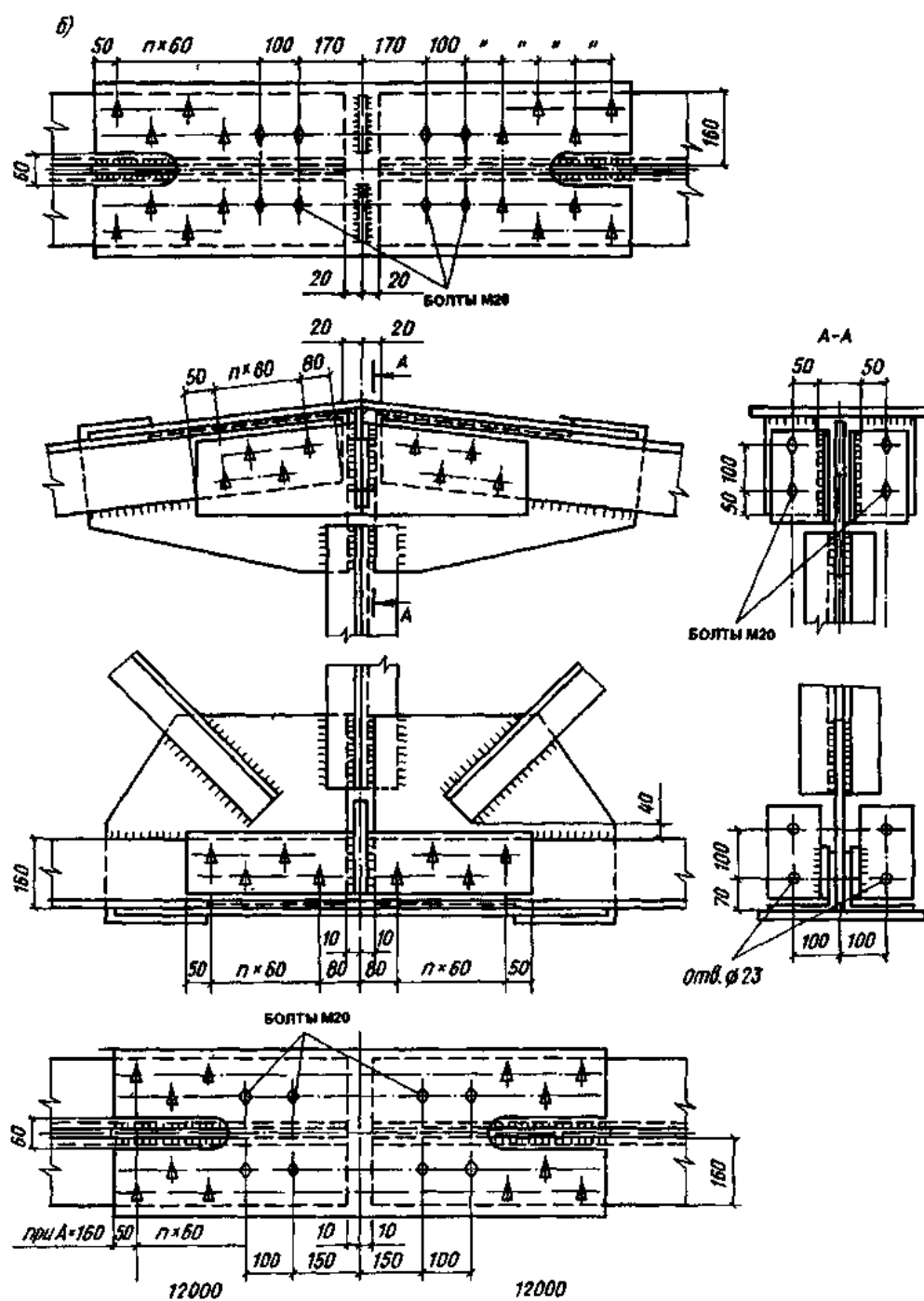
Для удобства сварки и монтажа узла расстояние между нижним поясом и опорной плитой принимают больше 150мм.

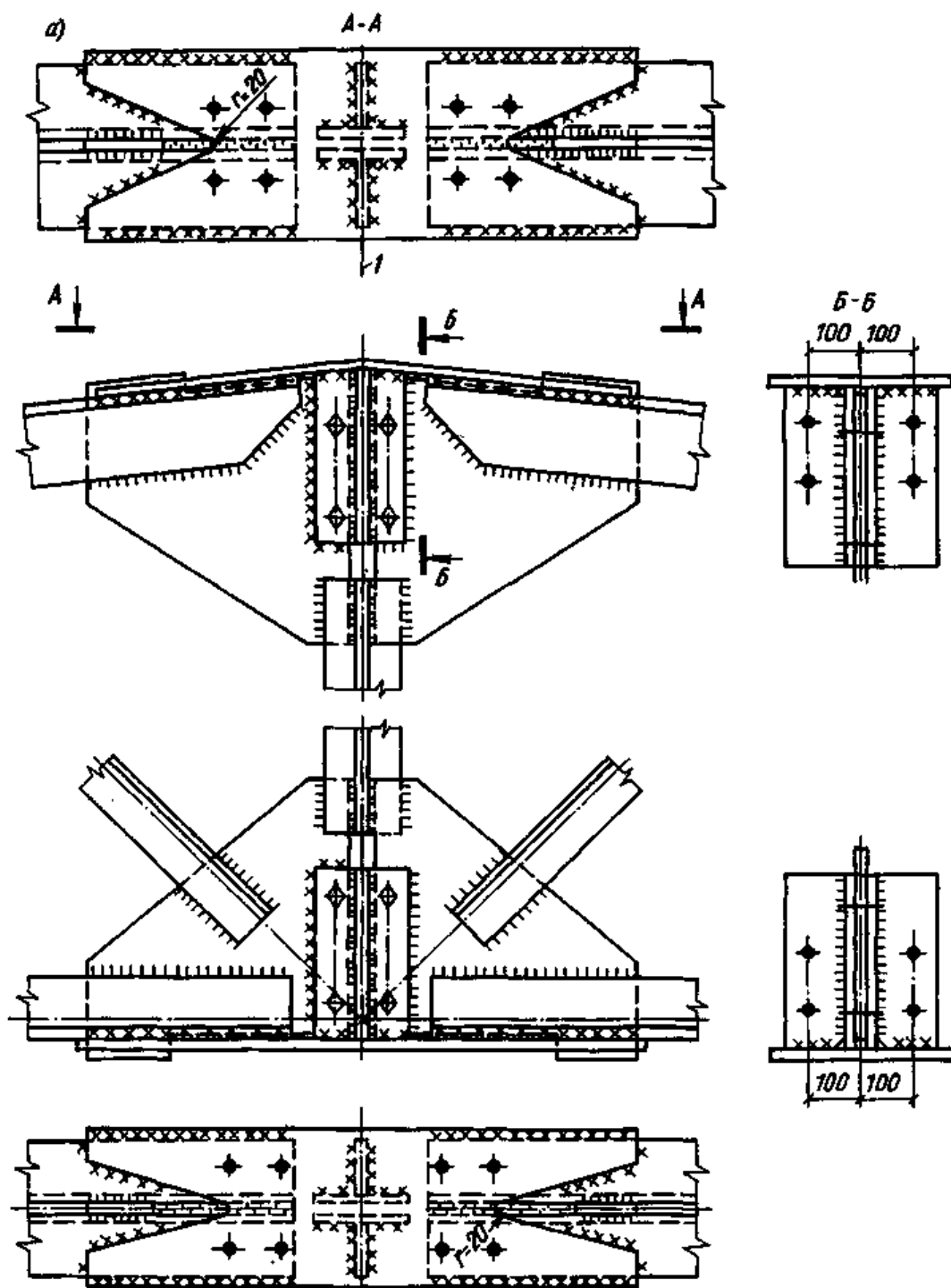
Аналогично конструируем опорный узел при опирании фермы в уровне верхнего пояса (рис.9.19.б).

### **9.17. Ферма с поясами из широкополочных тавров с параллельными гранями полок**

Тавры с параллельными гранями полок получают путем продольного роспуска широкополочных двутавров. Тавры применяют в поясах ферм; решетка выполняется из спаренных или одиночных прокатных или гнутых уголков. Фермы с поясами из тавров экономичнее по расходу металла на 10-12%, по трудоемкости на 15-20% и по стоимости на 10-15% по сравнению с фермами из парных уголков. Экономия достигается за счет уменьшения числа деталей, размеров фасонки и длины сварных швов.

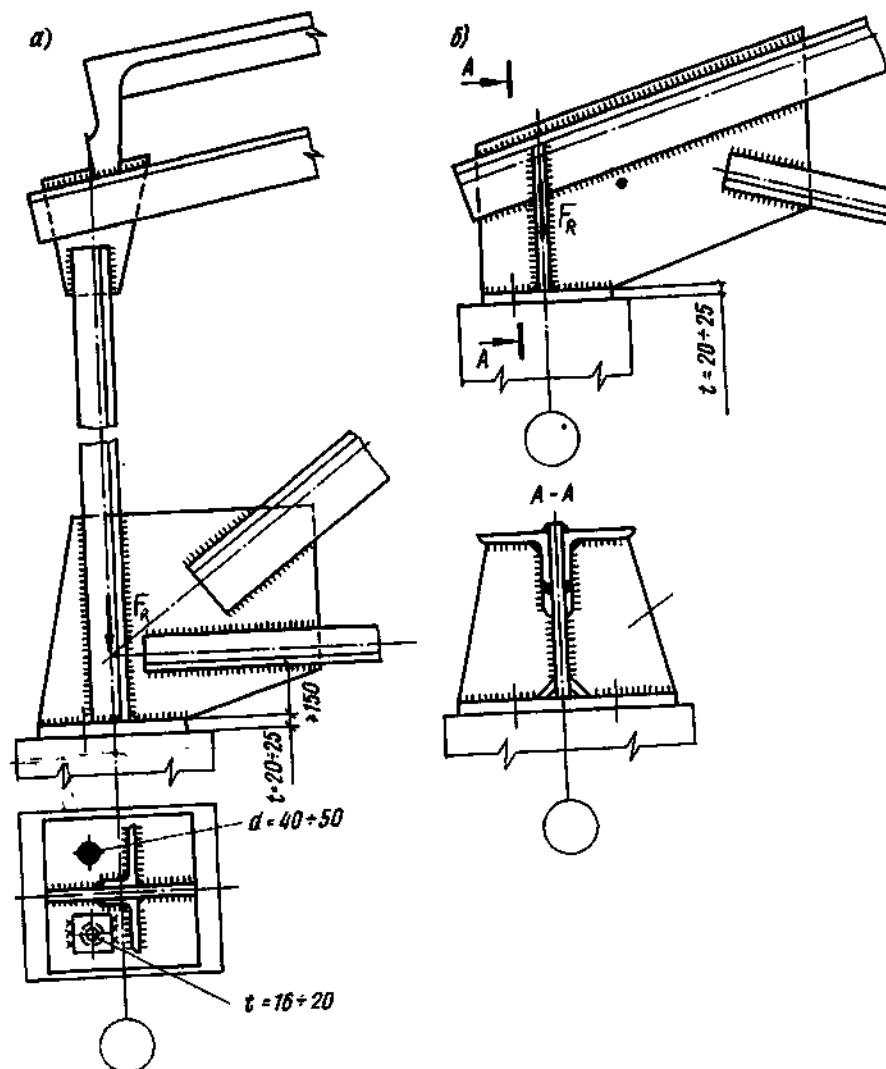
При небольших усилиях в раскосах швы их крепления к поясу размещаются на стенке тавра (рис.9.21,а). При больших усилиях (опорный и соседний с ним раскосы) для обеспечения необходимой длины шва приваривают к стенке тавра узловую фасонку той же толщины (рис.9.21,б). Стыковой шов соединения фасонки со стенкой тавра рассчитывается на срез от усилия, равного разности усилий в примыкающих панелях пояса.





*а – на сварке; б – на болтах; 1 – линия сгиба стыковой накладки*

### 9.19. Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков



*а – опирание на уровне нижнего пояса; б – тоже, верхнего пояса*

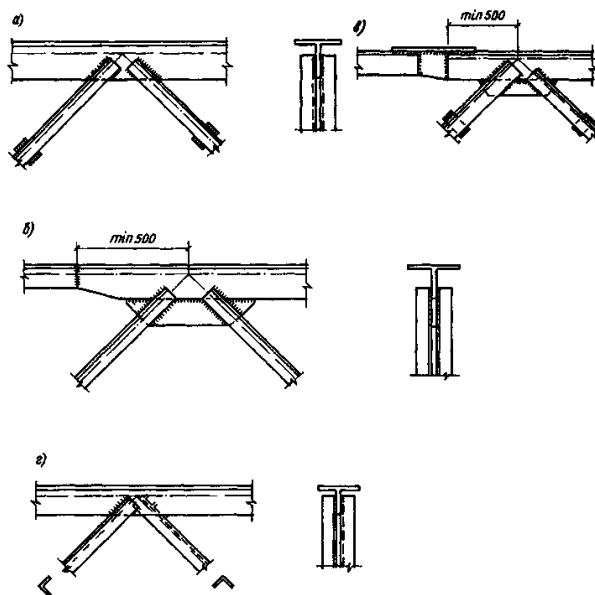
### 9.20. Опорные узлы ферм из парных уголков

Изменение сечения пояса может быть осуществлено встык (рис.9.21,б) или с помощью листовой вставки и накладки (рис.9.21,в).

Укрупненные стыки отправочных марок выполняются на сварке или высокопрочных болтах.

Высокие экономические показатели имеют фермы с поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рис.9.6,ж). Раскосы тавра без фасонки (рис.9.21,г). В месте пересечения раскосы соединяются на сварке или болтах. Растянутый раскос препятствует потере устойчивости сжатого

раскоса и уменьшает его расчетную длину. как в плоскости, так и из плоскости фермы в 2 раза.



*а – узел без фасонки; б – узел с дополнительной фасонкой и изменением сечения пояса*

**Рис.9.21. Узлы ферм с поясами из тавров** *встык; в – узел с изменением сечения пояса с помощью накладки и вставки; г – узел фермы с перекрестной решеткой из уголков*

## 9.18. Фермы из труб

**В трубчатых фермах рациональны безфасоночные узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам (рис.9.22,а).**

**Узловые сопряжения должны обеспечивать герметизацию внутренней полости фермы, чтобы предотвратить там коррозию.**

Стержни также центрируются по геометрическим осям, но допускается и эксцентриситет не более одной четверти диаметра поясной трубы, если она используется при неполной несущей способности.

Расчет такового узлового сопряжения довольно сложен и относится к области расчета пересекающихся цилиндрических оболочек.

Прочность шва, прикрепляющего трубчатый стержень решетки, можно проверить в запас прочности по формуле

$$N / (0,85 k_f l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c \quad (9.14)$$

где 0,85 - коэффициент условий работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва;  $l_w$  - длина шва, определяемая по формуле

$$l_w = 0.5 \pi d \xi [ 1.5( 1 + \operatorname{cosec} \alpha ) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha} ] \quad (9.15)$$

Значение коэффициента  $\xi$ , зависящего от соотношения диаметра труб приведены в табл.9.3.

При недостаточной толщине пояса его можно усилить (рис.9.22,а). Накладки вырезают из труб того же диаметра, что и пояс или изгибают из листа толщиной не менее одной и не более двух толщин стенки поясной трубы

При передаче на пояс фермы сосредоточенных нагрузок (от веса кровли, подвешенного транспорта и т.п.) необходимо предусмотреть детали для

**Т а б л и ц а 9.3. Значения коэффициента  $\xi$**

$d/D$	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
$\xi$	1,0	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

приложения этих нагрузок симметрично относительно осей плоскости фермы вдоль боковых участков стенки поясной трубы.

Укрупнительное соединение стропильных ферм в коньковом узле выполнять с центрирующей прокладкой между фланцевыми заглушками.

Если нет станков для фигурной обработки торцов труб, узлы трубчатых ферм можно сплющивать (рис.9.22,б), а в исключительных случаях выполнять на фасонках (рис.9.22,в). Сплющивание концов допустимо лишь для труб из низкоуглеродистой или другой пластичной стали.

Трубы одинакового диаметра соединяют встык на остающемся подкладном кольце (рис.9.23,а). При низком расчетном сопротивлении наплавленного металла стыковое соединение на подкладном кольце выполняют косым швом (рис.9.23б).

Стыковое соединение можно также выполнить с помощью парных кольцевых накладок, гнутых из листа или вырезаемых из труб того же или несколько большего диаметра (рис.9.23,в). Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20% больше толщины стыкуемых труб.

Стыкуемые соединения труб разных диаметров, работающих на сжатие, могут выполняться с помощью торцевых прокладок (рис.9.23,г). На монтаже часто применяются фланцевые соединения на болтах (рис.9.23,д).

Решения опорных узлов приведены на рис.9.24.

## 9.19. Фермы из гнутых профилей

**Фермы из гнутых сварных замкнутых профилей (ГСП) проектируют с бесфасоночными узлами (рис.9.25). Для упрощения конструкции узлов следует принимать треугольную решетку без дополнительных стоек, при которой к поясам примыкает не более двух элементов.**

*а – с непосредственным примыканием; б – со сплющиванием концов стержней;*

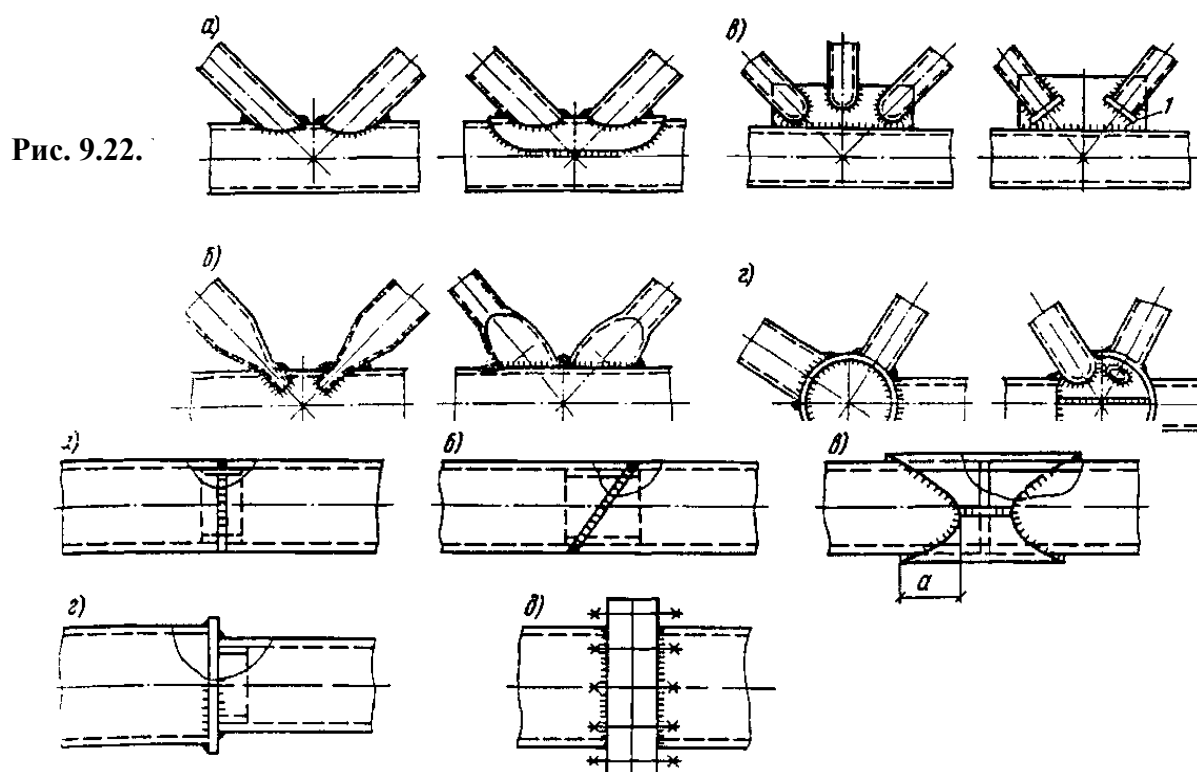


Рис. 9.23. Стыковые соединения труб

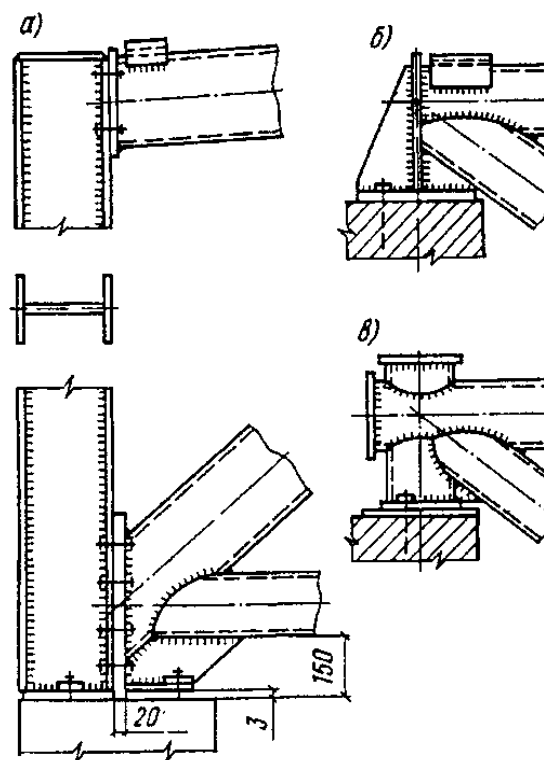


Рис. 9. 24. Опорные узлы трубчатых ферм

**Толщину стенок стержней принимать не менее 3 мм. Применение профилей**

**одинаковых размеров сечения, отличающихся толщиной стенок менее чем**

на 2 мм не допустимо в одной ферме.

Ширину стержней решетки " $b_p$ " (из плоскости конструкции) следует принимать, возможно, большей. Но не более  $B - 3(t_n + t_p)$  из условия наложения продольных сварных швов и не менее 0,6 поперечного размера пояса  $B$  ( $t_n$ ,  $t_p$  - толщина пояса и решетки).

Углы примыкания раскосов к поясу должны быть не менее  $30^\circ$  для обеспечения плотности участка сварного шва со стороны острого угла.

Заводские стыки стержней рекомендуется выполнять сваркой встык на остающейся подкладке, а монтажные стыки – фланцевыми на болтах.

Сварные швы, прикрепляющие стержни решетки к полкам поясов рассчитывают как стыковые (см. гл.4).

**Узлы ферм из открытых гнутых профилей можно выполнять без фасонок.**

При поясе фермы коробчатого сечения и раскосах из двух ветвей, соединенных планками, раскосы примыкают с двух сторон внахлестку к поясу

и привариваются фланговыми швами (рис.9.25,а). Если высота пояса недостаточна, то к нему приваривают фасонки в двух плоскостях стыковыми швами (рис.9.25,б). Опорный узел показан на рис.9.25,в.

## **9.20. Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД)**

**На детализовочном (рабочем) чертеже показывают фасад отправочного элемента, планы верхнего и нижнего поясов, вид сбоку и разрезы. Узлы и сечения стержней чертят в масштабе 1:10-1:15 на схеме фермы, вычерченной в масштабе 1:20-1:30 (см. рис.13).**

Основными размерами узла являются размеры от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решетки и до края фасонки (см. рис.9.17). Длина стержней решетки и фасонок назначается кратными 10 мм. На чертеже указываются размеры сварных швов и расположение отверстий под болты.

На детализовочном чертеже размещается спецификация деталей для каждого отправочного элемента и таблица заводских швов или болтов.

В примечаниях указываются особенности изготовления конструкции, неясные из чертежа

## **9.21. Узлы тяжелых ферм**

**В тяжелых фермах надо более строго выдерживать центрирование стержней в узлах по осям, проходящим через центр тяжести, так как даже небольшие эксцентриситеты при больших усилиях в стержнях вызывают значительные моменты, которые необходимо учитывать при расчете ферм.**

При изменении сечения поясов центрирование элементов следует проводить по осредненной линии центров тяжести, при этом в расчете учитывается момент от расцентровки (если эксцентриситет больше 1,5% высоты сечения пояса).

Тяжелые фермы имеют, как правило, высоту больше 3,85 м, поэтому их собирают на монтаже из отдельных элементов. Монтажные стыки располагают в узлах или вблизи узлов.

При расположении стыка в узле, усложняется конструкция узла.

При монтаже не всегда удастся обеспечить качество сварного соединения. Поэтому монтажные соединения элементов ферм, работающих на динамические нагрузки (мостовые, подкрановые фермы и т.д.), часто выполняют на высокопрочных болтах (рис.9.26). При Н-образном или швеллерном сечении стержней простыми и надежными являются узлы на фасонках, соединяющих с наружной стороны все подходящие к узлу стержни.

К фасонкам крепят только вертикальные элементы стержней.

Фасонки при устройстве стыков пояса в центре узла служат стыковыми элементами. Чтобы обеспечить работу фасонки целесообразно усиливать их в местах стыков наружными накладками. Число болтов, прикрепляющих

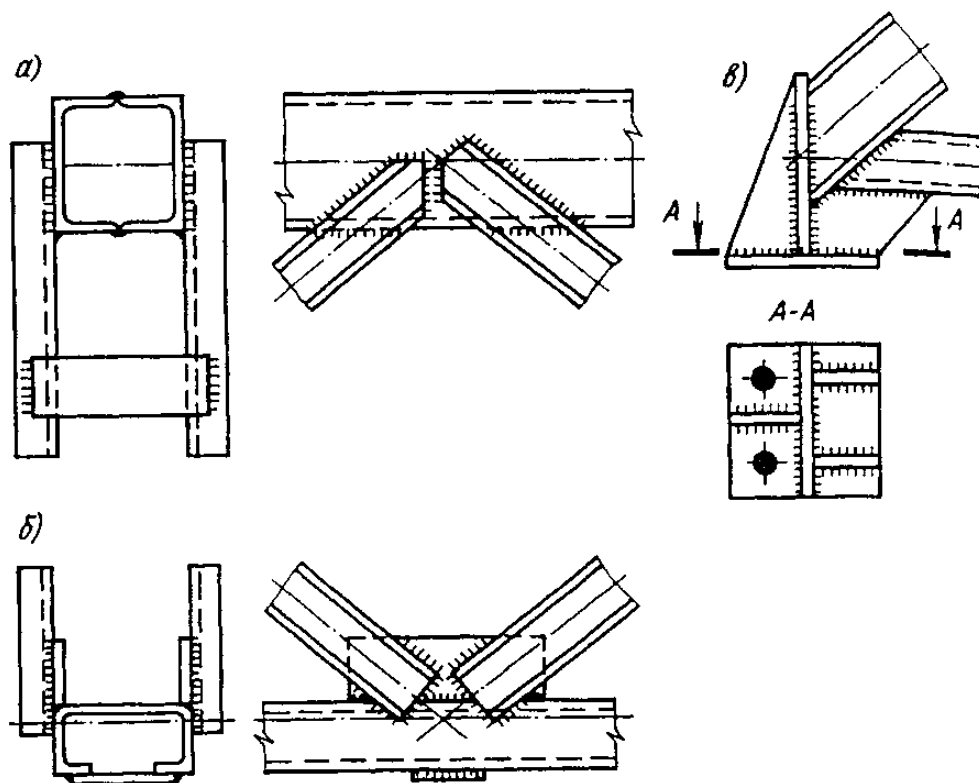


Рис.9.25. Узлы ферм из открытых гнутых профилей

накладки, увеличивается на 10%. Фасонки следует принимать достаточно толстыми, не меньше толщины скрепляемых элементов.

Болты в узлах тяжелых ферм следует размещать по унифицированным рискам на расстояниях, требуемых кондуктором и многошпindelным сверлением (обычно при болтах  $d = 24$  мм шаг болтов принимают 80 мм).

В большепролетных фермах горизонтальное смещение опор весьма значительно. Чтобы исключить дополнительные горизонтальные усилия, конструктивное решение опорных узлов должно соответствовать расчетной схеме (одна опора шарнирно неподвижная, другая – подвижная). Неподвижную опору выполняют в виде плиточного шарнира или неподвижного балансира, подвижную на катках по типу мостовых ферм (см. гл.18).

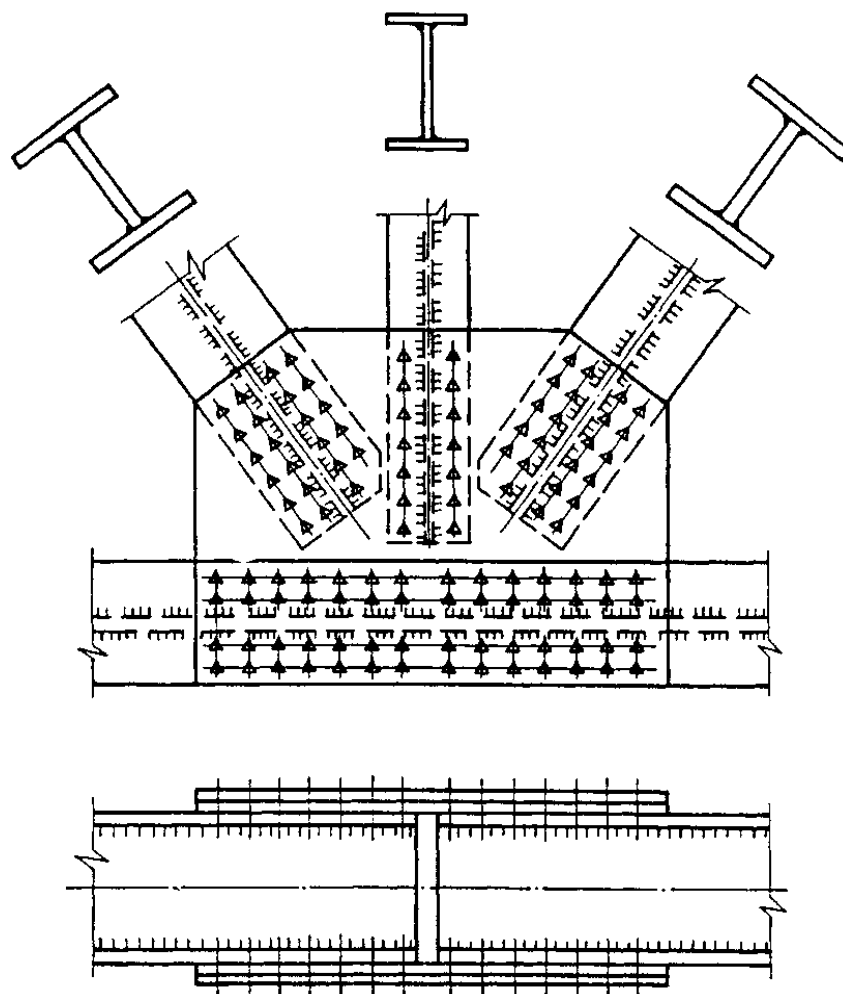


Рис.9.26. Узел тяжелой фермы на болтах

## 9.22. Предварительно напряженные фермы

**В фермах предварительное напряжение осуществляется затяжками, в неразрезных фермах – смещением опор. В разрезных фермах затяжки выполняются из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков**

**высокопрочной проволоки и т.п.). Затяжки следует размещать так, чтобы в результате их натяжения в наиболее нагруженных стержнях фермы возникали усилия, обратные по знаку усилиями от нагрузки.**

Затяжки можно размещать в пределах длины отдельных стержней, работающих под нагрузкой на растяжение, создавая в них предварительное напряжение сжатия (рис.9.27,а). Этот способ эффективен только для тяжелых ферм.

В фермах, пояс которых (работающий на растяжение) имеет значительный удельный вес по расходу металла, можно создать предварительное напряжение одной затяжкой во всех панелях пояса (рис.9.27,б).

В легких фермах наиболее эффективна схема типа арки с затяжкой (рис.9.27, в, г).

Возможны выносные затяжки (рис.9.27,д), разгружающее воздействие которых на стержни фермы может быть особенно значительным. Однако по условиям компоновки сооружения и транспортирования – выносную затяжку не всегда можно применить.

При размещении затяжки вдоль нижнего пояса по длине она соединяется диафрагмами с поясом и обеспечивает его от потери устойчивости во время предварительного напряжения (рис.9.28), когда нижний пояс получает сжимающие усилия.

При выносных затяжках и в схеме “арка с затяжкой” необходима принять меры для обеспечения устойчивости нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. В этом случае следует осуществлять натяжение затяжки в проектном положении, когда ферма раскреплена связями или же на земле во время монтажа, после чего выполнять натяжение и подъем (рис.9.29, а). В пространственных системах ферм, например, треугольного сечения, также можно производить натяжение внизу, так как нижний пояс закреплен от потери устойчивости (рис.9.29,б).

Сечения стержней в предварительно напряженных фермах могут быть такими же как и в обычных. При предварительном напряжении отдельных стержней затяжки должны размещаться симметрично относительно вертикальной оси стержня. По конструктивным соображениям они часто проектируются из двух ветвей (см. рис.9.28).

Основы расчета и конструирования предварительно напряженных ферм изложены в спецкурсе (“Металлические конструкции” [3]).

- 
1. Классификация и область применения ферм (стр.2-4).
  2. Выбор статической схемы и очертания фермы и определения ее размеров(стр.4-9).
  3. Какие бывают решетки в фермах? (стр.5-10).
  4. Что такое строительный подъем и для чего он нужен? (стр.9-10).
  5. Как обеспечивается устойчивость ферм? (стр.11-12).
  6. Какие бывают сечения ферм и их подбор? (стр.12-15; 21-27).
  7. Как определяются расчетные нагрузки на ферму и усилия в ее стержнях? (стр.16-19).
  8. Как определяется расчетная длина стержней? (стр.19-21).
  9. Что такое предельная гибкость стержня? (стр.20-21).
  10. Конструирование ферм. Какая разница между фермами из одиночных уголков и из парных? (стр.27-33).
  11. Когда используется сечение поясов из тавров? (стр.34-35).
  12. Из чего еще конструируют фермы? (стр.35-40).
  13. Что такое предварительно напряженные фермы? (стр.40-42)
  14. Как оформляют чертежи легких ферм? (стр.39).