

38.5
B19
А. А. Васильев

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ



МОСКВА
СТРОЙИЗДАТ
1979

38.5

В 10

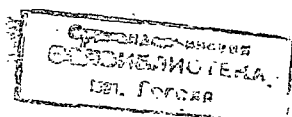
А. А. Васильев

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Издание третье, переработанное и дополненное

Допущено Главным управлением кадров
и учебных заведений Министерства
монтажных и специальных строительных работ СССР
в качестве учебного пособия для техникумов

322966



Москва
Стройиздат
1979

ББК 38.54
В 19
УДК 624.014(075.3)

Рецензент: В. М. Краснов (Всесоюзное объединение Союзсталь-конструкция).

Васильев А. А.

В 19 Металлические конструкции: Учеб. пособие для техникумов. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1979. — 472 с.; ил.

Излагаются основы конструирования и расчета металлических конструкций, применяемых в промышленном и гражданском строительстве. Рассматриваются работа металла под нагрузкой, компоновка и расчет сечений элементов конструкций, узлов и деталей. Приводятся примеры конструирования и расчета, а также справочные материалы.

Книга предназначена в качестве учебного пособия для учащихся техникумов, специализирующихся по металлическим конструкциям.

30205—431
В 047(01)—79 97—79.

3202000000

ББК 38.54
6С4.05

© Стройиздат, 1975
© Стройиздат, 1979, с изменениями

Книга содержит основы проектирования, конструирования и расчета строительных металлических конструкций. Основные разделы иллюстрированы примерами расчета и конструирования, в приложении даны необходимые справочные материалы.

При переиздании книги учтены последние нормативные и инструктивные материалы по металлическим конструкциям: ГОСТ, СНиП, СН, утвержденные типовые конструкции, а также достижения в области проектирования, изготовления и монтажа конструкций. В книгу не вошли изменения и дополнения к СНиП II.В.3—72, введенные после 1 января 1979 г. и касающиеся расчета сварных сооружений.

В книге применена внедряемая в нашей стране Международная система физических величин СИ. Для удобства расчетов выражение силы принято в килоньютонах (кН), а напряжений — в килоньютонах на квадратный сантиметр (кН/см²).

Учитывая изложенное, для перехода от одних единиц к другим полезно запомнить следующие основные соотношения:

$$1 \text{ кН} \approx 100 \text{ кгс} = 0,1 \text{ тс};$$

$$1 \text{ кН/см}^2 \approx 100 \text{ кгс/см}^2 = 1 \text{ кгс/мм}^2 \approx 10 \text{ МПа}.$$

В отдельных случаях при использовании нормативных данных (давление колес стандартных кранов, величин нормативных нагрузок по действующим СНиП) применяются наименования как новых, так и старых единиц.

Краткие сведения о Международной системе физических величин СИ приведены в приложении V.

Глава I

ВВЕДЕНИЕ

§1. ОСНОВНЫЕ ДОСТОИНСТВА И НЕДОСТАТКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Основные достоинства металлических конструкций:

1) **высокая несущая способность.** Металлические конструкции могут воспринимать значительные усилия при относительно небольших сечениях вследствие большой прочности металла;

2) **высокая надежность.** Благодаря однородности структуры металла и его упругим свойствам металлические конструкции можно рассчитывать наиболее точно, что позволяет обеспечить надежность работы проектируемого сооружения;

3) **легкость и транспортабельность** по сравнению с конструкциями из железобетона, камня и дерева. Высокие механические качества металла позволяют допустить в нем высокие напряжения, и по сравнению с сечениями из других материалов сечения металлических конструкций получаются более легкими при одних и тех же усилиях. Показателем конструктивных качеств материала может быть отношение его удельного веса к расчетному сопротивлению $c = \gamma/R$ (размерность 1/м). Этот показатель имеет наименьшее значение для алюминиевых сплавов $c = 1,1 \cdot 10^{-4}$ 1/м, для стали $c = 3,7 \cdot 10^{-4}$ 1/м, в то время как для дерева $c = 4,5 \cdot 10^{-4}$ 1/м, а для бетона $c = 24 \cdot 10^{-4}$ 1/м;

4) **сплошность материала и соединений**, позволяющая осуществлять водонепроницаемые и газонепроницаемые конструкции;

5) **индустриальность**, достигаемая изготовлением конструкций на специализированных заводах и высокомеханизированным их монтажом на месте возведения сооружения.

Кроме того, металлические конструкции удобны в эксплуатации, так как легко могут быть усилены при увеличении нагрузок, наиболее полно используются при реконструкциях, легко ремонтируются.

Недостатками металлических конструкций являются:

1) подверженность стальных конструкций воздействию коррозии, что требует специальных мероприятий по защите;

2) малая огнестойкость. При температурах выше 400°C для сталей и выше 200°C для алюминиевых сплавов начинается ползучесть материала (существенное развитие пластических деформаций при постоянной нагрузке).

§ 2. ПРИМЕНЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ В СОВРЕМЕННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В 1977 г. в нашей стране было выплавлено 144 млн. т стали, из них на строительные металлические конструкции использовано около 7 млн. т. В строительстве применяются преимущественно конструкции из обычной углеродистой стали, из низколегированных сталей повышенной прочности и из алюминиевых сплавов.

Наиболее широко применяются металлические конструкции для:

1) **производственных зданий.** Современные производственные здания часто оборудуются очень тяжелыми мостовыми кранами, имеют большие пролеты, высоты и являются сложными инженерными сооружениями (рис. 1.1). В настоящее время на несущие элементы каркаса промышленных зданий (колонны, фермы, подкрановые балки) расходуется свыше 50% строительных металлоконструкций;

2) **листовых конструкций**, представляющих собой различные емкости, оболочки, кожухи, трубопроводы. Металл в таких конструкциях является одним из эффективнейших материалов, так как удовлетворяет требованию герметизации, предъявляемому к этим сооружениям. Листовые конструкции весьма металлоемки, и на них расходуется около 20% строительных металлоконструкций.

Листовые конструкции применяются в резервуарах для хранения жидкостей, в газгольдерах для хранения и распределения газов, в бункерах для хранения и перегрузки сыпучих материалов, в конструкциях доменных цехов (рис. 1.2) — кожухи печей, воздухонагреватели, пылеуловители и другие сооружения; в конструкциях предприятий химической и нефтяной промышленности —

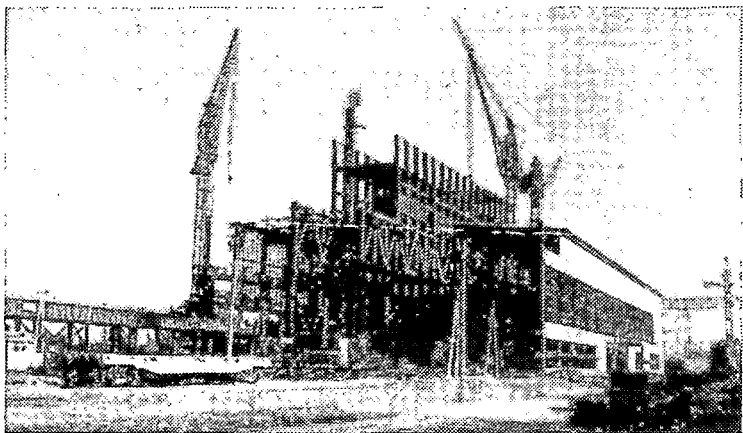


Рис. I.1. Строительство конверторного цеха

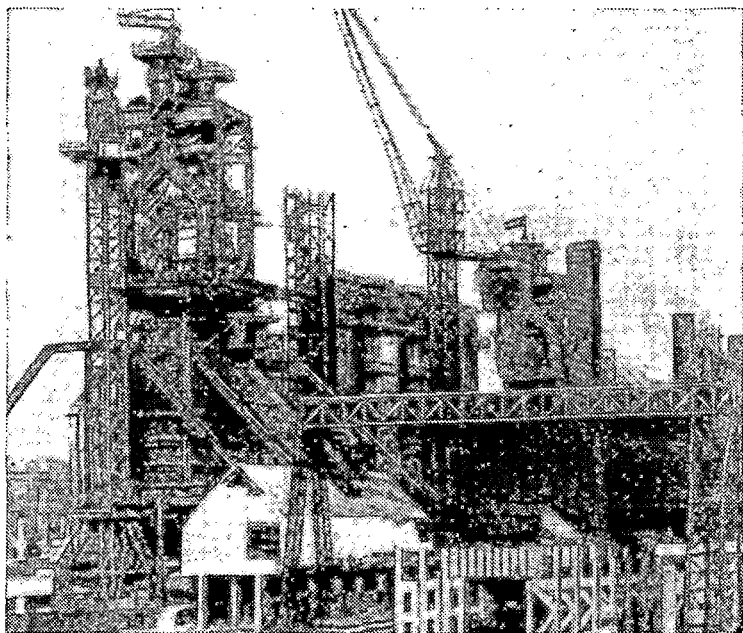


Рис. I.2. Строительство доменного цеха

ректификационные колонны, крекинг-установки, различные сосуды и аппараты, сварные трубопроводы большого диаметра;

3) специальных конструкций гражданского и промышленного назначения. Эта группа конструкций характерна большим разнообразием сооружений, в которых

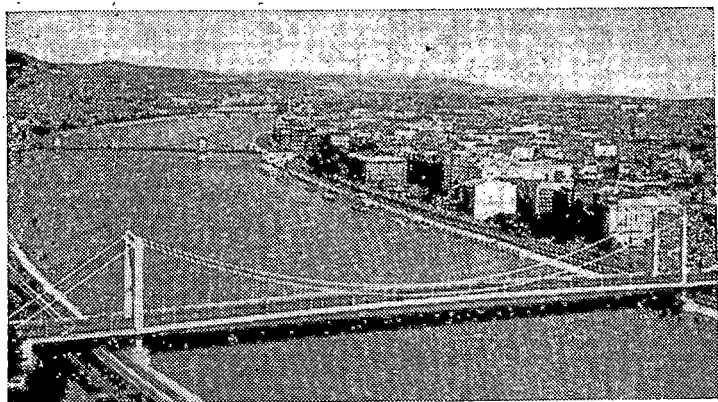


Рис. 1.3. Висячий автодорожный мост

эффективно используются те или иные достоинства металла:

а) пролетные строения железнодорожных и автодорожных мостов (рис. 1.3), путепроводы и эстакады;

б) несущие каркасы высотных зданий;

в) большепролетные покрытия зданий общественного назначения (выставочные павильоны, спортивные и зрелищные сооружения) и здания специального назначения (ангары, эллинги, авиасборочные цехи);

г) сооружения башенного и мачтового типа: башни и мачты для радиосвязи и телевидения (рис. 1.4), опоры линий электропередачи высокого напряжения, башни для маяков и освещения, буровые и нефтяные вышки и т. п.;

д) подвижные конструкции: несущие конструкции больших подъемно-транспортных машин и экскаваторов (порталы, стрелы, башни), затворы гидротехнических сооружений, ворота шлюзов и т. д.

Конструкции из алюминиевых сплавов вследствие дефицитности алюминия применяются еще мало. Стоимость 1 т готовых конструкций из алюминиевых сплавов примерно в 5—8 раз выше стоимости конструкций из стали. Однако легкость, прочность и коррозионная стойкость сплавов позволяет эффективно использовать их. Из алюминиевых сплавов изготовляют кровельные и ограждающие панели зданий, витражи остекления, листовые конструкции и трубопроводы для агрессивных жидкостей, большепролетные перекрытия и подвижные конструкции, для которых большое значение имеет снижение собственного веса, а также конструкции, возводимые в труднодоступных районах.

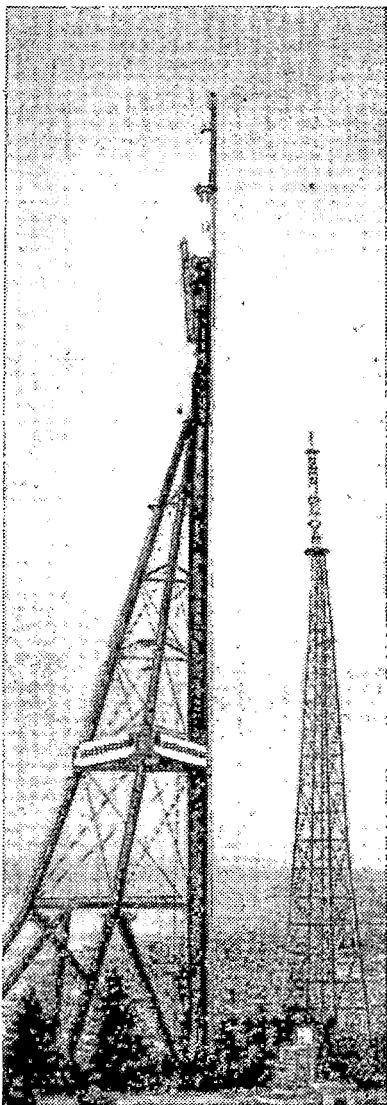


Рис. 1.4. Монтаж телевизионной башни в Тбилиси высотой 277,5 м

§ 3. КРАТКИЙ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОБЗОР РАЗВИТИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Железо, являющееся базой для изготовления металлических конструкций, производилось в России до XVII в. в небольших количествах кустарным способом. В 1698 г. указом Петра I был основан первый государственный металлургический завод в Невьянске, положивший начало промышленной металлургии.

К началу первой мировой войны в России выплавлялось 4,2 млн. т стали в год. За годы Советской власти производство стали интенсивно возрастало и в 1977 г. достигло 144 млн. т.

Первые железные элементы для строительных конструкций в виде скреп-затяжек для восприятия распора каменных сводов начали применяться в XII—XIV вв. (Успенский собор во Владимире, XII в.).

В XVII в. появляются первые несущие железные конструкции в виде каркасов куполов (колокольня Ивана Великого в Москве, 1600 г.) и железных стропил (перекрытие Архангельского собора в Москве, наклонные стропила Кремлевского дворца, перекрытие над трапезной Троице-Сергиевского монастыря в Загорске).

В XVIII в. был освоен процесс литья чугуна для строительных целей и стали внедряться чугунные несущие конструкции. Первый чугунный мост в России был построен в 1784 г. в парке Царского Села под Петербургом, через 5 лет после сооружения первого в мире чугунного моста через р. Северн в Англии.

В XIX в. мостовые конструкции становятся ведущими среди других металлических конструкций. Развитие мостостроения в России связано с именами знаменитых инженеров и ученых, создавших металлические мосты оригинальной конструкции, значительно развивших теорию их расчета и оказавших большое влияние на дальнейшее развитие металлических конструкций.

Инж. С. В. Кербедз (1810—1899 гг.) построил первый в России железный мост через р. Лугу с пролетными строениями из сквозных ферм, мост через р. Неман со сплошными клепанymi балками высотой 7 м, арочный железный мост в Москве.

Инж. Д. И. Журавский (1821—1891 гг.) возглавлял отдел проектирования мостов Петербурго-Московской железной дороги, разработал теорию расчета раскосных ферм и теорию скалывающих напряжений при изгибе.

Проф. Ф. С. Ясинский (1856—1899 гг.) внес большой вклад в развитие инженерных методов расчета на устойчивость металлических стержней, что в большой степени расширило дальнейшее применение металлических конструкций.

Проф. Н. А. Белелюбский (1845—1922 гг.) создал метрический сортмент стали, развил работы по испытанию строительных сталей, составил первый курс строительной механики, улучшил конструктивную форму мостовых ферм, применив в них раскосную решетку. По его проектам построено много мостов, наиболее крупными из которых являются Сызранский мост через Волгу, состоящий из 13 пролетов длиной по 107 м, и мосты Сибирской магистрали.

Проф. Л. Д. Проскуряков (1858—1926 гг.) ввел современную треугольную решетку ферм, развил теорию о наивыгоднейшей конфигурации поясов.

В начале XIX в. в металлических конструкциях начинает применяться сварочное железо, а после появления конверторного и мартеновского производства — строительные стали.

В 40-х гг. прошлого века появился прокат в виде фасонного железа, двутавровых балок и листа, и постепенно металлические конструкции начинают приобретать современные формы. Для соединения элементов применяются заклепки.

В фабрично-заводском строительстве XIX в. металлические конструкции широко применяются для покрытий. В конце прошлого столетия появились мостовые краны, которые повлияли на конструктивную форму производственных зданий.

Первая мировая и гражданская войны приостановили развитие металлических конструкций. В апреле 1929 г. XVI партийной конференцией был принят первый пятилетний план развития народного хозяйства, которым намечались невиданные масштабы строительства.

Крупное строительство с применением различных металлических конструкций велось во все увеличивающихся объемах до начала Отечественной войны 1941—1945 гг. За это время сформировались основные принципы советской школы металлостроителей: создание экономичных по расходу стали конструктивных решений при одновременном снижении трудоемкости изготовления конструкций, а также упрощении и ускорении их монтажа.

В начале 30-х гг. для соединений металлических конструкций начала применяться сварка, которая к 40-м годам получила широкое распространение. Сварка резко продвинула развитие металлических конструкций: конструкции стали легче, снизилась трудоемкость изготовления, упростились соединения и конструктивная форма.

Большую роль металлические конструкции сыграли в Великую Отечественную войну, когда требовалось в кратчайший срок возводить сооружения в отдаленных районах при острой нехватке рабочей силы. Достоинства металлических конструкций проявились и в восстановительный период: выведенные из строя металлические конструкции ремонтировались наиболее легко и с наименьшими затратами; требовалось только 15—20% нового металла от массы восстанавливаемых конструкций.

В послевоенный период металлические конструкции получают дальнейшее развитие. В промышленных зданиях утверждается унифицированный шаг несущих конструкций, разрабатываются типовые проекты отдельных элементов конструкций и целых сооружений. Развивается теория металлических конструкций в области их расчета, оптимального конструирования, особенностей действительной работы. Большой вклад в развитие этой теории внесли советские ученые и инженеры: почетный академик В. Г. Шухов (1853—1939 гг.), создавший ряд оригинальных конструкций и руководивший первой специализированной организацией по проектированию металлических конструкций, проф. И. П. Прокофьев (1877—1958 гг.), акад. Е. О. Патон (1870—1953 гг.). Особая роль принадлежит проф. Н. С. Стрелецкому (1885—1967 гг.), выдвинувшему и разработавшему ряд фундаментальных идей по предельному состоянию конструкций, основам их расчета и проектирования. Проф. Н. С. Стрелецкий являлся создателем и руководителем советской школы проектирования металлических конструкций.

За эти годы выросли высококвалифицированные проектные и научно-исследовательские организации: ЦНИИПроектстальконструкция, ЦНИИ строительных конструкций имени В. А. Кучеренко, ЦНИИпромзданий, Гипромет, Промстройпроект, Гидростальпроект, ЦНИИ электросварки имени акад. Е. О. Патона, кафедры металлических конструкций строительных вузов и др.

Основными направлениями развития народного хозяйства СССР на 1976—1980 гг., утвержденными XXV съездом КПСС, предусмотрено расширить практику полносборного строительства и монтажа зданий и сооружений из прогрессивных конструкций, увеличить заводское изготовление стальных строительных конструкций в 1,4—1,5 раза, шире применять изделия из алюминиевых сплавов.

В последние годы металл применяют в большепролетных зданиях общественного назначения и в производственных зданиях. Все

более широкое применение получают стали повышенной и высокой прочности, а также новые рациональные профили проката.

Увеличение и ускорение темпов строительства потребует в дальнейшем значительной реконструкции заводов металлоконструкций — введения автоматизированного производства, что, несомненно, отразится на развитии конструктивных форм металлических сооружений.

Глава II

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ, ИХ СОСТАВ, СВОЙСТВА И РАБОТА

В строительных металлических конструкциях применяются прокатная сталь (более 95%), отливки из стали и серого чугуна для опорных устройств тяжелых конструкций (менее 1%) и алюминиевые сплавы (менее 5%).

§ 4 СТАЛИ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ИХ СОСТАВ И СВОЙСТВА

Сталь — это сплав железа с углеродом (углерода до 2%) и незначительным количеством примесей (которые не вводятся преднамеренно, а попадают из руды или образуются в процессе выплавки) и легирующих компонентов (которые вводятся для улучшения свойств стали).

В зависимости от содержания легирующих компонентов стали делятся на четыре группы:

1) *углеродистые* — легирующие элементы специально не вводятся;

2) *низколегированные* — суммарное содержание легирующих элементов до 2,5%;

3) *среднелегированные* — легирующих компонентов 2,5—10%;

4) *высоколегированные* — легирующих компонентов более 10%.

В строительных металлоконструкциях применяется углеродистая, низколегированная и в незначительном количестве среднелегированная сталь.

Углеродистая сталь в зависимости от содержания углерода подразделяется на:

а) *низкоуглеродистую* с содержанием углерода до 0,25%;

б) *среднеуглеродистую* с содержанием углерода 0,25—0,6%;

в) *высокоуглеродистую* с содержанием углерода 0,6—2%.

Для строительных конструкций применяется низкоуглеродистая сталь (нехрупкая и хорошо свариваемая), средне- и высокоуглеродистые стали (конструкционные и инструментальные) используются в других отраслях промышленности.

По способу выплавки стали подразделяются на *мартеновские и конверторные*. Современные методы выплавки конверторной стали с продувкой кислородом позволяют получить сталь, близкую по качеству к мартеновской. Поэтому при поставке углеродистых сталей способ их выплавки не различают.

Для оценки свойств и качества сталей основными техническими характеристиками, необходимыми металлосту, являются их *механические свойства и химический состав*.

Механические свойства стали характеризуют следующие основные показатели.

1. *Предел текучести* σ_T , характеризующий напряжение, до достижения которого можно считать металл работающим упруго и пользоваться методами расчета по упругой стадии материала. Предел текучести является началом границы пластической стадии работы металла, его текучести, т. е. началом возрастания деформаций при неизменной нагрузке.

2. *Временное сопротивление* (предел прочности) σ_B , характеризующее условное напряжение разрыва растянутого образца (отношение разрушающей нагрузки к первоначальной площади сечения). Временное сопротивление характеризует прочность стали.

3. *Относительное удлинение* ϵ — отношение приращения длины образца после разрыва к ее исходному значению. Различают два относительных удлинения: для длинного круглого образца ($l_{расч}=10d$) — δ_{10} и для короткого ($l_{расч}=5d$) — δ_5 . Относительное удлинение характеризует пластические свойства стали.

4. *Ударная вязкость* a_K — работа, затраченная на разрушение специального образца ударным изгибом. Ударная вязкость характеризует склонность стали к переходу в хрупкое состояние, а так как эта склонность зависит от структуры стали, ее чистоты и однородности, то по значению ударной вязкости оценивают и эти качества. Испытания на ударную вязкость могут проводиться

при нормальной температуре $t=20^{\circ}\text{C}$, а также при отрицательных температурах $t=-20^{\circ}\text{C}$, $t=-40^{\circ}\text{C}$, $t=-70^{\circ}\text{C}$ и после механического старения. При отрицательных температурах и после механического старения склонность стали к переходу в хрупкое состояние увеличивается и значение ударной вязкости уменьшается.

5. Изгиб в холодном состоянии на 180° . Это испытание характеризует пластические свойства стали и склонность её к трещинообразованию.

Химический состав стали характеризуется процентным содержанием в ней различных компонентов и примесей.

Углерод (У) — повышает предел текучести и временное сопротивление стали, однако пластичность и свариваемость стали уменьшаются. Поэтому в строительных конструкциях применяют только низкоуглеродистые стали с содержанием углерода до 0,22%.

Кремний (С) — раскисляет сталь, поэтому его количество возрастает от кипящей к спокойной стали, он, как и углерод, но в меньшей степени увеличивает предел текучести и временное сопротивление, однако несколько ухудшает свариваемость, стойкость против коррозии и сильно снижает ударную вязкость. Вредное влияние кремния может компенсироваться повышенным содержанием марганца.

Марганец (Г) — увеличивает предел текучести и временное сопротивление стали, незначительно снижая ее пластические свойства и мало влияя на свариваемость.

Медь (Д) — несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии. Избыточное (более 0,7%) содержание меди способствует старению стали.

Алюминий (Ю) — хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, несколько повышает ее ударную вязкость.

Азот (А) — в несвязанном состоянии увеличивает хрупкость стали, особенно при низких температурах, и способствует ее старению. В химически связанном состоянии с алюминием, ванадием, титаном и ниобием азот, образуя нитриды, становится легирующим элементом, улучшающим структуру стали и ее механические свойства.

Никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), вольфрам (В), молибден (М), титан (Т), бор (Р) являются легирую-

щими компонентами, улучшающими те или иные механические свойства стали; применение их для сталей, используемых в строительстве, ограничивается дефицитностью и высокой стоимостью.

Ряд примесей является вредным для сталей, сильно ухудшая ее конструкционные качества.

Фосфор — резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, а также делает ее хладноломкой (хрупкой при отрицательных температурах).

Сера — несколько уменьшает прочностные характеристики стали и, главное, делает ее красноломкой (хрупкой и склонной к образованию трещин при температуре 800—1000° С), что влечет за собой появление сварочных трещин.

Кислород, водород и азот, которые могут попасть в расплавленный металл из воздуха и остаться там, ухудшают структуру стали и способствуют увеличению ее хрупкости.

В зависимости от механических свойств (предела текучести и временного сопротивления) все стали, применяемые для строительных конструкций, подразделяются на **классы прочности (классы стали)**. Таких классов семь: С 38/23, С 44/29, С 46/33, С 52/40, С 60/45, С 70/60 и С 85/75 [принятые обозначения: С — сталь, цифра в числителе — временное сопротивление, в знаменателе — предел текучести стали по ГОСТ в кг/мм² (или, что то же, кН/см²)].

По прочности все стали условно делят на три группы: *обычной прочности* — низкоуглеродистые стали класса С 38/23;

стали повышенной прочности — низколегированные стали классов С 44/29, С 46/33, С 52/40;

стали высокой прочности — низколегированные и среднелегированные стали классов С 60/45, С 70/60, С 85/75.

Повышение механических свойств стали достигается также термической обработкой: *нормализацией* (нагрев проката до температуры образования аустенита с последующим охлаждением на воздухе, что приводит к упорядочению структуры стали и снятию внутренних напряжений), *закалкой* (нагрев стали выше температуры фазового превращения с последующим быстрым охлаждением, что приводит к повышению прочности стали в результате изменения ее структуры) и *отпуском* (нагрев до температуры, при которой происходит образование

желательной структуры с последующим медленным охлаждением). Ряд сталей повышенной и высокой прочности подвергается термической обработке.

Значения предела текучести и временного сопротивления стали зависят от ее толщины. С увеличением толщины проката сталь становится менее пластичной и предел текучести и временное сопротивление ее уменьшается.

В табл. II.1 приведены механические свойства сталей, применяемых в строительных металлических конструкциях.

Углеродистые стали обыкновенного качества поставляют по ГОСТ 380—71*. Стали с одинаковым химическим составом и механическими свойствами составляют одну марку стали.

В зависимости от степени раскисления различают *спокойную, полуспокойную и кипящую стали*. Остывание спокойной стали при разливе ее в изложницы происходит спокойно, без бурного выделения содержащихся в ней газов и образования газовых пузырей, приводящих впоследствии к внутренним порокам и расслоению металла при прокате. Спокойная сталь имеет лучшую структуру и однородное строение. Эти показатели в полуспокойной и кипящей сталях соответственно ниже, поэтому для ответственных конструкций с большими усилиями, а также при знакопеременных и вибрационных воздействиях применяют спокойную сталь, а в менее ответственных — полуспокойную и кипящую.

В зависимости от назначения и гарантируемых характеристик углеродистая сталь подразделяется на три группы:

группа А — гарантируются механические свойства;

группа Б — гарантируется химический состав;

группа В — гарантируются механические свойства и отдельные требования по химическому составу.

В строительных конструкциях применяется преимущественно сталь группы В, так как для обеспечения прочности необходима гарантия механических свойств, а для свариваемости и высокого качества стали требуется соблюдение норм по химическому составу. Для второстепенных нерасчетных элементов конструкций иногда применяется сталь группы Б. Сталь группы А в строительных конструкциях, как правило, не применяется.

**ТАБЛИЦА II.2. НОРМИРУЕМЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ ДЛЯ КАТЕГОРИЙ
УГЛЕРОДИСТЫХ СТАЛЕЙ**

Категория стали	Марка стали всех степеней раскисления	Химический состав	Временное сопро- тивление	Предел теку- щести	Относительное удлинение	Изгиб в холоди- лом состоянии	Ударная вязкость		
							при темпера- туре, °С		после меха- нического старения
							+20	-20	
1	ВСт1—ВСт5	+	+	—	+	+	—	—	—
2	ВСт2—ВСт5	+	+	+	+	+	—	—	—
3	ВСт3—ВСт4	+	+	+	+	+	+	—	—
4	ВСт3	+	+	+	+	+	—	+	—
5		+	+	+	+	+	—	+	+
6		+	+	+	+	+	—	—	+

ГОСТ 380—71* предусмотрено изготовление низкоуглеродистой полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца, которая обладает улучшенными физико-механическими свойствами по сравнению с обычными полуспокойными сталями.

В зависимости от нормируемых показателей стали всех групп подразделяют на категории, табл. II.2 (знак «+» означает, что показатель нормируется).

Обозначения марок углеродистой стали обыкновенного качества по ГОСТ 380—71 приняты буквенно-цифровыми. Буквы Ст означают слово «сталь», цифры 0, 1, 2, 3, 4 и т. д. — условный порядковый номер марки в зависимости от химического состава стали и ее свойств. Для стали групп Б и В перед обозначением марки стали ставится буква Б или В. Степень раскисления стали обозначается индексами «сп» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая), добавляемыми к обозначению марки стали.

Для обозначения полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца после номера марки ставят

букву Г. Для обозначения категории стали в конце ставится ее номер (для первой категории номер не ставится). Например, обозначение ВСтЗсп5 соответствует марке стали 3, спокойной, группы В, 5-й категории; обозначение ВСтЗГпсб — соответствует марке стали 3 с повышенным содержанием марганца, полуспокойной, 5-й категории; обозначение Ст1кп — марке стали 1, кипящей, группы А, 1-й категории.

Наиболее распространенной в строительных металлических конструкциях является сталь марки Ст3. Сталь 3* обладает достаточно высоким пределом текучести $\sigma_t = 23-24$ кН/см², пластична, хорошо сваривается, надежно работает при различных силовых воздействиях.

В целях унификации применения и упрощения заказа требуемой стали Нормами проектирования предусмотрено применение в строительных конструкциях низкоуглеродистых сталей только следующих способов выплавки и категорий:

полуспокойной — 6-й категории (ВСтЗпсб);

спокойной и полуспокойной с повышенным содержанием марганца — 5-й категории (СтЗсп5, ВСтЗГпсб);

кипящей — 2-й категории (ВСтЗкп2).

По ГОСТ 6713—53* поставляются углеродистые стали **повышенного качества** марок СтЗмост и М16С, содержащие меньше вредных примесей. Эти стали предназначены для строительства мостов, но иногда их применяют для особо ответственных конструкций промышленных и гидротехнических сооружений.

Как уже отмечалось, специальной термической обработкой можно улучшить механические свойства углеродистых и низколегированных сталей, повысив их прочность без большого снижения пластичности. В настоящее время по ГОСТ 14637—69 поставляется сталь СтТпс и ВСтТсп с пределом текучести 29 кН/см², получаемая на основе углеродистой стали.

Низколегированные и среднелегированные стали поставляются по ГОСТ 19281—73 и ГОСТ 19282—73 и по специальным техническим условиям (ЧМТУ). Обозначение марок низколегированных сталей построено по

* Ввиду того что основные расчетные характеристики марки стали являются одинаковыми вне зависимости от способа выплавки, степени раскисления и условий поставки, в дальнейшем изложении наименованием «Сталь 3» обозначаются все разновидности данной марки: ВСтЗсп5, ВСтЗпсб, ВСтЗкп2 и т. д.

следующему принципу: первые цифры обозначают среднее количество углерода в сотых долях процента, буквы показывают наличие легирующих компонентов, цифры за буквами указывают количество легирующего компонента в целых процентах (цифра 1 обычно не проставляется); если легирующего компонента меньше 0,3%, то он в обозначение марки не вводится. Например, марка 10ХСНД обозначает сталь со средним содержанием углерода 0,1%, легированную хромом, кремнием, никелем и медью в количествах более 0,3% и менее 1%; сталь 14Г2 содержит в среднем 0,14 % углерода и до 2% марганца (обозначения компонентов даны на с. 12).

При применении литья в строительных конструкциях (например, литые опорные устройства тяжелых конструкций) употребляется сталь для отливок по ГОСТ 977—65* марок 15Л, 25Л, 35Л и 45Л или серый чугун для отливок по ГОСТ 1412—70 марок С12-28, С15-32, С18-36, С24-44, С28-48.

§ 5. РАБОТА СТАЛИ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ВИДАХ СИЛОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Работа стали характеризуется поведением ее при возрастающем действии нагрузки вплоть до разрушения. В зависимости от вида силового воздействия, характера напряженного состояния и других условий загрузки работа стали под нагрузкой неодинакова¹. Поведение стали под нагрузкой очень наглядно отображается диаграммами, на которых по оси ординат откладывается напряжение в образце, а по оси абсцисс—соответствующее этому напряжению удлинение образца.

1. РАБОТА СТАЛИ НА РАСТЯЖЕНИЕ

Подвергнем образец стали растяжению силой P , кН, и замерим получившееся удлинение образца Δl (рис. II.1, а). Увеличивая силу и замечая соответствующие удлинения, можно построить диаграмму работы стали на растяжение. Для удобства сравнения диаграм-

¹ Беленя Е. И., Геннев А. Н., Балдин В. А., Лесиг Е. Н., Ведеников Г. С., Васильев А. А., Стрелецкий Д. Н. Металлические конструкции. М., Стройиздат, 1976.

ма строится в относительных величинах: напряжение в образце и его относительное удлинение

$$\sigma = \frac{P}{F} \text{ и } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l}, \quad (\text{II.1})$$

где σ — напряжение в образце, кН/см²; F — первоначальная площадь сечения образца, см²; ε — относительное удлинение; l — первоначальная длина образца.

Диаграмма работы на растяжение низкоуглеродистой стали 3 приведена на рис. II.1, а.

Связь между напряжением и удлинением на начальном этапе испытания следует закону Гука

$$\sigma = E\varepsilon, \quad (\text{II.2})$$

где E — коэффициент пропорциональности между напряжением и удлинением, носящий название модуля упругости и равный для стали 21 000 кН/см².

Геометрически модуль упругости представляет собой тангенс угла наклона диаграммы к оси абсцисс. Линейная связь между напряжением и удлинением сохраняется до величины напряжений примерно 20 кН/см² и соответствует пределу пропорциональности $\sigma_{\text{пц}}$ (см. рис. II.1, а). Несколько выше этой точки лежит предел упругости $\sigma_{\text{уп}}$, соответствующий такой деформации, которая практически полностью исчезает после разгрузки образца. Предел упругости ограничивает область упругой работы материала. При дальнейшей нагрузке образца модуль упругости стали уменьшается (криволинейная часть диаграммы) и при напряжении около 24 кН/см² становится равным нулю (начало горизонтального участка диаграммы). Это напряжение называется пределом текучести $\sigma_{\text{т}}$. В дальнейшем образец продолжает удлиняться без приложения дополнительной нагрузки, т. е. как бы «течет».

Область работы материала между напряжениями $\sigma_{\text{уп}}$ и $\sigma_{\text{т}}$ является областью упругопластической работы. Горизонтальный участок диаграммы называется площадкой текучести. При относительном удлинении образца около 2,5% «течение» заканчивается и материал становится снова несущеспособным, он как бы самоупрочняется (область самоупрочнения).

При дальнейшем увеличении нагрузки удлинения продолжают нарастать, в образце образовывается шейка

(местное сужение) и при относительном удлинении 20—25% происходит разрыв.

Наибольшее условное напряжение, достигнутое в образце (точка $\sigma_{\text{в}} \approx 40 \text{ кН/см}^2$ для стали 3), называется временным сопротивлением (пределом прочности) стали. Напряжение называется условным потому, что прикладываемую к образцу силу делят на первоначальную

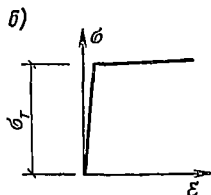
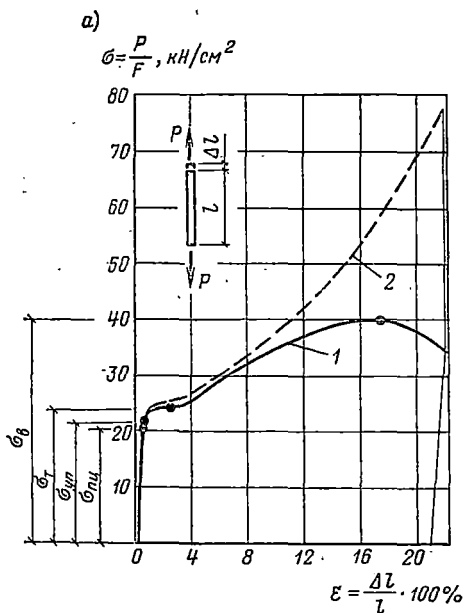


Рис. II.1. Диаграмма работы низкоуглеродистой стали на растяжение

а — действительная; *1* — отнесенная к первоначальной площади сечения образца; *2* — с учетом уменьшения площади; *б* — упрощенная (идеализированная)

площадь образца без учета его сужения. Поэтому и всю диаграмму иногда называют условной. Истинные напряжения в образце (с учетом уменьшения его площади поперечного сечения в процессе испытания) показаны на рис. II.1, *а* пунктиром.

Из диаграммы видно, что упругая область работы стали составляет примерно $1/200$ часть упругопластической и здесь содержится большой резерв прочности. Значительная зона пластической работы позволяет при расчетах металлических конструкций заменять действительную диаграмму упрощенной диаграммой работы идеально упругопластического материала (см. рис. II.1, *б*).

По своей структуре низкоуглеродистая сталь является однородным кристаллическим телом, состоящим из

зерен (кристаллов) феррита, занимающих почти весь объем стали, а также перлитовых и цементитовых включений между зернами феррита и по его границам.

На рис. II.2 показана микроструктура низкоуглеродистой стали, полученная на шлифе стали путем его травления, где зерна феррита имеют светлую окраску, а перлита и цементита — темную.

Феррит представляет собой кристаллы чистого железа, он мягок и пластичен, предел текучести его равен примерно 10 кН/см^2 , предел прочности $25\text{—}30 \text{ кН/см}^2$, относительное удлинение около 50%.

Цементит представляет собой химическое соединение железа с углеродом Fe_3C (карбид железа). Цементит очень тверд, прочен и упруг.

Его предел прочности $80\text{—}100 \text{ кН/см}^2$ при удлинении всего 1%. Перлит является смесью цемента Fe_3C с ферритом, образующейся по границам зерен феррита. Механические характеристики перлита занимают среднее положение: предел прочности $60\text{—}80 \text{ кН/см}^2$, удлинение — 5—20%.

Вкрапления и прослойки перлита, обволакивая зерна феррита, создают как бы жесткую и упругую «сетку» вокруг мягкого и пластичного феррита. Такое строение стали объясняет ее работу под нагрузкой и ее пластические свойства.

Структура низколегированных и среднелегированных сталей похожа на структуру низкоуглеродистой стали. Прочностные свойства низколегированных сталей повышаются благодаря введению различных легирующих элементов, которые входят в твердый раствор с ферритом стали и этим его упрочняют. Некоторые легирующие добавки, кроме того, образуют различные карбиды и дополнительно упрочняют сетку прослоек между зернами феррита.

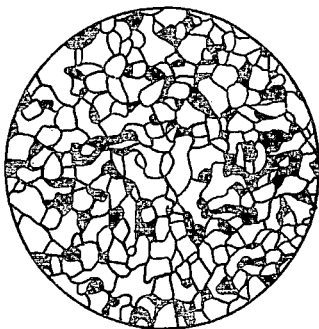


Рис. II.2. Микроструктура низкоуглеродистой стали

Своеобразная картина работы стали определяется особенностями ее строения.

Если подвергнуть растяжению монокристалл феррита, то схематично его деформацию можно представить в виде скольжения относительно друг друга его частей (рис. II.3, а). Объясняется это тем, что сдвинуть одну часть кристалла относительно другой значительно легче, чем оторвать. Этому способствует то, что в реальных кристаллах есть различные дефекты кристаллической решетки, из-за которых сопротивление сдвигу одной части кристалла по отношению к другой уменьшается в тысячи раз. На рис. II.3, б показан монокристалл, не имеющий дефектов строения. При сдвиге его верхней

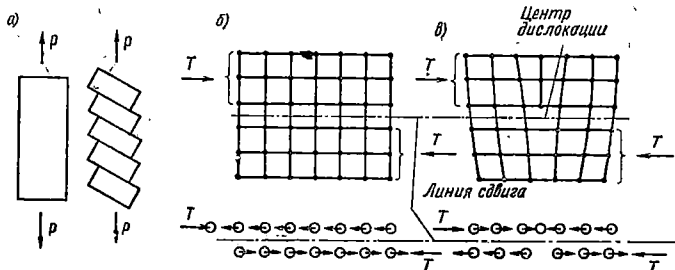


Рис. II.3. К работе стали

а — схема деформации монокристалла при растяжении; б — сдвиг по монокристаллу, не имеющему дефектов; в — то же, с дефектом строения кристаллической решетки

части атомы, примыкающие к линии сдвига, будут одновременно все одинаково противодействовать этому сдвигу, так как до сдвига они находились в положении устойчивого равновесия, соответствующего минимуму энергии.

Другая картина получится при сдвиге части кристалла, имеющего какой-либо дефект строения решетки, рис. II.3, в. В этом случае атомы, примыкающие к линии сдвига, будут сопротивляться сдвигу по-разному, вплоть до отсутствия сопротивления и даже помощи сдвигу (те атомы, которые в искаженной кристаллической решетке отклонены в сторону, противоположную сдвигу).

Различные дефекты строения кристаллической решетки монокристалла называются **дислокациями**. Эти дефекты возникают при отсутствии атомов в узлах решетки (вакансии), «лишних» атомов, расположенных вне узлов решетки (межузельных или внедренных атомов), смещениях одной части решетки относительно другой (винтовая дислокация) и т. д.

Учитывая это, работу стали при растяжении можно представить в следующем виде. Сначала до предела пропорциональности ($\sigma_{пл}$) происходят упругие деформации, пропорциональные действующей нагрузке, в виде упруговозвратимого искажения атомной решетки. Затем в отдельных зернах феррита по благоприятно расположенным плоскостям, имеющим дислокации, проявляются отдельные сдвиги, пропорциональность между напряжениями и деформациями нарушается (деформации растут быстрее напряжений, участок между $\sigma_{пл}$ и $\sigma_{т}$). При дальнейшем повышении напряжения сдвиги в отдель-

ных кристаллах развиваются в линии сдвига, приводящие к большим деформациям при постоянном напряжении, и тем самым обуславливается площадка текучести. В зернах феррита происходят необратимые сдвиги по плоскостям скольжения. Поэтому после снятия нагрузки возвратится только имеющаяся упругая деформация (линия разгрузки пойдет параллельно линии нагрузки), а необратимая останется, приводя к остаточным деформациям.

При дальнейшем нагружении деформацию в кристаллитах феррита начинает сдерживать перлитовая сетка по границам кристаллов, линии сдвигов должны обтекать или ломать перлитовые включения, для чего необходимо повышение напряжений, чем и объясняется возрастающая несущая способность — стадия самоупрочнения. При дальнейшем возрастании напряжений деформации удлинения и поперечного сужения начинают концентрироваться в более слабом месте, образуя шейку. Сечение в шейке интенсивно уменьшается, что приводит к дополнительному повышению напряжений в месте сужения, и в результате истощения сил межатомного взаимодействия происходит разрыв.

Площадка текучести свойственна сталям с содержанием углерода 0,1 — 0,3%. При меньшем содержании углерода перлитовых включений мало и они не могут оказать сдерживающего влияния по зернам феррита, при большем — перлитовые включения полностью блокируют зерна феррита и не дают проявиться в них существенным сдвигам.

Диаграмма работы материала при растяжении очень наглядно характеризует его поведение под нагрузкой. Ввиду простоты и четкости испытания на растяжение показатели предела текучести, временного сопротивления и относительного удлинения при растяжении, замеренные при нормальной температуре $t=20^{\circ}\text{C}$, являются главными характеристиками механических свойств металла и приводятся в стандартах на соответствующие марки стали.

2. РАБОТА СТАЛИ НА СЖАТИЕ

Под работой стали на сжатие понимают работу на сжатие коротких элементов, которые не могут потерять устойчивость. Напряжение в сжатом элементе определяют так же, как и в растянутом: $\sigma = P/F$ кН/см². Диаграмма работы стали на сжатие показана на рис. II.4 Там же для сравнения пунктиром нанесена диаграмма работы стали на растяжение.

Вначале сталь при сжатии ведет себя так же, как и при растяжении: тот же модуль упругости, совпадение пределов пропорциональности, упругости и текучести. В дальнейшем происходит раздвоение диаграмм: временное сопротивление сжатию получить у мягких малоуглеродистых сталей не удастся, материал сплющивает-

ся, воспринимая все большую нагрузку. В последующем у мягких сталей появляются трещины по периметру образца, высокоуглеродистые хрупкие стали разрушаются по наклонным плоскостям.

Ввиду того что в упругой и упруго-пластической стадиях работы сталь при растяжении и сжатии ведет себя одинаково, соответствующие расчетные характеристики

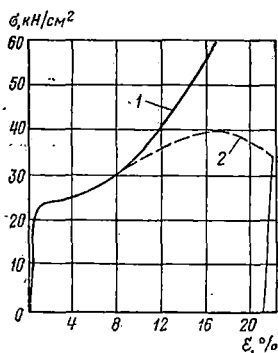


Рис. II.4. Диаграмма работы стали на сжатие (кривая 1) и эталонная диаграмма растяжения (кривая 2)

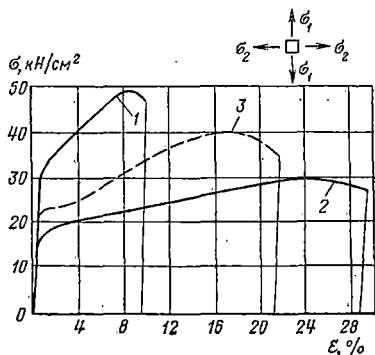


Рис. II.5. Диаграмма работы стали при сложном напряженном состоянии

1 — σ_1 и σ_2 имеют одинаковые знаки; 2 — σ_1 и σ_2 имеют разные знаки; 3 — эталонная диаграмма одноосного растяжения

ее принимаются также одинаковыми. Повышенная несущая способность при сжатии в области самоупрочнения используется при работе стали на смятие (сжатие коротких элементов, которые не могут потерять устойчивость); в этом случае расчетное сопротивление принимается более высоким, чем при растяжении и сжатии.

3. РАБОТА СТАЛИ ПРИ СЛОЖНОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

Сложное напряженное состояние характеризуется наличием двух или трех взаимно перпендикулярных главных нормальных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 , действующих одновременно.

Рассмотрим двухосное (плоскостное) напряженное состояние, когда $\sigma_1 = 0$, $\sigma_2 \neq 0$, а $\sigma_3 = 0$. В случае растя-

жения в двух направлениях (рис. II.5, кривая 1) наблюдается повышение пределов пропорциональности, текучести и прочности, исчезает площадка текучести, сильно сокращается относительное удлинение. В случае растяжения в одном направлении и сжатия в другом происходит обратная картина (рис. II.5, кривая 2): уменьшаются пределы упругости, текучести и прочности, увеличивается относительное удлинение. Для сравнения со стандартными характеристиками пунктиром показана эталонная диаграмма работы стали при обычном одноосном растяжении (кривая 3). Характер диаграммы работы стали зависит от соотношений главных напряжений σ_1 и σ_2 . Наиболее «жестко» сталь работает при $\sigma_1 = \sigma_2$ и наиболее пластично при $\sigma_1 = -\sigma_2$ (чистый сдвиг). Другие соотношения σ_1 и σ_2 дадут соответственно промежуточные диаграммы. Однозначное двухосное напряженное состояние, приводящее к повышению предела текучести и сокращению пластичности стали, является неблагоприятным, способствующим хрупкому разрушению стали, и, наоборот, разнозначное напряженное состояние благоприятно, так как дает повышенную пластичность.

В случае **трехосного (объемного)** напряженного состояния, когда $\sigma_1 \neq 0$, $\sigma_2 \neq 0$ и $\sigma_3 \neq 0$, напряжение σ_3 усугубляет картину работы стали, описанную выше: если напряжение σ_3 имеет тот же знак, что σ_1 и σ_2 , то материал работает еще более упруго и жестко. При трехосном растяжении разрушение происходит упруго от отрыва (замечим, что при трехосном равномерном сжатии разрушить металл не удастся). Если напряжение σ_3 имеет другой знак, то еще более облегчается переход в пластическую стадию работы.

Таким образом, работа стали существенным образом зависит от напряженного состояния, которое предопределяет условия перехода его в пластическое состояние. Переход в пластическое состояние изучается в теориях прочности¹.

Для металлических конструкций широкое применение получила и принята Нормами проектирования энергетическая теория прочности. Согласно этой теории, переход в пластическую стадию работы происходит при до-

¹ Теории прочности рассматриваются в курсах сопротивления материалов.

стижении приведенным напряжением $\sigma_{пр}$ величины предела текучести σ_t материала: при $\sigma_{пр} < \sigma_t$ — упругая работа, при $\sigma_{пр} > \sigma_t$ — пластическая работа.

В общем случае объемного напряжения состояния приведенные напряжения в зависимости от нормальных σ_x, σ_y и σ_z и касательных τ_{xy}, τ_{yz} и τ_{zx} напряжений определяются выражением

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}. \quad (II.3)$$

Приведенное напряжение можно рассматривать как напряжение одноосного напряженного состояния, эквивалентного по переходу материала в пластическую стадию данному сложному напряженному состоянию.

4. РАБОТА СТАЛИ ПРИ ИЗГИБЕ. ШАРНИР ПЛАСТИЧНОСТИ

Зависимость между напряжением и относительным удлинением стали при изгибе имеет примерно такой же вид, как при растяжении (см. рис. II.2). Наблюдается некоторое повышение предела текучести в начале диаграммы или даже образование небольшого «зуба». Кроме того, имеется незначительное расхождение в части диаграммы, соответствующей стадии самоупрочнения, что объясняется неравномерным распределением напряжений по сечению при изгибе. Однако в пределах упругой и пластической части диаграммы этими различиями пренебрегают и считают диаграммы работ стали на растяжение и изгиб одинаковыми.

Как известно, напряжения при изгибе в упругой стадии распределяются в сечении по линейному закону (рис. II.6, а). Напряжения в крайних волокнах для симметричного сечения определяются формулой

$$\sigma = \pm M/W, \quad (II.4)$$

где M — изгибающий момент; W — момент сопротивления сечения.

С увеличением нагрузки (или изгибающего момента M) напряжения будут увеличиваться и достигнут значения предела текучести (рис. II.6, б). Ввиду того что предела текучести достигли только крайние волокна сечения, а соединенные с ними менее напряженные волокна могут еще работать, несущая способность элемента не исчерпана и изгибающий момент можно еще увеличивать.

С дальнейшим увеличением изгибающего момента будет происходить удлинение волокон сечения ε , однако напряжения не могут быть больше σ_T и эпюра напряжений примет вид, показанный на рис. II.6, в. Предельной эпюрой будет такая, в которой верхняя часть сечения до нейтральной оси равномерно сжата напряже-

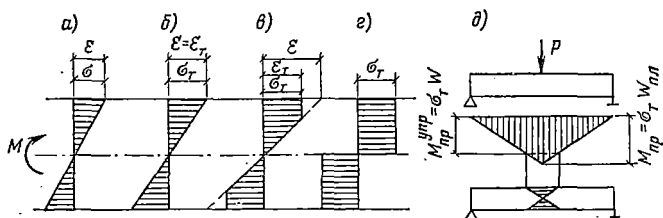


Рис. II.6. Образование шарнира пластичности при изгибе

нием σ_T , а нижняя растянута такими же напряжениями (рис. II.6, г). Несущая способность элемента при этом исчерпывается, а он может как бы поворачиваться вокруг нейтральной оси без увеличения нагрузки; образуется **шарнир пластичности**. Предельный момент, отвечающий шарниру пластичности,

$$M_{пр} = \sigma_T \int y dF = \sigma_T 2S,$$

где S — статический момент половины сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести.

Выразим предельный момент, отвечающий появлению текучести на крайних волокнах, из формулы (II.4) (упругая стадия работы)

$$M_{пр}^{упр} = \sigma_T W$$

и приведем к такому же виду предельный момент, отвечающий шарниру пластичности,

$$M_{пр} = \sigma_T 2S = \sigma_T W_{пл}.$$

Здесь $2S$ играет роль момента сопротивления и по аналогии называется **пластическим моментом сопротивления**:

$$W_{пл} = 2S.$$

Пластический момент сопротивления, а следовательно, и предельный момент, отвечающий шарниру пластичности, больше упругого. Для прямоугольного сече-

ния $W_{пл} = 1,5W$, для прокатных двутавров и швеллеров $W_{пл} = (1,12 - 1,13) W$.

Исходя из этого, строительными нормами и правилами на проектирование стальных конструкций (СНиП II-B.3-72) для прокатных и сварных разрезных балок постоянного сечения из стали классов С 38/23 — С 60/45, несущих статическую нагрузку, разрешается допускать развитие изгиба по формуле (II.4) введением вместо упругого момента сопротивления пластического. *Пластический момент сопротивления равен удвоенному статическому моменту половины площади сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести всего сечения.*

Для прокатных двутавровых балок и швеллеров расчетный пластический момент сопротивления принимается $W_{пл} = 1,12W$ при изгибе в плоскости стенки и $W_{пл} = 1,2W$ при изгибе параллельно полкам. Если в балке есть зона чистого изгиба, то расчетный пластический момент сопротивления берется равным полусумме упругого и пластического $W_{пл} = 1/2 (W + 2S)$ несколько в запас прочности, чтобы уменьшить прогиб балки.

Пластические деформации пронизывают не только наиболее напряженное сечение балки в месте наибольшего изгибающего момента, но и распространяются по длине балки. На рис. II.6, д показана зона пластичности в балке при изгибе.

Обычно в изгибаемых элементах кроме нормальных напряжений от изгибающего момента есть еще и касательные напряжения от поперечной силы. Поэтому условие начала перехода металла в пластическое состояние в этом случае должно определяться приведенными напряжениями $\sigma_{пр}$ по формуле (II.3). Учитывая, что все напряжения в формуле (II.3), кроме σ_x и τ_{xy} , при изгибе балок равны нулю,

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R, \quad (II.5)$$

где R — расчетное сопротивление стали, равное наименьшему значению предела текучести стали, установленному нормами для расчета металлоконструкций (см. табл. IV.1).

Как уже отмечалось, начало текучести в крайних фибрах сечения еще не исчерпывает несущей способности изгибаемого элемента. При совместном действии σ и τ предельная несущая способность примерно на 15%

выше, чем при упругой работе, и условие образования шарнира пластичности записывается в виде

$$\sigma'_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R, \quad (\text{II.5'})$$

при этом касательные напряжения должны быть $\tau \leq 0,6R$.

5. РАБОТА СТАЛИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ

При действии изгибающего момента и продольной силы (растягивающей или сжимающей, но в коротком, не теряющем устойчивости элементе) также происходит образование шарнира пластичности, но со смещенной нейтральной осью.

Напряжения в верхних и нижних волокнах сечения при действии момента M и продольной силы N определяются в упругой стадии (рис. II.7, а) по формулам:

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}; \quad (\text{II.6})$$

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W}. \quad (\text{II.7})$$

При возрастании продольной силы или момента напряжения $\sigma_{\text{в}}$ будут возрастать и достигнут предела текучести $\sigma_{\text{т}}$ (рис. II.7, б), после чего остановятся в своем развитии. При дальнейшем возрастании нагрузки начнется распространение пластичности по верхней части сечения, напряжения $\sigma_{\text{н}}$ также достигнут предела текучести и пластичность начнет распространяться по нижней части сечения (рис. II.7, в). Предельному состоянию будет отвечать эпюра напряжений, показанная на рис. II.7, г. Дальнейшее увеличение момента уже невозможно без уменьшения продольной силы, и наоборот.

Из рис. II.6 видно, что разность сжатой и растянутой площадей эпюры напряжений определяет предельную продольную силу

$$N_{\text{пр}} = \sigma_{\text{т}} F_2.$$

Предельный момент определяется двумя равновеликими площадями F_1 у верхней и нижней частей сечения:

$$M_{\text{пр}} = N_1 e = \sigma_{\text{т}} F_1 e,$$

где e — расстояние между центрами тяжести площадей F_1 . Очевидно, что несущая способность элемента, подверженного действию момента и продольной силы, при развитии пластичности по сечению выше, чем при достижении текучести только на крайних волокнах.

Нормами проектирования разрешается принимать при расчете таких элементов пластический момент со-

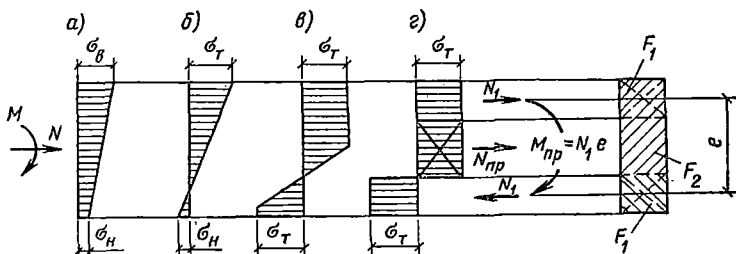


Рис. II.7. Образование шарнира пластичности при изгибе с продольной силой

противления $W_{пл}$. При этом величины изгибающего момента, продольной силы и расчетного сопротивления стали R должны отвечать соотношению

$$\left(\frac{N}{FR}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{M}{W_{пл} R} \leq 1 \quad (\text{II.8})$$

или

$$\left(\frac{N}{FR}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{M_x}{W_{пл,x} R} + \frac{M_y}{W_{пл,y} R} \leq 1 \quad (\text{II.8}')$$

при действии изгибающих моментов в обеих плоскостях.

§ 6. ВЛИЯНИЕ ДРУГИХ ФАКТОРОВ НА РАБОТУ СТАЛИ

Кроме силовых воздействий на работу стали оказывают существенное влияние характер распределения напряжений, повторность и знакопеременность нагрузки, температура, время и т. д. Некоторые из этих факторов приводят к уменьшению пластичности стали и способствуют переходу ее в хрупкое состояние, очень опасное для конструкции, некоторые снижают прочность, неко-

торые приводят к преждевременному разрушению. Эти факторы необходимо учитывать при проектировании металлических конструкций.

1. НЕРАВНОМЕРНОЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ. КОНЦЕНТРАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ

Если в напряженном элементе есть отверстия, выточки, местные сужения, резкий переход от одного сечения к другому, то силовой поток внутри элемента в этих местах будет сгущаться и искривляться, обходя препятствия. Напряжения у этих мест будут распределены неравномерно; величина наибольших пиковых напряжений будет значительно больше среднего, равномерно распределенного напряжения.

На рис. II.8, а показаны траектории главных напряжений, иллюстрирующие силовой поток в гладкой растянутой полосе, полосе с круглым отверстием, острой щелью и в полосе с острыми надрезами. Площадь нетто, т. е. фактическая рабочая площадь сечения с вычтенными отверстиями и вырезами по сечению $I—I$ у всех полос одинакова. Под каждой полосой показаны эпюры нормальных напряжений вдоль σ_x и поперек σ_y полосы в сечении $I—I$.

Главное напряжение на искривленной траектории может быть разложено на два взаимно перпендикулярных направления, поэтому криволинейным траекториям всегда соответствует сложное напряженное состояние — плоскостное или объемное. Как уже отмечалось, при сложном напряженном состоянии в случае однозначных напряжений увеличиваются пределы текучести и прочности и сильно сокращается относительное удлинение, материал работает более хрупко. Чем острее надрез или выточка, тем больше пиковые напряжения и искривление силового потока, а также тенденция перехода стали в хрупкое состояние (рис. II.8, б).

Факторы, вызывающие искривление плавного силового потока (отверстия, щели, надрезы, утолщения) называют **концентраторами напряжений**, у таких мест происходит **концентрация напряжений**. Отношение максимального напряжения в месте концентрации к условному, равномерно распределенному в данном сечении напряжению называется **коэффициентом концентрации**. Коэффициент концентрации у круглых отверстий и по-

лукобрых выточек равен 2—3, у острых щелей и надрезов он значительно выше.

Большое количество разрушений металлических конструкций связано с явлением концентрации напряжений и переходом стали в хрупкое состояние. Определить расчетом величину напряжений у очагов концентрации

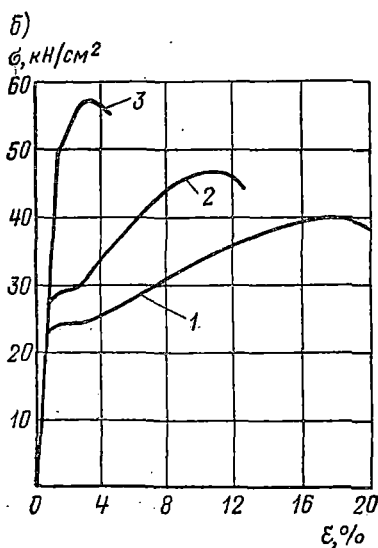
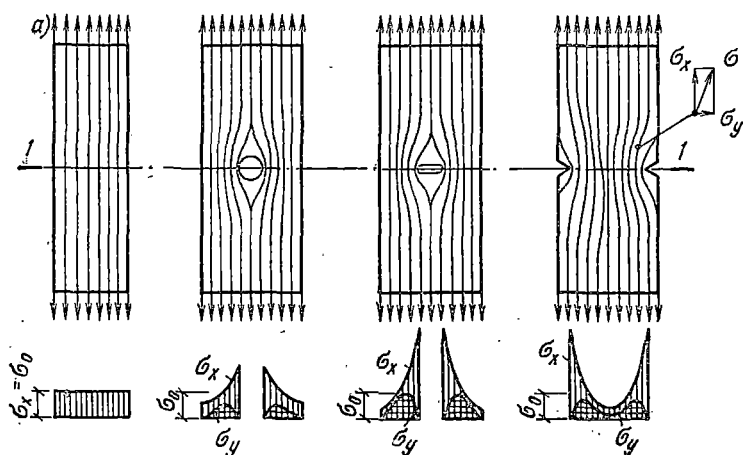


Рис. 11.8. Концентрация напряжений

а — траектория напряжений в растянутой полосе; б — изменение диаграмм работы стали; 1 — без концентраторов напряжений (упругопластическая работа); 2 — с концентратором; 3 — с острым концентратором (хрупкая работа)

чрезвычайно трудно. Поэтому чтобы предотвратить разрушение от концентрации напряжений и переход стали в хрупкое состояние, необходимы конструктивные мероприятия, обеспечивающие плавное распределение силового потока.

Искажения напряженного состояния, вызванного внешней нагрузкой, вызывают также **собственные** или **начальные напряжения**, которые имеются в ненагруженном элементе. Причины возникновения собственных напряжений самые разнообразные: неравномерное остывание после сварки и прокатки, предшествующая деформация металла при правке, гибке и т. д. Собственные напряжения в пластичных строительных сталях при расчетах не учитываются, так как результирующие напряжения выравниваются при развитии пластических деформаций. При проектировании сварных конструкций вредное влияние собственных напряжений в значительной степени может быть нейтрализовано конструктивными мероприятиями и правильной технологией сварки.

2. РАБОТА СТАЛИ ПРИ НЕПРЕРЫВНОЙ ПОВТОРНОЙ НАГРУЗКЕ. УСТАЛОСТЬ И ВИБРАЦИОННАЯ ПРОЧНОСТЬ

При многократной (миллионы раз) повторной нагрузке происходит явление усталости металла и его разрушение при напряжениях, меньших, чем предел прочности и даже предел текучести. Напряжение, при котором происходит такое разрушение металла, называется **вибрационной прочностью** $\sigma_{вб}$.

Вибрационная прочность неодинакова для различных марок сталей. Для одной и той же марки стали вибрационная прочность зависит от характера циклов нагрузки и их количества. Характер цикла определяется отношением наименьших по абсолютной величине напряжений к наибольшим $\rho = \sigma_{мин} / \sigma_{макс}$. Если напряжения сжатия равны напряжениям растяжения $\rho = -1$ (с учетом знака напряжений, происходит *полный симмет-*

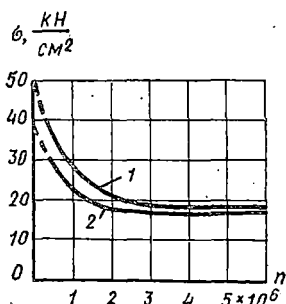


Рис. II.9. Кривые вибрационной прочности стали

1 — низколегированной; 2 — углеродистой

ричный цикл. Если напряжения изменяют от нуля до максимума $\rho=0$, происходит *полный асимметричный цикл.* Вибрационная прочность при полном симметричном цикле меньше, чем при асимметричном. Вибрационная прочность уменьшается с увеличением повторений (циклов) нагрузки. Зависимость вибрационной прочности от числа циклов нагрузки имеет гиперболический характер, асимптотически приближаясь к определенной величине напряжений, называемой пределом выносливости или **пределом усталости** $\sigma_{вб}^n$. При напряжениях, меньших, чем предел выносливости, разрушения от усталости не происходит. На рис. II.9 приведены кривые вибрационной прочности для плоских образцов при полных симметричных циклах для малоуглеродистой стали 3 и низколегированной 15ХСНД. Как видно из рис. II.9, предел выносливости $\sigma_{вб}^n$ для стали 3 примерно равен 17 кН/см^2 , что составляет примерно 0,4 предела прочности и 0,75 предела текучести, для низколегированной стали соответственно $\sigma_{вб}^n \approx 0,35 \sigma_b$ или $\sigma_{вб}^n \approx 0,6 \sigma_t$. При полном асимметричном цикле вибрационная прочность у обоих типов сталей близка к пределу текучести (у низколегированных сталей она несколько ниже).

Разрушение от усталости имеет хрупкий характер. В течение длительного периода циклов нагрузки постепенно развиваются внутрикристаллические микротрещины. В дальнейшем эти микротрещины переходят на соседние кристаллы и образуют усталостные трещины. Трещины начинаются чаще всего с поверхности металла, где их появлению способствуют концентраторы напряжений от неровности поверхности. После образования усталостной трещины происходит быстрое ее развитие (она сама становится сильным концентратором напряжения) и металл хрупко разрушается по ослабленному трещиной сечению.

Вибрационная прочность зависит от наличия концентраторов напряжений и состояния поверхности. Отношение предела выносливости гладкого плоского образца $\sigma_{вб}^n$ к пределу выносливости образца, имеющего какие-либо концентраторы напряжений $\sigma_{вб}^k$, при полном симметричном цикле называется **эффективным коэффициентом концентрации** $\beta = \sigma_{вб}^n / \sigma_{вб}^k$, который всегда больше единицы.

При расчете металлоконструкций усталость металла учитывается снижением расчетного сопротивления стали, умножением на коэффициент $\gamma \leq 1$, значение которого зависит от рассмотренных факторов и приводится в нормах проектирования.

3. РАБОТА СТАЛИ ПРИ ПОВТОРНЫХ НАГРУЖЕНИЯХ ВЫШЕ ПРЕДЕЛА ТЕКУЧЕСТИ. НАКЛЕП. МАЛОЦИКЛОВАЯ ПРОЧНОСТЬ

Повторные загрузки в пределах упругих деформаций (до предела упругости) не изменяют вида диаграммы работы металла; нагружение и разгрузка все время будут происходить по одной линии (рис. II.10, а). Если

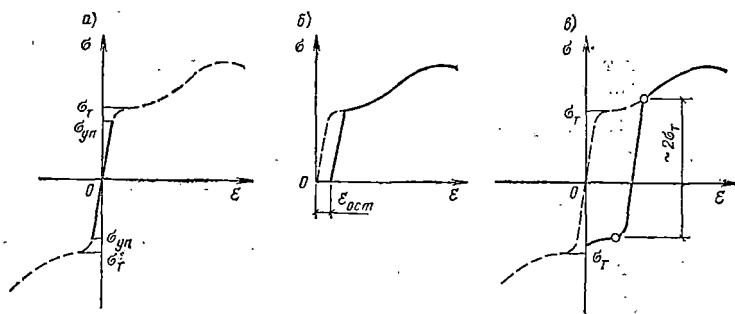


Рис. II.10. Работа стали при повторных нагружениях

а — в упругой стадии; б, в — в пластической стадии

сталь подвергнуть растяжению выше предела упругости и затем разгрузить, то разгрузка будет происходить по линии, параллельной линии упругой работы (рис. II.10, б), и появится остаточная деформация $\epsilon_{ост}$. При повторном растяжении сталь будет сначала работать упруго по линии разгрузки и затем следовать по нормальному пути диаграммы однократного растяжения. Повышение упругой работы материала в результате предшествующей пластической деформации называется **наклепом**. Наклеп уменьшает пластичность стали, увеличивает ее хрупкость, поэтому для строительных конструкций он является нежелательным. Наклеп образуется при холодной гибке элементов, по краям пробиваемых отверстий, на кромках металла, резанного ножницами. В некоторых

случаях наклеп все же используется для повышения пределов текучести и прочности, например в волоченой высокопрочной проволоке для висячих и предварительно напряженных конструкций, в холоднотянутой арматурной проволоке.

При знакопеременном нагружении металла выше предела текучести предел текучести при растяжении увеличивается, однако при последующем сжатии предел текучести на сжатие снижается и вся зона упругой работы (на растяжение и сжатие) остается примерно равной удвоенному значению предела текучести (рис. II.10, в). Это свойство работы стали носит название **эффекта Баушингера**.

Очень опасной для элементов металлических конструкций является работа, когда циклические напряжения растяжения-сжатия превышают предел текучести. В этом случае разрушение может произойти при малом (порядка тысяч и меньше) числе циклов нагружения, и такое разрушение металла носит название **малоцикло-вой усталости** или **малоцикловой прочности**.

Рассмотрим диаграмму работы металла при циклических нагружениях выше предела текучести (рис. II.11). Исходное нагружение (так называемый нулевой полуцикл, соответствующий однократному нагружению, показанному на рис. II.11 пунктиром) исключают из рассмотрения, и характеристики диаграммы деформирования учитывают от начальной точки. При пластическом циклическом нагружении образуются петли упругопластического гистерезиса, характеризующиеся шириной полупетли δ_1 , δ_2 и т. д. Ширина этих полупетель от цикла к циклу может изменяться. Если ширина полупетель гистерезиса от цикла к циклу растет, то происходит накопление

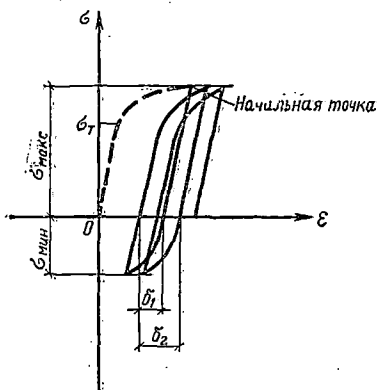


Рис. II.11. Работа стали при циклических нагружениях выше предела текучести

суммарной деформации. Металлы, имеющие такую диаграмму циклической работы, называются **циклически разупрочняемыми**. Разрушение циклически разупрочняемых металлов происходит, когда накопленная деформация станет равной соответствующей деформации при разрушении однократной нагрузкой. При разрушении образуется шейка, и оно называется **квазистатическим**.

Если ширина полупетель при циклическом нагружении уменьшается, то накопленная деформация стремится к постоянной величине. Металлы с такой диаграммой работы называются **циклически упрочняющимися**. От цикла к циклу в них накапливаются усталост-

ные повреждения, и разрушение их является усталостным, без образования шейки.

Если ширина петель гистерезиса при нагружениях остается постоянной, то металл относится к циклически стабильным. При этом, если ширина полупетель сжатия и растяжения равна, то накопленная деформация постоянна и разрушение будет усталостным. Если ширина полупетель четного и нечетного циклов будет разной (например, при асимметричных циклах нагружения), то происходит одностороннее накопление деформации и квазистатическое разрушение, когда накопленная деформация станет равной деформации однократного разрушения.

Строительные низкоуглеродистые стали относятся к циклически стабильным металлам, которые в области малоциклового прочностного могут иметь как хрупкое усталостное разрушение, так и квазистатическое. Алюминиевые сплавы в зависимости от своего состава могут относиться к циклически упрочняющимся и к циклически стабильным.

При расчете строительных конструкций на циклические воздействия регламентируется работа металла в упругой стадии, где явления разрушения от малоциклового усталости, казалось бы, должны быть исключены. Однако действительные напряжения в элементах конструкций часто существенно отличаются от определенных расчетом вследствие идеализации расчетных схем, несовершенства методов расчета, наличия концентраторов напряжений, собственных напряжений и т. д. Особенно это относится к местным зонам и участкам конструкций с усложненной формой, концентраторами напряжений, нечеткой передачей усилий. Поэтому необходимо анализировать возможность разрушения от малоциклового усталости и обеспечивать соответствующие конструктивные мероприятия, снижающие циклические напряжения. Аппарат для расчета малоциклового прочностного в настоящее время еще недостаточно разработан.

4. ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРЫ

Механические характеристики стали зависят от температуры, при которой она работает.

При повышенных положительных температурах механические характеристики стали сначала изменяются незначительно, примерно при 250°C наблюдается небольшое местное увеличение предела прочности и уменьшение относительного удлинения. При температурах выше 400°C резко падают упругость и прочность, а при температурах, близких к 600°C , несущая способность стали практически исчерпывается.

При проектировании стальных конструкций принимается, что до температуры 400°C механические характеристики стали остаются постоянными, а при более высоких температурах сталь становится неспособной.

При отрицательных температурах и с увеличением толщины проката повышается хрупкость стали, что осо-

бенно важно учитывать при строительстве в районах Крайнего Севера.

Строительные стали становятся хрупкими при температурах: малоуглеродистые кипящие при минус 30—35° С, малоуглеродистые спокойные при 45—50° С и низколегированные при минус 55—60° С.

Исходя из этого нормами проектирования предусмотрено применение различных сталей с учетом толщины проката и температуры, при которой будет эксплуатироваться сооружение.

5. СТАРЕНИЕ СТАЛИ

С течением времени свойства стали несколько изменяются: увеличиваются пределы упругости, текучести и прочности, снижается относительное удлинение, уменьшается ударная вязкость, сталь становится более хрупкой. Это явление называется старением стали. Причина старения — постепенный переход металла в более устойчивую структуру. В кристаллитах феррита остаются растворенными углерод, азот и карбиды других элементов. Эти примеси с течением времени выделяются из твердого раствора и укрепляют прослойки между зернами феррита. Сталь в целом становится более прочной, но менее пластичной. Время старения весьма неопределенно — от нескольких дней до десятилетий. Оно зависит от структуры стали (величина зерна), ее загрязненности, температуры и механических воздействий. Старению наиболее подвержены кипящие стали.

При расчетах металлоконструкций естественное старение стали не учитывается, так как повышению пределов текучести и прочности сопутствуют снижение пластичности и увеличение хрупкости. В алюминиевых сплавах старение используется для упрочнения материала.

6. КОРРОЗИЯ СТАЛИ

В процессе работы стальные конструкции, особенно при недостаточной их защите, подвергаются воздействию коррозии.

Коррозия может быть химической, вызванной непосредственным воздействием на металл агрессивных жидкостей или газов, и электрохимической, вызванной воздействием влаги и атмосферы на поверхностный слой металла.

Скорость коррозии в чистом воздухе при небольшой его относительной влажности невелика и составляет сотые доли миллиметра толщины в год. В условиях агрессивных сред промышленных предприятий она увеличивается и может быть очень интенсивной. Известны случаи выхода из строя стальных конструкций перекрытий зданий с агрессивной средой через 15—20 лет работы, нижних частей колонн зданий через 30 лет работы.

Разрушение может быть от общей поверхностной коррозии, когда рабочая площадь уменьшается и происходит перенапряжение элемента, и от местной коррозии.

Продукт коррозии — ржавчина, имеет значительно больший объем, чем металл, из которого она образовалась. Кроме того, увеличение вызывает разбухание ржавчины и еще большее увеличение ее объема. Ржавчина, заполняя трещины на поверхности металла, являющиеся следствием прокатки, сварки, дефектов структуры, усталости металла и других причин, и затем, увеличиваясь в объеме расширяет и углубляет их, ослабляя сечение конструкции и образуя концентраторы напряжений. Развиваясь между склепанными элементами, ржавчина вызывает местные вздутия и даже отрыв головок заклепок.

В узких щелях конструкций при наличии в них влаги и пыли возможно образование коррозии в виде раковины, заполненной ржавчиной. Такие раковины могут иметь довольно большие размеры и представлять опасность для несущей способности элемента.

Основными мероприятиями по борьбе с коррозией металлоконструкций являются:

1) проектирование металлических конструкций без узких щелей, пазух, с формой сечений элементов, хорошо обтекаемой воздушными струями, не удерживающих пыли, открытых для окраски;

2) высококачественная грунтовка изготовленных конструкций и последующая их окраска правильно выбранными лакокрасочными покрытиями;

3) периодическая окраска металлических конструкций в процессе эксплуатации (обычно через 3—6 лет работы).

§ 7. ПОНЯТИЕ ОБ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Исчерпание несущей способности в элементах металлических конструкций может произойти не только в результате разрушения материала, но и в результате потери ими устойчивости. Потеря устойчивости свойственна относительно тонким и гибким элементам при наличии в них сжимающих напряжений.

Явление потери устойчивости характеризуется тем, что при увеличении нагрузки после достижения в элементе определенной величины напряжений происходит резкое нарастание искривления элемента, отклонение его от первоначальной формы равновесия, сопровождающееся падением несущей способности.

Те силовые воздействия или напряжения, при которых происходит отклонение от первоначальной устойчивой формы равновесия, называются **критическими**: $R_{кр}$, $M_{кр}$, $\sigma_{кр}$.

Вопросы потери устойчивости в металлических конструкциях имеют очень большое значение. Падение несущей способности элементов при потере устойчивости происходит весьма быстро, без заметных предварительных деформаций, что затрудняет принятие мер по уси-

лению. Неправильный учет критических усилий в металлических конструкциях — одна из наиболее распространенных причин их повреждений и аварий.

1. УСТОЙЧИВОСТЬ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ

Рассмотрим прямой, относительно длинный стержень, сжатый центрально приложенной силой P (рис. II.12, а). При увеличении силы P стержень вначале будет оста-

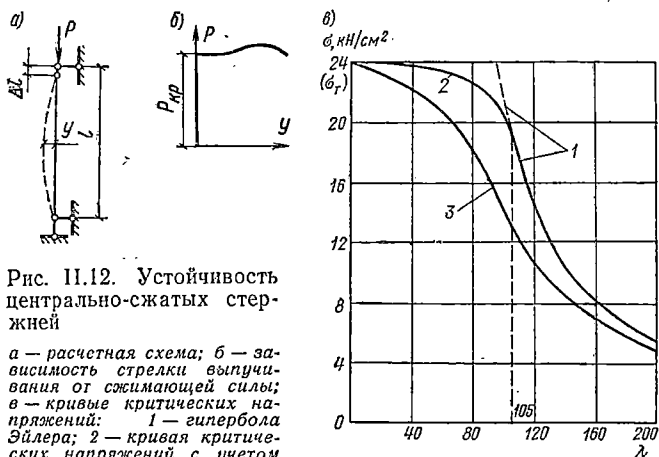


Рис. II.12. Устойчивость центрально-сжатых стержней

а — расчетная схема; б — зависимость стрелки выпучивания от сжимающей силы; в — кривые критических напряжений: 1 — гипербола Эйлера; 2 — кривая критических напряжений с учетом пластической работы; 3 — кривая критических напряжений с учетом случайных эксцентриситетов

ваться прямым, и, если ему даже дать искусственно небольшое отклонение y , то после снятия причины отклонения он вернется к первоначальному прямолинейному положению (устойчивое равновесие). Объясняется это тем, что внешняя сила P не в состоянии удерживать стержень в изогнутом состоянии (внутренняя потенциальная энергия изгиба стержня V в данном случае будет больше внешней работы T , которую совершит сжимающая сила P в результате сближения концов стержня от изгиба, $T = P\Delta l$, стержень выпрямится).

При дальнейшем увеличении внешней нагрузки P может наступить такой момент, когда $V = T$ и будут возможны прямолинейная форма равновесия стержня и криволинейная, изгибная. В этом случае при небольшом искусственном отклонении стержня на величину y и

снятии причины отклонения стержень останется изогнутым и не вернется к прямолинейному положению. В точке разветвления прямолинейной и криволинейной форм равновесия внешняя сила достигнет своего критического значения $P_{кр}$. Дальнейшее, самое незначительное увеличение силы $P_{кр}$ ведет к резкому нарастанию деформаций и потере несущей способности стержня (рис. II.12, б).

Критическая сила для упругого, центрально-сжатого, шарнирно-опертого по концам стержня, впервые была определена Л. Эйлером в 1744 г.:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}, \quad (II.9)$$

где E — модуль упругости металла стержня; I — минимальный момент инерции сечения стержня; l — длина стержня.

Разделив критическую силу на площадь стержня, можно найти критическое напряжение в стержне

$$\sigma_{кр} = \frac{P_{кр}}{F_{бр}} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 F_{бр}} = \frac{\pi^2 E r^2}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (II.10)$$

где $F_{бр}$ — площадь брутто поперечного сечения стержня;

$r = \sqrt{\frac{I}{F}}$ — радиус инерции стержня; $\lambda = l/r$ — гибкость стержня.

Из формулы (II.10) следует, что критические напряжения зависят только от гибкости стержня γ (π и E — постоянные), которая определяется отношением длины стержня к радиусу инерции его сечения. Графически их величина для стали 3 изображена кривой на рис. II.12, в (гипербола Эйлера).

При выводе формулы Эйлера предполагалось, что модуль упругости материала имеет постоянное значение. Поэтому для строительных сталей эта формула справедлива только для первой прямолинейной части диаграммы работы стали, т. е. предела пропорциональности.

Учитывая, что для стали 3 $E = 21\,000$ кН/см² и $\sigma_{пц} = 20$ кН/см², можно из формулы (II.10) получить гибкость, выше которой формула Эйлера будет справедлива:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{пц}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 21\,000}{20}} \approx 105.$$

Выше предела пропорциональности при определении критических напряжений необходимо учитывать переменный пластический модуль упругости $E_{пл}$ (криволинейная часть диаграммы до точки σ_T , рис. II.2), при этом задача усложняется и получить критические напряжения формулой в конечном виде не удастся. Эти критические напряжения, определенные сложными математическими выкладками, изображены графически кривой 2 на рис. II.12, в (ответвление от гиперболы Эйлера при гибкостях меньше 105).

Абсолютно прямолинейный стержень является идеализированной расчетной схемой. Все реальные стержни в натуре имеют неизбежные отклонения от прямолинейности (случайные эксцентриситеты f_0). Поэтому с самого начала загрузки центрально-сжатого стержня в нем возникает изгибающий момент $M = Pf_0$, что ухудшает условия устойчивости стержня и снижает его критические напряжения. Величина случайных эксцентриситетов определяется статистическим изучением реальных стержней. Кривая критических напряжений для центрально-сжатых стержней из стали 3 с учетом случайных эксцентриситетов приведена на рис. II.12, в (кривая 3).

Кривые критических напряжений, расположенные выше предела пропорциональности, зависят от вида диаграмм работы стали $\sigma - \epsilon$, которые для сталей различных классов существенно отличаются друг от друга по величине параметров и даже по характеру (рис. II.13, а). Однако если построить диаграммы работы сталей в относительных координатах σ/σ_{02} (σ_{02} — напряжение, соответствующее остаточному относительному удлинению 0,2%, которое определяет предел текучести σ_T для сталей, не имеющих площади текучести, и которое также близко к пределу текучести для сталей, имеющих такую площадку, и ϵ/ϵ_{02} , то диаграммы работы различных сталей будут очень близки между собой (рис. II.13, б). Действительно, вследствие одинаковости модуля упругости все диаграммы от нуля идут по единой линии упругой работы до точки $\sigma_{пл}/\sigma_{02}$, которая для всех сталей $\approx 0,7$. Далее диаграммы несколько расходятся в упругопластической части, но снова сходятся в точке с координатами $\sigma/\sigma_{02} = 1$ и $\epsilon/\epsilon_{02} \approx 1,7$, которые близки к постоянным значениям для разных сталей. Последующая пластическая часть диаграмм работы снова начинает несколько различаться своим уклоном. Прохождение различных диаграмм через ряд общих точек в относительных координатах и довольно близкое их совпадение позволяют принять для сталей всех классов прочности единую унифицированную расчетную диаграмму работы. Учитывая, что $\sigma_{02} \approx \sigma_T \approx R$ и $\epsilon_{02} = \frac{\sigma_{02}}{E} \approx \frac{R}{E}$ (где $R \approx \sigma_T$ — расчетное сопротивление стали), такая унифицированная диаграмма в координатах σ/R и $\epsilon \frac{E}{R}$ приведена на рис. II.13, в. Вычисление

всех параметров, связанных с расчетом на устойчивость элементов конструкций из различных классов сталей, выполнено в наших нормах на основе этой унифицированной диаграммы работы стали.

Таким образом, устойчивость центрально-сжатого стержня будет обеспечена, если напряжения в нем будут меньше критических:

$$P \leq \sigma_{кр} F_{бр}. \quad (II.11)$$

Чтобы не определять для каждого стержня критические напряжения, а иметь дело с расчетным сопротивлением

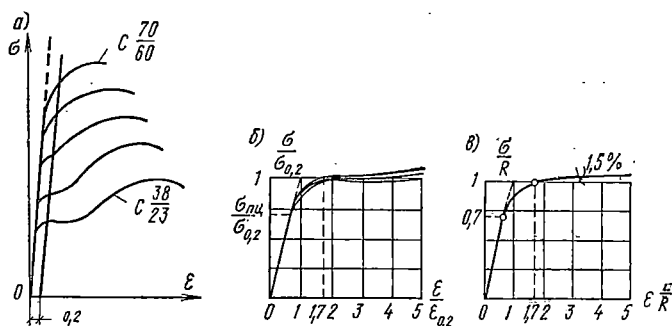


Рис. II.13. Унификация диаграмм работы сталей

а — диаграммы работы сталей различных классов; б — то же, в относительных координатах; в — унифицированная диаграмма работы сталей

стали R (равным наименьшему значению предела текучести σ_T , принимаемому при расчетах), критические напряжения выражают через расчетное сопротивление стали, умноженное на коэффициент продольного изгиба φ (меньший единицы):

$$\sigma_{кр} = \varphi \sigma_T = \varphi R. \quad (II.12)$$

Очевидно, что значение коэффициента φ для данной гибкости определяется как отношение критических напряжений к пределу текучести

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_T}. \quad (II.13)$$

Подставляя значение $\sigma_{кр}$ из формулы (II.12) в формулу (II.11), найдем, что

$$P \leq \varphi R F_{бр},$$

или, переписав это выражение в принятой форме сравнения напряжений в стержне с расчетным сопротивлением

нием стали, получим расчетную формулу проверки устойчивости стержня при центральном сжатии, принятую в нормах:

$$\sigma = \frac{P}{\varphi F_{\text{бр}}} \leq R. \quad (\text{II.14})$$

Коэффициент продольного изгиба φ принимается по таблицам норм в зависимости от *класса стали и гибкости элемента λ* , определяемой по формуле

$$\lambda = \frac{\mu l}{r} = \frac{l_p}{r}, \quad (\text{II.15})$$

где μ — коэффициент приведения расчетной длины, учитывающий условия закрепления концов стержня; $l_p = \mu l$ — расчетная длина стержня (l — геометрическая длина).

Значения коэффициентов φ для сталей разных классов и некоторых алюминиевых сплавов приведены в табл. 1 приложения II.

2. УСТОЙЧИВОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ И СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ СТЕРЖНЕЙ

Если на стержень действует только продольная сила P , но приложенная к оси с некоторым эксцентризмом e , стержень будет **внецентренно сжат** (рис. II.14, а). Если к стержню приложена осевая сила P и поперечная нагрузка, вызывающая изгибающий момент M , стержень будет **сжато изогнут** (рис. II.14, б). Имеющееся различие в работе внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых стержней незначительно, поэтому сжато-изогнутые стержни рассматривают как внецентренно-сжатые с эксцентризмом приложения силы $e = M/P$. При определенных значениях P и M внецентренно-сжатые стержни также теряют устойчивость, причем критическая сила $P_{\text{кр}}$ будет, естественно, меньшей, чем при центральном сжатии, так как потере устойчивости способствует изгибающий момент.

Изгибающий момент изменяет поведение внецентренно-сжатого стержня по сравнению с центрально-сжатым. По мере увеличения продольной силы первоначальный прогиб стержня увеличивается, в сечении развиваются пластические деформации и для восприятия увеличивающегося изгибающего момента необходимо

уменьшить продольную силу (из условия равновесия внутренних напряжений в сечении стержня).

Поэтому зависимость критических напряжений от прогиба будет иной, чем при центральном сжатии (рис. II.14, в).

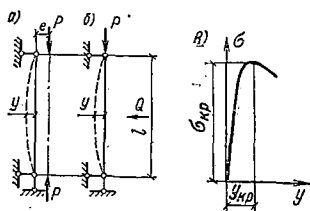
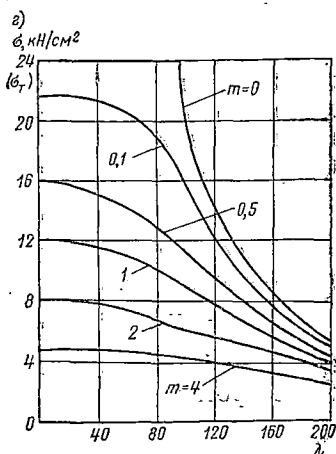


Рис. II.14. Устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых стержней

а и б — расчетная схема внецентренно-сжатого и сжато-изогнутого стержня; в — зависимость стрелки выпучивания от напряжений; г — кривые критических напряжений



Наибольшие краевые напряжения при действии продольной силы и момента в упругой стадии работы определяются по формуле (II.6):

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}.$$

Учитывая известные зависимости и геометрические характеристики сечения ($e = M/N$ — эксцентриситет приложения силы; $\rho = W/F$ — радиус ядра сечения; $m = e/\rho$ — относительный эксцентриситет), наибольшие сжимающие краевые напряжения

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{F} + \frac{Ne}{F\rho} = \frac{N}{F} (1+m). \quad (\text{II.16})$$

Из условия равенства приращения внешнего момента при работе внецентренно-сжатого стержня и момента внутренних сил сечения стержня теоретически может быть определено условное критическое напряжение $\sigma_{кр}^{вн} = N_{кр}/F_{бр}$ внецентренно-сжатого стержня при каждой заданной величине изгибающего момента. Так как относительный эксцентриситет m отражает влияние изгибаю-

щего момента, то критические напряжения внецентренно-сжатых стержней могут быть графически изображены аналогично критическим напряжениям при центральном сжатии в зависимости от гибкости стержня λ (рис. II.14, з), но кривых будет много, каждая из которых соответствует определенному относительному эксцентризмету m .

Для удобства расчетов так же, как и при центральном сжатии, критические напряжения при внецентренном сжатии можно выразить через предел текучести и коэффициент понижения напряжения при внецентренном продольном изгибе $\varphi^{BH} = \sigma_{кр}^{BH} / \sigma_T$, тогда

$$\sigma_{кр}^{BH} = \varphi^{BH} \sigma_T = \varphi^{BH} R.$$

Условие устойчивости внецентренно-сжатого стержня можно записать так:

$$N \leq \sigma_{кр}^{BH} F_{бр} = \varphi^{BH} \sigma_T F_{бр} = \varphi^{BH} R F_{бр}$$

или в удобной форме сравнения напряжений с расчетным сопротивлением

$$\sigma = \frac{N}{\varphi^{BH} F_{бр}} \leq R. \quad (II.17)$$

Коэффициент φ^{BH} зависит от условной гибкости стержня:

$$\bar{\lambda} = \frac{\mu l}{r} \sqrt{\frac{R}{E}} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}}$$

(множитель $\sqrt{R/E}$ учитывает класс прочности стали) и приведенного эксцентриситета m_1 , учитывающего эксцентриситет приложения силы N или изгибающий момент M , а также форму сечения стержня. В зависимости от этих величин коэффициент φ^{BH} определяют по таблицам, приведенным в нормах проектирования.

В плоскости, перпендикулярной к плоскости действия момента (в которой нет момента), стержень должен был бы потерять устойчивость как центрально-сжатый, однако, из-за развития пластических деформаций по сечению от действия момента рабочая упругая часть сечения уменьшается и стержень может потерять устойчивость досрочно. Поэтому устойчивость внецентренно-сжатых стержней в плоскости, перпендикулярной к действию момента, проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\sigma_{фy} F_{бр}} \leq R, \quad (II.18)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии относительно оси, перпендикулярной к плоскости действия момента; c — коэффициент меньше единицы, зависящий от формы сечения, гибкости и относительного эксцентриситета. Коэффициент c определяется по указаниям, приведенным в нормах проектирования.

3. УСТОЙЧИВОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Потеря устойчивости изгибаемого элемента качественно похожа на потерю устойчивости центрально-сжатого стержня (рис. II.15). Вначале происходит изгиб в своей плоскости; при достижении нагрузкой критического значения балка искривляется и закручивается. Сечение элемента быстро пронизывается пластическими деформациями, и при нагрузке немногим более критической балка теряет несущую способность.

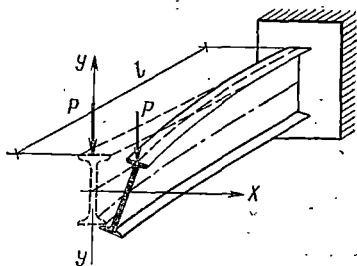


Рис. II.15. Устойчивость при изгибе

Аналогично критической силе центрального сжатия можно найти критический момент $M_{кр}$ потери устойчивости изгибаемого элемента в зависимости от геометрических характеристик и пролета балки. Для единообразия расчетов, как при центральном и внецентренном сжатии, удобно ввести понятие коэффициента понижения напряжений при потере устойчивости изгибаемых элементов φ_6 (меньшего единицы), равного отношению критических напряжений при изгибе к наименьшему пределу текучести.

После этого получим формулу проверки устойчивости изгибаемых элементов, принятую в нормах проектирования,

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_6 W} \leq R. \quad (II.19)$$

Коэффициент φ_6 определяют в зависимости от геометрических характеристик балки и места приложения на-

грузки по таблицам, приведенным в нормах проектирования.

4. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Элементы металлических конструкций, как правило, являются тонкостенными, сечения их состоят из нескольких соединенных между собой полос или пластинок с относительно тонкими стенками. Напряжения в этих полосах и пластинках от внешней нагрузки при достиже-

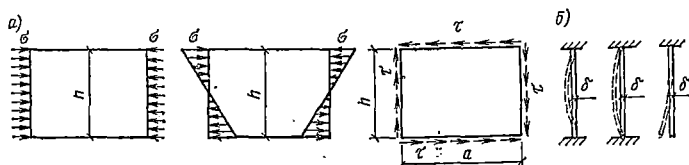


Рис. II.16. Местная устойчивость

a — напряжения в пластинках; *б* — типы закрепления кромок

нии определенных величин могут привести к их выпучиванию, происходит местная потеря устойчивости элемента. Напряжения, соответствующие началу местной потери устойчивости, также называются критическими.

Если произошла местная потеря устойчивости в элементе конструкции, то выпученный участок исключается из работы этого сечения и расчетное сечение элемента уменьшается. Расчеты элементов конструкций на прочность и на устойчивость включают в себя расчетное сечение элемента, поэтому всегда должна быть обеспечена местная устойчивость в элементе.

Критические напряжения устойчивости в отдельной пластинке зависят от ее размеров, характера напряженного состояния и типа закрепления кромок (рис. II.16). Если от внешней нагрузки в пластинке только нормальные напряжения σ , то, определив для этой же пластинки нормальные критические напряжения потери местной устойчивости $\sigma_{кр}$ и сравнив их между собой, можно судить о местной устойчивости. Обычно условие обеспечения местной устойчивости записывают как:

$$\sigma \leq \sigma_{кр} \quad \text{или} \quad \frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \leq 1. \quad (\text{II.20})$$

Аналогично, если в пластинке имеются только касательные напряжения τ , условие ее устойчивости

$$\tau \leq \tau_{кр} \text{ или } \frac{\tau}{\tau_{кр}} \leq 1, \quad (\text{II.21})$$

где $\tau_{кр}$ — критическое касательное напряжение потери местной устойчивости для пластинки данных размеров.

От внешней нагрузки в пластинках часто возникают одновременно нормальные и касательные напряжения σ и τ . Тогда ее устойчивость будет обеспечена, если

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}}\right)^2} \leq 1. \quad (\text{II.22})$$

Определение критических напряжений для различных пластинок будет дано дальше по мере изложения расчета элементов конструкций.

§ 8. АЛЮМИНИЕВЫЕ СПЛАВЫ, ИХ СОСТАВ, СВОЙСТВА И ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ

Для строительных конструкций применяются алюминиевые сплавы с содержанием легирующих компонентов и примесей 5—7% (технический алюминий с примесями до 1% ввиду малой прочности применяется очень редко и только для декоративных и ограждающих элементов). Алюминиевые сплавы разделяются на деформируемые (обрабатываемые давлением: прессованием, вытяжкой, прокаткой, штамповкой и т. д.), применяемые в строительных конструкциях (ГОСТ 4784—65*), и на литейные, применяемые в основном в машиностроении.

Алюминиевые сплавы легируют марганцем, магнием, кремнием, цинком, медью, хромом, титаном или одновременно несколькими этими компонентами, в зависимости от чего система сплава получает наименование и марку с условным обозначением (табл. II.3).

Алюминиевые сплавы поставляют в различных состояниях термической обработки и нагартовки: М — *отожженный* (мягкий); П — *полунагартованный*; Н — *нагартованный*; Т — *закаленный и естественно состаренный*; Т1 — *закаленный и искусственно состаренный*. Символ состояния поставки добавляют к условному обозначению марки сплава (см. табл. II.3).

Технический алюминий обладает очень высокой коррозионной стойкостью, но малопрочен и пластичен. Алюминиево-марганцевые и алюминиево-магнелиевые сплавы обладают высокой коррозионной стойкостью, сравнительно высокой прочностью и хорошо свариваются. Многокомпонентные сплавы обладают средней и высокой коррозионной стойкостью, средними и высокими показателями прочности и могут применяться в сварных и клепаных несущих и ограждающих конструкциях.

Термическая обработка повышает прочностные характеристики сплавов в 1,3—1,5 раза. При сварке конструкций из термически обра-

ТАБЛИЦА II.3. АЛЮМИНИЕВЫЕ СПЛАВЫ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Система сплава	Наименование	Марка и состояние поставки
<i>Термически неупрочняемые</i>		
Al	Технический алюминий	АД1М
Al—Mn	Алюминиево-марганцевый сплав	АМцМ
Al—Mg	Алюминиево-магниевые сплавы	АМг2М, АМг2П
<i>Термически упрочняемые</i>		
Al—Mg—Si	Сплавы повышенной пластичности и коррозионной стойкости	АД31Т, АД31Т1
Al—Mn—Mg—Zn—Ti	Многокомпонентные сплавы	1925Т, 1915Т

ботанных сплавов происходит некоторое разупрочнение материала в зоне термического влияния, которое надо учитывать при расчете и конструировании сварных соединений. Термически не упрочняются сплавы марок АМг и АМц. Чтобы повысить коррозионную стойкость, алюминиевые сплавы могут быть плакированными (покрытыми тонкой пленкой чистого алюминия при изготовлении полуфабриката).

Структура алюминиевых сплавов состоит из кристаллов алюминия, упрочненных легирующими элементами (легирующие элементы входят в твердый раствор с алюминием и упрочняют его). Особенно большое упрочнение сплава получается, если количество легирующего компонента больше максимально растворимого при обычной температуре, тогда компоненты выделяются в виде упрочняющих включений. Ввиду относительно малой прочности включений и прослоек между зернами под действием нагрузки происходят более плавные деформации, и, в отличие от малоуглеродистой стали, площадки текучести в сплавах не получается.

На рис. II.17 приведены диаграммы работы некоторых алюминиевых сплавов на растяжение (там же для сравнения дана кривая для стали 3). Наиболее существенные отличия в работе алюминиевых сплавов и стали заключаются в меньшем угле наклона первоначальной прямолинейной части диаграммы алюминиевых сплавов, характеризующем модули упругости материалов ($2,1 \cdot 10^4$ кН/см² для сталей и $0,71 \cdot 10^4$ кН/см² для алюминиевых сплавов), в отсутствии площадки текучести у алюминиевых сплавов, а также в меньшем относительном удлинении термически обработанных сплавов.

Работа сплавов при других видах силовых воздействий и процессе разрушения во многом аналогична работе сталей, так как имеется сходство структур (пластичные зерна алюминия и упрочняющие включения) и у обоих материалов большой запас пластической работы до разрушения.

Неравномерное распределение напряжений и концентраторы напряжений способствуют переходу алюминиевых сплавов в более хрупкое состояние (снижению относительных удлинений при разрушении). Это явление зависит от марок сплавов и состояния их поставки: менее склонны к переходу в хрупкое состояние мягкие сплавы.

Вибрационная прочность алюминиевых сплавов также уменьшается при увеличении циклов нагрузки, но относительно меньше, чем у стали. Наличие концентраторов напряжений снижает вибрационную прочность и предел выносливости.

Алюминиевые сплавы менее устойчивы к воздействию высоких температур, чем сталь (температура плавления их около 600—700° С). При нагреве алюминиевых сплавов падают значения предела текучести и предела прочности, одновременно с этим увеличивается относительное удлинение, поэтому конструкции из алюминиевых сплавов менее огнестойки и могут работать при температурах примерно до 150—200° С. При отрицательных температурах алюминиевые сплавы работают хорошо; большим их достоинством является малая склонность к переходу в хрупкое состояние при пониженных температурах. Ударная вязкость, оценивающая эту склонность, при температурах —100 и +100° С практически одинакова.

Изменение механических свойств алюминиевых сплавов при старении происходит более интенсивно, чем у стали, и увеличение пределов текучести и прочности значительно выше. Увеличение прочности алюминиевых сплавов при старении учитывают при назначении их расчетных сопротивлений.

Потеря устойчивости элементов конструкций из алюминиевых сплавов качественно имеет много общего с потерей устойчивости в стальных конструкциях ввиду схожести структур и работы под нагрузкой. В количественном отношении различие существенно; зависит оно прежде всего от меньшего (в 3 раза) значения модуля упругости алюминиевых сплавов и формы диаграммы работы материалов. Аналогично стальным конструкциям устойчивость проверяют сравнением расчетных напряжений в элементах конструкции с критическими, поэтому расчетные формулы проверки устойчивости при различных силовых воздействиях имеют такой же вид, как и для стальных конструкций. Значения коэффициентов принимаются в зависимости от марок сплавов по нормам проектирования алюминиевых конструкций СНиП II-24-74.

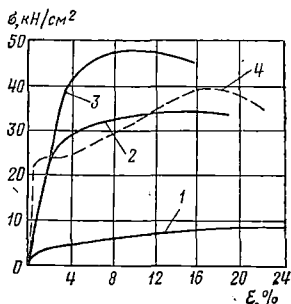


Рис. II.17. Диаграммы работы алюминиевых сплавов на растяжение

1 — технический алюминий АД1М; 2 — сплав 1915Т; 3 — Сталь 3

Металлические конструкции формируют из профилей различной формы, которые изготовляют на металлургических заводах. Каталоги поставляемых металлургическими заводами листов и профилей с указанием их формы, размеров, геометрических характеристик, массы называют сортаментом и оформляют в виде государственных стандартов.

Форма профилей сортамента должна отвечать ряду требований: простоте и технологичности изготовления, универсальности и удобству при компоновке сечений, рациональному распределению материала по сечению. Сортамент не должен быть чрезмерно обширным, но в то же время должен давать большие возможности проектировщику для целесообразного и экономичного подбора сечений различных конструкций. В результате многолетнего развития металлических конструкций и работ по теории сортамента в настоящее время есть большой универсальный набор профилей, позволяющий сооружать рациональные металлические конструкции самого разнообразного назначения.

§ 9. СОРТАМЕНТ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В стальных конструкциях применяется листовая и профильная прокатная сталь. Профильная сталь разделяется на сортовую (круг, квадрат, полоса, уголки) и фасонную (двутавры, швеллеры, шпунтовые и другие фасонные профили).

Кроме этого, широко применяется сортамент вторичных профилей: **сварных**, профиль которых образован соединением на сварке отдельных полос или листов, и **гнутых**, образованных холодной гибкой стальных полос и листов. Наиболее дешевы прокатные профили. Они непосредственно с металлургического завода идут на изготовление металлоконструкций. Для образования сварных и гнутых профилей требуется дополнительная операция — изготовление профиля из прокатного листа.

При проектировании металлических конструкций необходимо знать основные параметры существующего сортамента металла,

1. ЛИСТОВАЯ СТАЛЬ

Сталь прокатная толстолистовая, ГОСТ 19903—74. Стальные листы прокатывают толщиной 4—160 мм, однако в строительных конструкциях листы толщиной более 40 мм применяют редко, так как качество толстой стали снижается и усложняется изготовление конструкций. Градация рекомендуемых для применения в строительных конструкциях толщин листовой стали следующая: от 4 до 6 мм — через 1 мм, от 6 до 22 мм — через 2 мм и далее 25, 28, 30, 32, 36, 40, 50, 60, 80, 100 мм. Ширина листовой стали имеет размеры 600—3600 мм при длине 2—12 м. Ходовая ширина листов не превышает 2400 мм, а длина 8 м. Толстолистовую сталь применяют в листовых конструкциях и сплошностенчатых сечениях отдельных элементов.

Сталь прокатная широкополосная универсальная, ГОСТ 82—70. Толщина полос универсальной стали 4—60 мм с той же градацией, что и для толстолистовой стали, ширина полос 200—1050 мм, ходовая длина полос 5—12 м. Универсальную сталь применяют для полок и стенок сплошных балок, колонн и других конструкций. При применении универсальной стали не требуется продольной резки листов, поэтому стоимость изготовления конструкций снижается.

Сталь горячекатаная рулонная, ГОСТ 8597—57, поставляется в свернутых рулонах, поэтому толщина ее ограничена 10 мм, ширина рулона 200—2300 мм. Перед изготовлением конструкций такую сталь необходимо править. Ее выгодно применять для больших тонкостенных элементов и листовых конструкций, так как при этом уменьшается количество стыков и отходов.

Сталь прокатная тонколистовая горячекатаная, ГОСТ 19904—74. Толщина листов 0,2—3,9 мм, ширина 600—2000 мм, длина 1,2—5 м. В строительных конструкциях применяется для гнутых профилей и кровель.

Сталь прокатная полосовая, ГОСТ 103—57*. Толщина полос 4—60 мм, ширина 12—200 мм, длина 3—9 м. Применяется в виде отдельных полос и для изготовления гнутых профилей.

Сталь листовая рифленая, ГОСТ 8568—57*. Толщина листов 2,5—8 мм, ширина 600—1400 мм, длина 2—6,3 м. Рифленый лист применяется в виде настила на рабочих площадках, ступенях лестниц и т. д.

Сталь листовую просечно-вытяжную, ГОСТ 8706—58, образуют вытяжкой листа в холодном состоянии с предварительно просеченными в нем щелями. Толщина листов 4,5 и 6 мм, ширина 500—1400 мм, длина до 6 м. Применяется для настилов различных площадок.

Для ограждающих конструкций (кровель) применяется:

сталь тонколистовая оцинкованная, ГОСТ 7118—54, толщиной 0,25—2 мм, шириной 510—1500 мм и длиной 0,71—2,5 м;

стальной профилированный настил из тонколистовой оцинкованной стали, поставляемый по специальным техническим условиям (ТУ);

листовая кровельная, ГОСТ 1393—47,** поставляемая тех же размеров, что и тонколистовая оцинкованная сталь;

сталь листовая волнистая, ГОСТ 3685—71*, толщиной 1—1,8 мм, шириной 710—1000 мм, длиной 1,42—2 м, высота волны листа 30 и 35 мм.

2. ПРОФИЛЬНАЯ СТАЛЬ

Сталь прокатная угловая равнополочная, ГОСТ 8509—72 (рис. III. 1, а). Сортамент равнополочных уголков довольно большой и составляет свыше 70 типоразмеров. Наименьший уголок с шириной полки $b=20$ мм, толщиной полки $d=3$ мм, площадью сечения $1,13 \text{ см}^2$. Наибольший уголок с шириной полки 250 мм, толщиной 30 мм и площадью 142 см^2 . Угловые профили при одной и той же ширине полок имеют различную толщину полок. Соотношение ширины полки к ее толщине в уголках принято $b/d \leq 17$, что всегда обеспечивает местную устойчивость полок. Уголки прокатывают длиной от 4 до 13 м.

Сталь прокатная угловая неравнополочная, ГОСТ 8510—72 (рис. III.1, б). Наименьшие размеры профиля $B=25$ мм, $b=16$ мм, $d=3$ мм при площади сечения $1,16 \text{ см}^2$; наибольшие $B=250$ мм, $b=160$ мм, $d=20$ мм с площадью сечения $78,5 \text{ см}^2$; количество профилей свыше 50.

Некоторые типы сечений элементов металлических конструкций с применением равнополочных и неравнополочных уголков показаны на рис. III.1, в.

Балки двутавровые, ГОСТ 8239—72 (рис. III.2, а). Размеры двутавровых балок (двутавров) определяются их номером, который соответствует высоте двутавра h , см. Сортамент включает двутавры с № 10 по № 60; ширина полок двутавров находится между 55 мм для № 10 и 190 мм для № 60, длина прокатываемых профилей

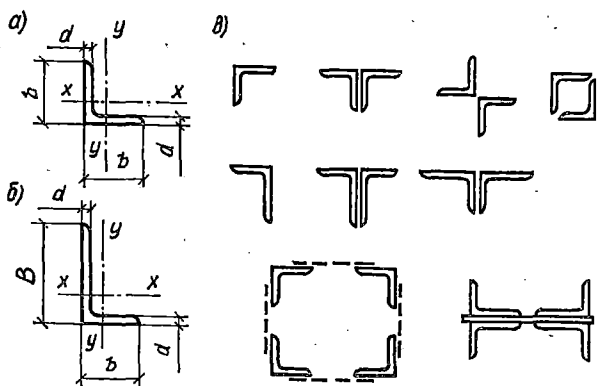


Рис. III.1. Уголки и составные сечения из уголков

4—13 м. Сечение двутавровых балок очень выгодно при работе их на изгиб, поэтому двутавры широко применяются для различных балок. В составных сечениях двутавры применяются для колонн и других тяжелых стержневых конструкций (рис. III.2, з).

С 1978 г. на Нижнетагильском металлургическом заводе выпускают двутавры и тавры с параллельными гранями полок. Технические условия (ТУ 14-2-24-72) включают нормальные, колонные и широкополочные двутавры и тавры. Параллельные грани полок упрощают узлы сопряжения элементов, а рациональная форма поперечного сечения (соотношение ширины к высоте профиля составляет от 1:1 до 1:2,5) делает эти профили особенно выгодными при работе на сжатие и сжатие с изгибом.

Использование широкополочных двутавров взамен сварных в колоннах на 30—40% снижает трудоемкость изготовления конструкций.

Тавры целесообразно использовать как пояса ферм взамен сечения из спаренных уголков, что также приво-

дит к снижению трудоемкости изготовления и упрощает конструкцию узлов.

Швеллеры, ГОСТ 8240—72 (рис. III.2, б, в). Размеры швеллеров также определяются их номером, соответствующим высоте швеллера h , см. Сортамент включает швеллеры от № 5 до № 40 с шириной полки от 32 до

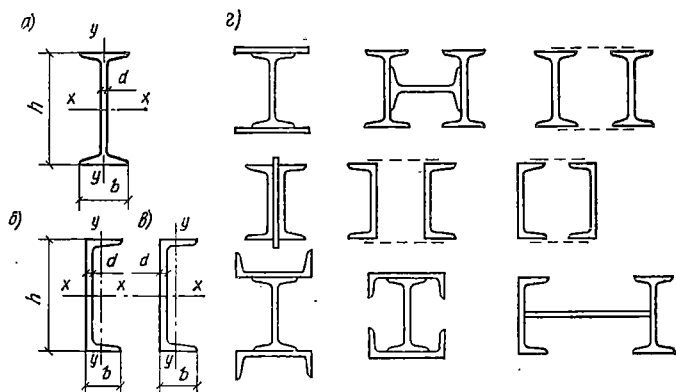


Рис. III.2. Двутавры, швеллеры и составные сечения из них

115 мм. По ГОСТ 8240—72 поставляются два сортамента швеллеров — швеллеры с уклоном внутренних граней полок (рис. III.2, б) и швеллеры с параллельными гранями полок (рис. III.2, в). Оба вида швеллеров имеют одинаковые размеры h , b , d и площади сечения, другие их геометрические характеристики различаются крайне мало, поэтому швеллеры взаимозаменяемы. Швеллеры с параллельными гранями полок удобнее для примыканий, не требуют косых шайб для болтов, технологичнее в изготовлении, вследствие чего им следует отдавать предпочтение при проектировании. Сечение швеллеров выгодно при работе на изгиб, поэтому они часто применяются как балки и прогоны. Кроме того, швеллеры хорошо komponуются в составных сечениях и широко применяются в элементах конструкций, работающих на осевую силу (см. рис. III.2, г). Длина поставляемых швеллеров 4—13 м.

Кроме перечисленных основных видов профильной стали в строительных конструкциях применяют: балки двутавровые для подвесных путей, ГОСТ 19425—74,

трубы стальные бесшовные горячекатаные, ГОСТ 8732—70, диаметром 45—550 мм для несущих конструкций; рельсы крановые, ГОСТ 4121—62* и рельсы железнодорожные, ГОСТ 7173—54* и ГОСТ 7174—65* для рельсов под мостовые краны; сталь горячекатаную круглую, ГОСТ 2590—71*, диаметром 5—250 мм; сталь горячека-

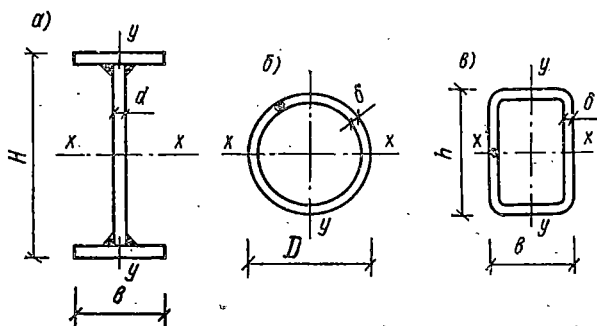


Рис. III.3. Сварные профили

таную квадратную, ГОСТ 2591—71*, размером 5—100 мм для различных тяжёлых и подделок. Для оконных и фонарных переплетов промышленных зданий применяют профили по ГОСТ 7511—73.

В прил. III приведен сортамент прокатной стали, наиболее часто употребляемой при проектировании металлических конструкций.

3. СВАРНЫЕ ПРОФИЛИ

Сварные двутавры, МРТУ 7-4-66 (рис. III.3, а), изготовляют на поточной линии Днепропетровского завода металлоконструкций, где построена специализированная поточная линия по изготовлению полуфабриката — мощных сварных двутавров, которые потом применяются на других заводах металлоконструкций. Для рентабельности промежуточной перевозки полуфабриката наименьший объём поставки сварных двутавров должен быть 50—70 т. Сварные двутавры изготовляют из малоуглеродистой и низколегированной стали, полки и стенки соединяют автоматической сваркой. Сварные двутавры изготовляют трех типов:

для подкрановых балок пролетом 6 и 12 м под краны грузоподъемностью до 275 т. Наименьший двутавр имеет размеры: $H=640$ мм, $b=220$ мм, $d=6$ мм; наибольший двутавр — $H=2045$ мм, $b=710$ мм, $d=18$ мм;

для колонн. Эти двутавры имеют меньшую высоту, более толстую стенку и большую площадь сечения по сравнению с двутаврами для балок. Размеры наименьшего профиля: $H=783$ мм, $b=300$ мм, $F=155$ см²; наибольшего — $H=960$ мм, $b=560$ мм, $F=516$ см²;

балочные профили общего назначения. Размеры наименьшего двутавра: $H=820$ мм, $b=300$ мм, $d=6$ мм, $F=108$ см²; наибольшего — $H=2010$ мм, $b=600$ мм, $d=16$ мм, $F=672$ см².

Все сварные двутавры заказываются в мерных длинах (до 12 м) по требованию потребителя.

Трубы стальные электросварные, ГОСТ 10704—63* (рис. III.3, б), изготавливают на специализированных трубных заводах и применяют для несущих строительных металлоконструкций. В строительных конструкциях применяют трубы диаметром $D=25$ мм и выше. Сортамент по ГОСТ 10704—63* содержит трубы диаметром до 1620 мм, толщина стенок труб меньшего диаметра 1—8 мм, большего 6—16 мм.

Профили холодногнутые сварные квадратного и прямоугольного сечений, ГОСТ 12336—66 (рис. III.3, в). Размеры квадратных труб 63—200 мм, толщина стенки 3—8 мм, прямоугольных от 63×32 до 250×180 мм при толщине 2—8 мм.

4. ГНУТЫЕ ПРОФИЛИ

Сталь холодногнутая угловая равнополочная и неравнополочная, ГОСТ 19771—74 и ГОСТ 19772—74 (рис. III.4, а). Размеры гнутых равнополочных уголков приняты в пределах $b=40$ —220 мм, $\delta=2$ —10 мм, площади сечения $F=1,53$ —42,3 см²; размеры неравнополочных уголков: $B=40$ —220 мм, $b=32$ —180 мм, $\delta=2$ —10 мм; площади сечения $F=1,37$ —38,3 см²; длина профилей 3—12 м. Особенностью холодногнутых уголков является относительно тонкая стенка; отношение длины свободной части стенки к ее толщине достигает 24, поэтому потеря местной устойчивости стенки может произойти раньше, чем общая потеря устойчивости стержня. Это предопределяет область рациональ-

ного применения элементов из гнутых уголков (и вообще гнутых тонкостенных профилей): несильно нагруженные длинные стержни, в которых решающую роль играет жесткость, а не прочность (раскосы легких ферм; связи и т. д.).

Холодногнутые швеллеры, ГОСТ 8278—75 (рис. III.4, б). Размеры швеллеров: $h=30—400$ мм, $b=10—200$ мм, $\delta=1—10$ мм, площадь сечения до $76,5$ см², длина $3—12$ м. Применяют швеллеры для легких стержневых систем, прогонов, связей и вспомогательных конструкций.

Другие гнутые фасонные профили (рис. III.4, в). Ряд гнутых профилей самой разнообразной формы изготавливают по различным ГОСТам, техническим условиям и индивидуальным заказам на роликогибочных станках и гибочных прессах. Такие профили в случае необходимости также могут применяться в строительных конструкциях.

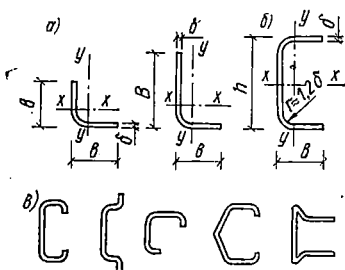


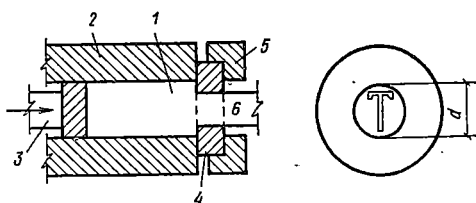
Рис. III.4. Гнутые профили

§ 10. СОРТАМЕНТ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Профили из алюминиевых сплавов для строительных конструкций получают прокаткой, прессованием или гнутьем. Прокатывают только плоские профили: листы, полосы и ленты. Прессованные профили могут быть самого различного очертания, поперечное сечение

Рис. III.5. Схема пресса для изготовления алюминиевых профилей

1 — заготовка; 2 — контейнер пресса; 3 — поршень с пуансоном; 4 — матрица с отверстием по форме профиля; 5 — держатель; 6 — прессуемый профиль



их должно вписываться в круг диаметром матрицы размером 320 мм (имеются отдельные прессы с диаметром матрицы 530 мм). Эти профили изготавливают на специальных прессах (рис. III.5). Цилиндрическая, нагретая примерно до 400°C заготовка из алюминие-

вого сплава продавливается через стальную матрицу с отверстием по форме сечения профиля. Матрица удерживается держателем. Прессоваться могут как сплошные, так и пустотелые (трубчатые) профили.

Гнутые профили изготавливают гибкой тонких листов или лент на роликогибочных станах или гибочных прессах.

Исходя из технологии изготовления, сортамент для алюминиевых сплавов включает:

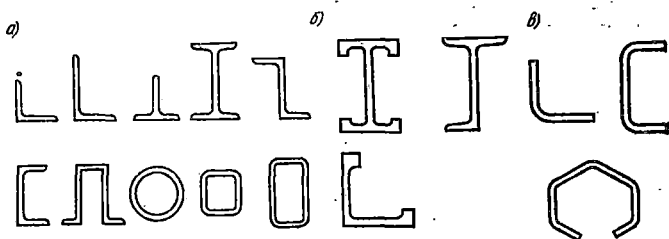


Рис. III.6. Алюминиевые профили

а, б — прессованные; в — гнутые

Листы из алюминия и алюминиевых сплавов поставляются по ГОСТ 13722—68 и ГОСТ 12592—67*. Употребительные размеры листов: толщина 0,3—10 мм, ширина 400—2000 мм и длина 2—6 м.

Стандартные прессованные профили. Угловые профили, зетовые, тавровые и двутавровые, швеллерные, трубы круглые и квадратные показаны на рис. III.6, а. Особенностью этих профилей является то, что они разрабатывались не для строительных конструкций и имеют небольшие размеры. Поэтому стандартные профили могут применяться только в легких несущих конструкциях как конструктивные и декоративные элементы.

Нестандартные прессованные профили. Возможность получения прессованием профилей различного очертания, небольшая стоимость матрицы и простота переналадки пресса позволяют получать индивидуальные профили малыми по массе партиями. Это дает возможность в некоторых случаях специально проектировать рациональный профиль для конкретной конструкции и заказывать его для данного сооружения. В этом одно из больших преимуществ конструкций из алюминиевых сплавов. Примеры некоторых нестандартных прессованных профилей приведены на рис. III.6, б.

Гнутые профили из листов и полос. Форма гнутых алюминиевых профилей, так же как и стальных, может быть очень разнообразной. Примеры некоторых сечений показаны на рис. III.6, в.

Глава IV

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

§ 11. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ

Главное требование, которому должны удовлетворять все конструкции, в том числе и металлические, — это соответствие *эксплуатационному назначению*. Металлические несущие конструкции воспринимают различные нагрузки, поэтому они должны быть прочными, жесткими, надежными, а также экономичными и минимально трудоемкими при изготовлении и монтаже.

Каждая конструкция проходит три этапа: проектирование, изготовление и монтаж. Стоимость готовых металлоконструкций распределяется следующим образом, %:

Проектирование	2—3
Стоимость стали и других материалов	60—70
Изготовление	15—20
Транспортные расходы	3—5
Монтаж	10—20

Проектирование металлических конструкций — один из важнейших этапов, несмотря на относительно малую стоимость. В процессе проектирования решаются все вопросы осуществления конструкции, начиная от вариантов конструктивной компоновки возможных схем сооружения и кончая рациональными методами его монтажа. При проектировании должны быть обеспечены все требования, предъявляемые к металлическим конструкциям.

Общие требования. Конструкции должны наилучшим образом выполнять те функции, для которых они предназначены, т. е. соответствовать своему эксплуатационному назначению. Необходимо учитывать особенности эксплуатации: внешнюю среду (в закрытом помещении, в атмосферной среде, в агрессивной среде), условия работы конструкций (статические нагрузки, подвижные и вибрационные нагрузки). Конструкции должны быть прочными, жесткими, безопасными в эксплуатации, а схема конструкции, ее основные размеры, сечения от-

дельных элементов — рациональными, экономичными по расходу металла. Экономия металла — одно из важнейших требований при проектировании металлических конструкций, так как стоимость металла составляет более половины стоимости металлоконструкций и большие потребности народного хозяйства в металле вызывают его дефицитность.

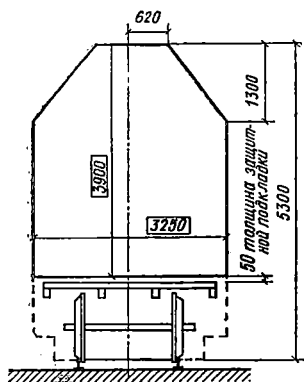


Рис. IV.1. Нормальный железнодорожный габарит очертания погрузки

Конструкции должны быть пропорциональными, красивыми и удобными для защиты от коррозии: не иметь щелей и пазух, в которых могут скапливаться пыль и влага, быть доступными очистке и окраске.

Производственные требования. Металлические конструкции должны удовлетворять требованиям индустриальности изготовления, т.е. быть наилучшим образом приспособленными к условиям заводского производства. Необходимо учитывать производственные возможности

заводов: характеристики станков, грузоподъемность кранов, характер оборудования для сварки и клепки, наличие специализированных поточных линий, вспомогательных приспособлений и т. д.

Конструкции должны быть наименее трудоемки, что достигается простой формой, минимальным количеством деталей, возможностью механизированной обработки, простотой и удобством сборки и сварки.

Важным вопросом является членение конструкций на отправочные элементы. Основным способом доставки изготовленных на заводе металлических конструкций к месту монтажа является транспортирование их по железной дороге, поэтому отправочный элемент должен вписываться в железнодорожный габарит (рис. IV.1).

Наибольшая длина отправочного элемента зависит от размеров платформ и способов погрузки. Для перевозки металлоконструкций используют двухосные платформы грузоподъемностью 20 т с длиной по осям авто-

сцепки 10 424 мм; четырехосные платформы грузоподъемностью 60 т с длиной 14 194 мм и гондолы (полувагоны) грузоподъемностью 60 т. Длинные отпра- вочные элементы грузят на специальные платформы с опиранием на одну или две платформы. Если элемент опирается на одну двухосную платформу, то его пре- дельная длина, при которой не требуется проверки га- баритности на кривых участках дороги, составляет 13 м, если элемент опирается на четырехосную, — 17,5 м. При опирании элемента на две двухосные или четырехосные платформы эта предельная длина составляет соответст- венно 19,1 и 23,3 м. Отправочные элементы должны быть возможно более крупными, а количество их — наименьшим, при этом очень важна компактность от- правочных элементов, обеспечивающая нормальную за- грузку железнодорожных вагонов.

Большое значение имеет серийность изготовления, когда отправочные марки конструкций одинаковы и из- готовляются в большом количестве. Поэтому важнейшее требование — типизация конструкций.

Монтажные требования. Монтаж — последний этап производства металлических конструкций, осуществляе- мый в наиболее трудных условиях: на открытом воздухе в условиях строительной площадки. Поэтому главные требования здесь — простота, удобство, скорость и ма- лая трудоемкость. Отправочные марки должны легко и просто соединяться между собой, необходимо стремить- ся к возможности крупноблочного, а при больших объе- мах однотипных конструкций к возможности конвейер- ного способа монтажа. Следует предусмотреть систему связей устанавливаемых конструкций, обеспечивающую их устойчивость.

Различные требования, предъявляемые к металли- ческим конструкциям, иногда приводят к противоречи- вым решениям: экономию металла можно получить, усложнив форму конструкции, а это противоречит тре- бованию наименьшей трудоемкости изготовления; мож- но увеличить повторяемость отправочных элементов, если элемент сделать более универсальным (т.е. объе- динить в одном элементе свойства, требуемые различ- ными элементами), а это может привести к увеличению трудоемкости изготовления или расхода металла.

Чтобы добиться оптимального удовлетворения одно- временно всех этих требований, проектировщики долж-

ны решать основную задачу проектирования: соответствие эксплуатационному назначению при минимальном расходе металла и наименьшей трудоемкости изготовления в условиях простого и быстрого монтажа.

Советская школа металлостроителей успешно решила эту сложную задачу и располагает большим опытом создания надежных, экономичных и высококачественных металлических конструкций.

§ 12. ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Сооружения проектируют на основе технико-экономических обоснований (ТЭО), которые составляются на базе утвержденных планов развития народного хозяйства*.

Проектирование, как правило, должно быть одностадийным в виде **техно-рабочего проекта** (технический проект, совмещенный с рабочими чертежами).

Проектирование в две стадии — **технический проект и рабочие чертежи** — допускается для сложных и крупных промышленных комплексов, сложных инженерно-технических решений отдельных сооружений. Металлические конструкции проектируются обычно в две стадии.

В **техническом проекте** приводятся обоснование для разработки проекта, технологическая характеристика объекта, сведения о районе строительства с изложением климатических и геологических данных, нагрузки, рассмотренные варианты проектных решений, сроки и стоимость строительства. На этом этапе определяется целесообразность применения металлических конструкций, производится выбор применяемых типовых конструкций и устанавливается принципиальная конструктивная схема сооружений.

Рабочие чертежи металлических конструкций выполняются в две стадии: **КМ** (конструкции металлические) и **КМД** (конструкции металлические, детализация).

Проект КМ выполняется проектной организацией для завода металлоконструкций. В проекте КМ решаются все вопросы компоновки металлических конструкций и увязки их с другими частями проекта: технологической, транспортной, архитектурно-строительной и др.

* Инструкция по разработке проектов и смет для промышленного строительства (СН 202-76).

В состав проекта КМ входят: перечень чертежей проекта КМ; *заглавный лист*, содержащий данные о нагрузках, марках сталей, условных обозначениях, маркировке и другие общие замечания; *схемы конструкций* — планы, поперечные и продольные разрезы с маркировкой всех конструкций и указанием их сечений; *узлы конструкций*, показывающие сопряжения отдельных элементов между собой, и *спецификации металла* по профилям на весь объект. *Расчеты металлических конструкций* содержатся в отдельной расчетно-пояснительной записке или оформляются в виде расчетных листов в составе чертежей КМ. Чертежи КМ должны содержать все данные для разработки детализованных чертежей КМД.

Проект КМД разрабатывается, как правило, в конструкторском бюро завода металлоконструкций на основе проекта КМ с учетом технологических особенностей завода (станки, поточные линии, сварочное оборудование, вспомогательные приспособления и т. д.) и наличия на складе ассортимента металла.

Проект КМД содержит *заглавный лист* со списком чертежей проекта и пояснительной запиской, *монтажные схемы* отправочных элементов с маркировкой и монтажными узлами, *рабочие чертежи отправочных элементов*, *сводные ведомости* отправочных элементов, монтажных болтов, сварных швов и заклепок.

Монтажные схемы составляются по группам конструкций: колонны и связи между ними, конструкции покрытия (стропильные фермы, связи между ними), подкрановые балки и т. д. Монтажные схемы выполняются в масштабе $1/100$ — $1/400$ в зависимости от типа, размеров и сложности сооружения. Монтажные схемы — основная документация, по которой производится сборка конструкций на монтаже, поэтому там должны быть показаны: взаиморасположение отправочных элементов с размерами и отметками, необходимыми для выверки конструкций, ведомости отправочных элементов, монтажных швов, болтов и заклепок. Сложные узлы сопряжений маркируются на схемах и приводятся обычно на отдельных листах.

В примечаниях к монтажным схемам указываются способы монтажных соединений для каждой группы конструкций, маркировка элементов данной схемы, а также приводятся ссылки на чертежи смежных схем и на листы монтажных узлов и стыков.

Рабочие чертежи отправочных элементов должны содержать полные данные для изготовления элемента на заводе. На рабочем чертеже помещаются:

- графическое изображение отправочного элемента в законченном виде с боковыми видами и необходимыми разрезами;
- геометрическая схема для решетчатых конструкций;
- изображения отдельных сложных деталей отправочного элемента;

спецификация деталей, таблицы отправочных элементов, сварных швов и заводских заклепок;
примечания.

Отправочный элемент изображается в основной проекции (проекция той плоскости, которая имеет наибольшие размеры, например ширину и длину), желательно в рабочем положении, т. е. соответственно положению этих элементов в готовом здании или сооружении. Вертикальные элементы большой длины (колонны, стойки) располагают горизонтально. Масштаб изображения 1:10, 1:15 или 1:20, при этом в простых элементах большой длины масштаб по длинной стороне разрешается принимать более мелким и даже произвольным. Для крупных решетчатых элементов (ферм, широких сквозных колонн) изображение геометрической схемы основной проекции выполняется в масштабе 1:30 или 1:50, а изображение деталей на этой схеме — в более крупных масштабах 1:10, 1:15 или 1:20. Это позволяет уменьшить формат чертежа без снижения ясности его чтения. Размеры, проставляемые на изображении отправочного элемента, подразделяются на три группы:

1) размеры, необходимые для изготовления деталей, из которых состоит элемент;

2) размеры, определяющие взаиморасположение деталей и необходимые для сборки элемента;

3) размеры, определяющие взаимосвязь изображенного элемента с привязочными осями сооружения или смежными элементами.

Размеры отдельных деталей проставляются один раз для каждой группы одинаковых деталей. Если деталь сложная, то ее изображают отдельно со всеми размерами, необходимыми для изготовления, а на основной проекции дают только привязку этой детали. Размеры для сборки отправочного элемента проставляют так, чтобы сборщик мог легко и безошибочно установить деталь на свое место.

При изготовлении отдельных деталей и сборке их в элементе неизбежны отклонения от формы и заданных размеров, указанных конструктором на чертеже, поэтому, проставляя размеры, необходимо особо выделять те из них, соблюдение которых особенно важно. К ним относятся расстояния между опорной плитой колонны и местами опирания на нее других конструкций (ферм, подкрановых балок), расстояния между группами монтажных отверстий и др. Такие размеры обычно выделяют на чертеже рамкой (например, $\boxed{8450}$), а если требуется большая точность, чем предусмотренная нормами на изготовление конструкции, то рядом с размером указывается допускаемое отклонение (например, $\boxed{11980 \begin{smallmatrix} +1 \\ -2 \end{smallmatrix}}$).

Вследствие допусков при прокатке размеры стальных профилей могут отличаться от номинальных (приведенных в сортаменте). Например, ширина полков и высота крупных уголков, двутавров и швеллеров могут быть на 3—4 мм больше или меньше, чем указано в стандарте. Поэтому привязку уголков и швеллеров делают за обушок, привязку двутавров — за вертикальную ось и одну из граней полков. Все размеры на чертежах металлоконструкций проставляют в миллиметрах.

Геометрическая схема решетчатых элементов изображается отдельно в произвольном масштабе. Расстояние между узлами вычисляют с точностью до 1 мм и проставляют непосредственно над линиями схемы без выносных размерных линий.

Каждая деталь элемента заносится в спецификацию деталей, которая предназначается для подготовки металла на складе, для их заготовки и подсчета массы элемента. Спецификацию составляют на каждую отправочную марку, в заголовке ее указывают марку стали. В спецификацию вносят генеральные размеры деталей, их число и массу с точностью 0,1 кг, причем фасонные листы площадью до 0,1 м² считают при подсчете массы как прямоугольные, а отверстия и вырезы в прокатных элементах не учитывают. Массу всех деталей одного номера подсчитывают с точностью до 1 кг. Массу отправочного элемента определяют как сумму масс деталей с добавлением 1% на массу сварных швов или 2% на массу головок заклепок.

В графе спецификации «Примечания» указывают особенности обработки деталей: строжка, гибка, фрезеровка (или марка стали, если эта деталь должна быть изготовлена не из той стали, которая указана в заголовке спецификации).

В таблице отправочных марок указывают марки отправочных элементов, изображенные на данном чертеже (их может быть несколько), их массу, число штук каждой марки, подлежащих изготовлению, суммарную массу конструкций, которые надо изготовить по этому чертежу.

В примечаниях к чертежу обычно приводят:

- а) марки сталей и дополнительные требования к ним;
- б) указания о способах сварки и типах электродов;
- в) указания о преобладающих на данном чертеже размерах сварных швов, диаметрах отверстий, обрезах, которые на чертеже не проставляются;
- г) ссылки на другие чертежи проекта.

Примеры оформления чертежей некоторых отправочных элементов приведены в приложении на вкладке.

Если возникает необходимость некоторых отступлений от проекта КМ при разработке чертежей КМД (изменение сечений, соединений, отдельных узлов и т. д.), то они должны быть согласованы с проектной организацией, разрабатывавшей проект КМ.

§ 13. ОСНОВЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИИ

Согласно СНиП II-A.10-71, строительные конструкции рассчитывают на силовые и другие воздействия по предельным состояниям.

Предельными являются такие состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации или при возведении требованиям, заданным в соответствии с назначением и ответственностью сооружения.

Нормами проектирования установлены две группы предельных состояний: первая группа — по потере не-

сущей способности или непригодности к эксплуатации; вторая группа — по непригодности к нормальной эксплуатации.

К предельным состояниям первой группы относятся: потеря устойчивости формы; потеря устойчивости положения; вязкое, хрупкое, усталостное или иного характера разрушение; разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятного влияния внешней среды; качественное изменение конфигурации; резонансные колебания, приводящие к нарушению эксплуатации; состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (в результате текучести материала, сдвигов в соединениях, ползучести или чрезмерного развития трещин).

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие долговечность их вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний, трещин и т.п. Нормальной считается эксплуатация, осуществляемая (без ограничений и без внеочередного ремонта) в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями.

Расчет конструкции по предельным состояниям направлен на предотвращение наступления любого из предельных состояний при возведении сооружения и в течение всего срока его службы.

Граничное условие **первой группы** предельных состояний

$$N \leq \Phi, \quad (\text{IV.1})$$

где N — наибольшее расчетное усилие в элементе конструкции (зависит от нагрузок и других воздействий); Φ — предельное усилие, которое может воспринять рассчитываемый элемент (зависит от материала и размеров элемента).

Граничное условие **второй группы** предельных состояний

$$f \leq f_{\text{пр}}, \quad (\text{IV.2})$$

где f — деформация или перемещение конструкции (зависит от нагрузок, материала и системы конструкции); $f_{\text{пр}}$ — предельная деформация или перемещение (зави-

сит от назначения конструкции и устанавливается строительными нормами и правилами).

2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СООРУЖЕНИЕ

В процессе эксплуатации конструкция подвергается воздействию различных нагрузок (собственная масса, технологические нагрузки), а также атмосферным воздействиям и др. Нагрузки, отвечающие условиям нормальной эксплуатации, называются **нормативными** — N^n . Нормативные нагрузки устанавливаются СНиП II-6-74 «Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия».

В процессе работы конструкции возможны некоторые превышения нормативных нагрузок из-за случайных отступлений от условий нормальной эксплуатации. Наибольшая возможная нагрузка, которая может случайно появиться за время существования конструкции, называется расчетной N .

Неразрушимость конструкции должна быть обеспечена на всем протяжении ее работы, поэтому расчет конструкции по несущей способности производится на расчетные нагрузки.

Расчетную нагрузку определяют как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки n :

$$N = nN^n. \quad (IV.3)$$

Коэффициенты перегрузок для различных нагрузок изучают статистическими методами, они приведены в СНиП. Величины некоторых основных коэффициентов перегрузки приведены в табл. 1 прил. I.

В зависимости от продолжительности действия на конструкцию нагрузки делят на постоянные и временные. Временные нагрузки подразделяют на длительные, кратковременные и особые.

Постоянными нагрузками называют такие, которые действуют на конструкцию постоянно: собственная масса строительных конструкций, давление грунта, воздействие предварительного напряжения конструкций и т. п.

Длительными нагрузками называют такие, которые действуют на конструкцию продолжительное время (но могут и отсутствовать): масса технологического оборудования, давление жидкостей и газов в резервуарах и трубопроводах, масса складированных грузов и т. д.

Кратковременными нагрузками называют нагрузки, действующие непродолжительное время: снег, ветер, подвижные краны, нагрузки, возникающие при перевозке и монтаже, ремонтах и испытаниях конструкций, температурные климатические воздействия и т. д.

Особые нагрузки — это нагрузки, которые могут появиться в исключительных случаях: сейсмические воздействия, аварийные нарушения технологического процесса, резкие просадки грунтов.

На конструкцию или сооружение может воздействовать одновременно несколько нагрузок. Чем большее число временных нагрузок воздействует на конструкцию, тем меньше вероятность совпадения их наибольших значений, а конструкция, рассчитанная на простую суммарную комбинацию всех нагрузок, будет иметь излишний запас прочности. Поэтому конструкции рассчитывают на *расчетные сочетания нагрузок*.

СНиП II-6-74 установлены два расчетных сочетания нагрузок:

1) **основные сочетания**, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

2) **особые сочетания**, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Если в основное сочетание входят две (или более) кратковременные нагрузки, то расчетные значения этих кратковременных нагрузок умножают на коэффициент сочетания $n_c = 0,9$ (если в сочетании нагрузок участвует только одна кратковременная нагрузка, значение ее суммируют с постоянной и длительными нагрузками без снижения).

При составлении особых сочетаний нагрузок расчетные значения суммируемых кратковременных нагрузок умножают на коэффициент сочетания $n_c = 0,8$, при этом особая нагрузка должна приниматься без снижения.

3. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛА

За предельное сопротивление материала, отвечающее моменту потери несущей способности, в металлических конструкциях принимается преимущественно **предел текучести** σ_t . В случаях когда по характеру работы конструкции допустимо развитие существенных деформаций и несущая способность конструкции определяется только прочностью или когда нет выраженной площад-

ки текучести, а условный предел текучести близко подходит к временному сопротивлению, за нормативное сопротивление принимается **временное сопротивление σ_v** .

Нормативное значение предела текучести и временного сопротивления установлено ГОСТом на материал и называется **нормативным сопротивлением R^H** .

Наименьшая возможная величина сопротивления называется **расчетным сопротивлением R** . Расчетное сопротивление получают делением нормативного сопротивления на коэффициент безопасности по материалу $k > 1$.

Коэффициент безопасности по материалу учитывает изменчивость механических свойств металла.

Нормативное значение механических характеристик является браковочным минимумом и имеет обеспеченность не менее 0,95. Однако контроль качества металла проводится выборочным методом, поэтому не исключена возможность попадания в конструкцию металла с пониженными по сравнению с нормативными значениями характеристиками. Кроме этого, коэффициент безопасности по материалу учитывает неполное соответствие работы материала в образце при испытании и в реальной конструкции, а также минусовые допуски при прокатке.

Численные величины коэффициентов безопасности по материалам приняты:

При установлении расчетного сопротивления по пределу текучести $k=1,1$ — для сталей классов С 38/23 и С 44/29; $k=1,15$ — для сталей классов С 46/33, С 52/40 и С 60/45 и $k=1,2$ — для более прочных (но менее пластичных) сталей.

При установлении расчетного сопротивления по временному сопротивлению $k=1,45$ — для сталей классов С 38/23 и С 44/29; $k=1,5$ — для сталей классов С 60/45 — С 85/75. В большинстве случаев при расчете металлических конструкций используется наименьшее из двух расчетных сопротивлений.

Условия работы различных конструкций и степень их ответственности отличаются большим разнообразием. Это обстоятельство в методике расчета по предельным состояниям учитывается *коэффициентами условий работы m и коэффициентами надежности k_n* .

Коэффициент условий работы учитывает влияние конкретных условий работы данной конструкции (эле-

мента, соединения) на ее несущую способность или деформативность (например, влияние температуры, агрессивности среды, многократность силовых воздействий, приближенность расчетной схемы и т. д.).

Для большинства конструкций коэффициент условий работы $m=1$, значения коэффициентов условий работы для расчета конструкций приведены в табл. 2 прил. I.

Коэффициент надежности учитывает в необходимых случаях степень ответственности и капитальности сооружений, а также значимость последствий наступления тех или иных предельных состояний. Значения коэффициентов надежности устанавливаются нормами проектирования; для подавляющего числа металлических конструкций $k_H=1$. Для удобства и упрощения расчетов коэффициенты условий работы и надежности вводят в расчетное сопротивление материала, значение которого в развернутом виде

$$R = \frac{m}{kk_H} R^n, \quad (IV.4)$$

или для основного случая, когда расчетное сопротивление установлено по пределу текучести,

$$R = \frac{m}{kk_H} \sigma_T. \quad (IV.5)$$

Значения расчетных сопротивлений для строительных сталей см. в табл. IV. 1.

4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИИ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ И СОПОСТАВЛЕНИЕ ЕГО С РАСЧЕТОМ ПО ДОПУСКАЕМЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

В расшифрованном виде неравенство, отражающее предельное состояние конструкций по первой группе, можно сформулировать следующим образом: усилие в элементе конструкции, вызванное расчетным сочетанием нагрузок (с учетом коэффициентов перегрузки для различных нагрузок и коэффициентов сочетания), не должно превышать минимальной несущей способности элемента, определяемой геометрическими характеристиками сечения и сопротивлением материала (с учетом коэффициентов безопасности по материалу, условий работы и надежности). Например, условие прочности при действии осевой силы

$$N = nN^H \leq \frac{m}{k h_H} \sigma_T F = R F. \quad (\text{IV.6})$$

При расчете конструкций обычно сначала подбирают сечение, а потом проверяют напряжение, сравнивая его с расчетным, поэтому удобнее следующий вид записи предыдущего условия:

$$\sigma = \frac{N}{F} \leq R. \quad (\text{IV.7})$$

Второе предельное состояние проверяют сравнением перемещения конструкции f с допустимым значением $[f]$:

$$f \leq \frac{1}{k_H} [f]. \quad (\text{IV.8})$$

Значения предельных относительных прогибов и деформаций конструкций приведены в табл. 4 и 5 прил. I.

Прогибы, вызванные нагрузками нормальной эксплуатации, могут препятствовать эксплуатации, поэтому прогиб определяют не от расчетной, а от нормативной нагрузки (без коэффициентов перегрузки). Допустимые (нормированные) прогибы и деформации делят на коэффициент надежности.

При расчете конструкций по допускаемым напряжениям условие прочности конструкции заключается в том, что напряжение в элементе конструкции от нагрузок нормальной эксплуатации (нормативных нагрузок) не должно превышать допустимого напряжения $[\sigma]$.

Допускаемое напряжение устанавливается нормами проектирования как предельное сопротивление материалов σ_T , деленное на некоторый единый коэффициент запаса $\xi > 1$:

$$[\sigma] = \frac{\sigma_T}{\xi}. \quad (\text{IV.9})$$

Условие прочности при действии осевой силы по методу допускаемых напряжений

$$\sigma = \frac{N^H}{F} \leq [\sigma] = \frac{\sigma_T}{\xi}. \quad (\text{IV.10})$$

Для сравнения обоих методов расчета преобразуем формулу (IV.7) проверки прочности по предельным состояниям:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{F} \leq R; \\ \sigma &= \frac{nN^H}{F} \leq \frac{m}{kk_H} \sigma_T; \\ \sigma &= \frac{N^H}{F} \leq \frac{\sigma_T}{\frac{nk k_H}{m}}.\end{aligned}\tag{IV.11}$$

Сравнивая последнее равенство с формулой (IV. 10), замечаем, что отличие заключается в том, что единому коэффициенту запаса ξ по методу допускаемых напряжений соответствует группа коэффициентов $\frac{nk k_H}{m}$ по методу предельных состояний. Отсюда следует, что формальные приемы расчета по обоим методам одинаковы; надо только при расчете по предельному состоянию нагрузки брать со своими коэффициентами перегрузки и полученные от них напряжения сравнивать с расчетным сопротивлением, а при расчете по допускаемым напряжениям нагрузки берутся нормативные (без коэффициентов перегрузки) и полученные напряжения сравниваются с допускаемыми.

Отличие методики расчета конструкций по предельным состояниям заключается в том, что она рассматривает конструкцию в расчетном предельном состоянии при неблагоприятном сочетании факторов изменчивости нагрузок, свойств материала и условий работы. При расчете по допускаемым напряжениям конструкция рассматривается в эксплуатационном (нормативном) состоянии.

В новой методике расчета единый коэффициент запаса ξ заменен сочетанием четырех коэффициентов n, k, k_H, m , отдельно учитывающих влияние нагрузки, сопротивления материала, условия работы и надежность конструкции, благодаря чему общий коэффициент запаса получается различным для разных конструкций, более точно отражающим предельное состояние конструкций. Расчет по предельным состояниям значительно точнее отражает фактическую работу сооружения, позволяет проектировать более равнопрочные конструкции, вскрывает излишние запасы прочности и способствует экономии металла.

5. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ МНОГОКРАТНОЙ ПОВТОРНОЙ НАГРУЗКИ. ПРОВЕРКА УСТАЛОСТИ (ВЫНОСЛИВОСТИ) МЕТАЛЛА

Металлические конструкции, непосредственно воспринимающие *многократно действующие подвижные или вибрационные нагрузки* (подкрановые балки в зданиях с тяжелым режимом работы, балки рабочих площадок, бункерных и разгрузочных эстакад, конструкции под моторы), могут разрушаться от *усталости металла*, поэтому они должны быть проверены расчетом на *выносливость*.

В стальных конструкциях при расчете на выносливость расчетные сопротивления основного материала и соединений понижают умножением на коэффициент γ , определяемый по формулам:

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}, \quad (\text{IV.12})$$

когда наибольшее по абсолютной величине напряжение является растягивающим, и

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}, \quad (\text{IV.13})$$

когда такое напряжение является сжимающим.

В формулах (IV.12) и (IV.13): $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ — коэффициент асимметрии, $[\sigma_{\min}$ и $\sigma_{\max}$ — соответственно наименьшее и наибольшее по абсолютной величине напряжение в рассчитываемом элементе, вычисленное (каждое со своим знаком) от нормативной нагрузки без учета коэффициентов перегрузки, динамичности, φ , $\varphi^{\text{вн}}$ и φ_6]; a , b , c — коэффициенты, зависящие от класса стали, конструкции соединения и от числа циклов нагружений конструкции за время ее эксплуатации — принимают по СНиП II-V.3-72.

При расчете на выносливость напряжения в элементах конструкций определяют от воздействия нормативных нагрузок (без коэффициентов перегрузки и динамичности), так как коэффициенты перегрузки характеризуют случайные превышения нагрузок над нормативными, которые не могут многократно повторяться. Полученные напряжения $\sigma^{\text{н}}$ должны быть меньше расчетного сопротивления стали, умноженного на коэффициент γ ,

$$\sigma^{\text{н}} \leq \gamma R. \quad (\text{IV.14})$$

При проектировании металлических конструкций, подверженных воздействию многократно действующих подвижных или вибрационных нагрузок, особое внимание следует уделять разработке таких конструктивных решений, которые вызывают наименьшую концентрацию напряжений: плавные переходы в соединениях элементов, отсутствие резких изменений сечений, отверстий, вырезов, входящих углов в фасонках и т. д.

§ 14. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛЕЙ И АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ И ИХ ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Расчетные сопротивления строительных сталей установлены СНиП II-B.3-72 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» и приведены в табл. IV. 1.

Расчетные сопротивления алюминиевых сплавов установлены СНиП II-24-74 «Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования». Если конструкции эксплуатируются при расчетной температуре наружного воздуха выше 50°С (до 100°С), то значение расчетного

ТАБЛИЦА IV.1. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ R , кН/см²,
ПРОКАТНОЙ СТАЛИ

Напряженное состояние	Условное обозначение	Класс стали						
		С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
Растяжение, сжатие, изгиб	R	21	26	29	34	38	44	53
Срез	$R_{ср}$	13	15	17	20	23	26	31
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см-т}$	32	39	43	51	57	65	80
Смятие местное при плотном касании в цилиндрических шарнирах	$R_{см-м}$	16	20	22	25	29	33	39

Напряженное состояние	Условное обозначение	Класс стали						
		С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с-к}$	0,8	1	1,1	1,3	1,5	1,8	2

Примечания: 1. Расчетные сопротивления стали класса С 38/23 установлены для толщин до 30 мм. При толщинах 31—40 мм $R=19$ кН/см², свыше 40 мм $R=17$ кН/см².

2. Предельные толщины сталей классов С 44/29—С 85/75, для которых действительны расчетные сопротивления по табл. IV.1, приведены в СНиП II-B.3-72.

3. За толщину двутавров и швеллеров принимается толщина стенки.

сопротивления умножают на коэффициенты κ_t (0,85—0,9 в зависимости от марки сплава), учитывающие снижение прочности алюминия при повышении температуры.

Физические характеристики сталей и алюминиевых сплавов для расчета металлических конструкций приведены в табл. IV.2.

ТАБЛИЦА IV.2. ФИЗИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Наименование	Условное обозначение	Размерность	Значение для	
			прокатной стали	алюминиевых сплавов
Модуль упругости	E	кН/см ²	21 000	7100
» сдвига	G	»	8 100	2700
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) .	μ	—	0,3	0,3
Коэффициент линейного расширения	α	1/град	0,000012	0,000023
Объемный вес	γ	кН/м ³	78,50	27

Для стальных канатов модули упругости принимаются:

17 000 кН/см² . . спиральные закрытые
 15 000 » . . спиральные и с металлическим сердечником
 13 000 » . . с органическим сердечником
 20 000 » . . пучки и пряди высокопрочной проволоки с параллельным расположением

Соединение элементов металлических конструкций сваркой основано на принципе образования монолитного соединения в результате межатомного сцепления металлов в сварном шве.

Основными достоинствами сварных соединений являются: высокая прочность и надежность, возможность соединения элементов непосредственно без вспомогательных деталей и отверстий (в отличие от клепаных и болтовых соединений), простота конструктивной формы, экономия металла, возможность механизации и автоматизации процесса сварки. Недостатками сварных соединений являются: деформация изделий от усадки сварных швов, наличие остаточных напряжений в конструкции, что в некоторых случаях приводит к увеличению хрупкости стали.

Правильным проектированием сварных соединений влияние этих недостатков может быть уменьшено, и поэтому почти все стальные конструкции в настоящее время изготавливают со сварными соединениями.

§ 15. СПОСОБЫ СВАРКИ И ТИПЫ СОЕДИНЕНИЙ

1. СПОСОБЫ СВАРКИ

Для соединения стальных конструкций преимущественно применяется электродуговая сварка плавящимся электродом. Классификация способов электродуговой сварки дана на рис. V.1.

Ручная электродуговая сварка — наиболее медленный и трудоемкий вид сварки. При ее применении соединение получается более низкого качества, чем при механизированных способах. Однако она имеет пока большое распространение благодаря своей универсальности: может производиться в любом положении и в труднодоступных местах. Наиболее часто ручная электродуговая сварка применяется при монтаже металлических конструкций.

Автоматическая и полуавтоматическая сварка под флюсом. Особенность ее состоит в том, что сварочная дуга горит между электродной проволокой и свариваемым изделием под слоем специального флюса. На место сварки предварительно подается флюс. Сварочная дуга расплавляет проволоку, основной металл и часть флюса. Сварочная ванна получается более глубокой и удлиненной формы. По мере продвижения сварки образуется сварной шов, закрытый шлаковой коркой, которая после остывания легко отделяется и обнажает поверхность шва.

Достоинством сварки под флюсом является высокая производительность и хорошее качество швов, недостатком — производство швов только в нижнем положении (из-за увеличенной сварочной ванны с расплавленным металлом), что ограничивает ее применение, особенно при монтаже металлических конструкций. В настоящее время широкое распространение получила полуавтоматическая сварка «порошковой проволокой», представляющей собой свернутую в трубочку стальную ленту, внутри которой запрессован флюс.

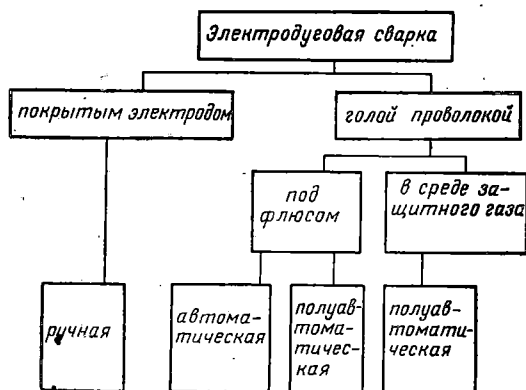


Рис. V.1. Классификация способов электродуговой сварки

В будущем полуавтоматическая сварка порошковой проволокой и в среде защитного газа вытеснит ручную сварку не только на заводах металлоконструкций, но и на монтаже, поскольку не уступает ей по доступности выполнения работ, обеспечивая в то же время высокую производительность и качество сварки.

Сварка в среде защитного газа осуществляется полуавтоматическим способом плавящейся электродной проволокой. К сварочной головке по гибким шлангам автоматически подаются электродная проволока и углекислый газ. Углекислый газ оттесняет воздух из зоны горения дуги и защищает расплавленный металл от кислорода и азота. Сварка в углекислом газе имеет ряд преимуществ по сравнению со сваркой под флюсом: не нужны приспособления для удержания флюса, и поэтому можно варить в любом пространственном положении, обеспечивается глубокий провар и высокая производительность (на 15—20% выше, чем при полуавтоматической сварке под флюсом). Недостатком сварки в среде углекислого газа является возможность оттеснения газа ветром или сквозняком, что снижает защитное действие газа и ухудшает качество шва. При сварке в замкнутых пространствах углекислый газ может заполнить окружающий объем и появляется опасность отравления для сварщика.

Электрошлаковая сварка. В этом случае свариваемые листы располагают вертикально с зазором 20—40 мм: низ зазора ограничен стальной подкладкой, бока — медными ползунами, охлаждаемыми проточной водой. По мере сварки автоматически подается электрод-

ная проволока и движутся медные формирующие подзунны в направлении сварки. Электрошлаковую сварку применяют при сварке толстых (свыше 20 мм) элементов.

Другие виды сварки стальных конструкций (контактную, газовую и пр.) применяют в строительных металлоконструкциях значительно реже.

Для сварки конструкций из алюминиевых сплавов применяется автоматическая и полуавтоматическая электродуговая сварка в среде инертного газа — аргона. Подаваемая к сварочной ванне струя аргона стабилизирует горение дуги, способствует разрушению окисных пленок свариваемых изделий и защищает сварочную ванну от соприкосновения с воздухом. Применяются две разновидности аргонодуговой сварки:

а) *неплавящимся вольфрамовым электродом* с подачей голой присадочной проволоки. Вольфрамовый электрод служит только для поддержания дуги, а шов формируется из присадочной проволоки;

б) *плавящимся электродом*, который под воздействием дуги, горячей между ним и свариваемым изделием, плавится, образуя с расплавленным основным металлом сварной шов.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СВАРКИ

Ручная электродуговая сварка производится высококачественными электродами с толстым покрытием (обмазкой). Электроды подразделяются (по ГОСТ 9467—60) на типы: Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50 и т. д. Здесь цифра обозначает предел прочности на разрыв наплавленного металла, буква А — повышенную пластичность (высокое качество):

В данный тип электрода входят различные марки электродов, отличающиеся составом покрытия. Электроды марок УОНИ-13/45, УОНИ-13/55 обеспечивают очень высокое качество наплавленного металла и применяются в наиболее ответственных заводских и монтажных соединениях. Сходными с ними являются электроды марок УП-2/45, УП-2/55 и СМ-11. На монтажных работах широко применяются рутиловые электроды марок МР-3, АНО-3, ОЗС-4, пригодные

ТАБЛИЦА V.1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МЕХАНИЗИРОВАННОЙ И РУЧНОЙ СВАРКИ

Класс стали	Сварочные материалы			
	сварка под флюсом		сварка в углекислом газе	ручная дуговая сварка
	марка флюсов, ГОСТ 9087—69	марка проволоки, ГОСТ 2246—70	марка проволоки, ГОСТ 2246—70	тип электрода, ГОСТ 9467—60
С 38/23	АН-348-А, АН-348 АМ, ОСЦ-45, ОСЦ-45М, ФЦ-9	Св08АА, Св08А, Св08	Св08ГС	Э42А, Э42, Э46А, Э46

Класс стали	Сварочные материалы			
	сварка под флюсом		сварка в углекислом газе	ручная дуговая сварка
	марка флюсов, ГОСТ 9087—69	марка проволоки, ГОСТ 2246—70	марка проволоки, ГОСТ 2246—70	тип электрода, ГОСТ 9467—60
С 44/20 С 46/33	АН-348-А, АН-348-АМ, ОСП-45, ОСП-45М, ФЦ-9	Св08ГА, Св10Г2	Св08Г2С	Э46А, Э46, Э50А, Э50
С 52/40	АН-22, АН-348-А, АН-348-АМ	Св10ГА	Св08Г2С	Э60А
С 60/45	АН-22, АН-17, АН-17М, АН-348А	Св08ХМ, Св18ХМА	Св10ХГ2СМА	Э60А
С 70/60	АН-22, АН-17, АН-17М	Св08ХН2ГМЮ, Св08ХМФА	Св08ХН2Г2СМЮ, Св08ХГСМФА	Э70

для сварки в любых пространственных положениях и обеспечивающие достаточно высокое качество швов.

Прочность наплавленного металла зависит от применяемой электродной проволоки и должна соответствовать классу стали конструкции. В табл. V.1 приведены марки материалов (проволоки, флюсов) и типы электродов, которые должны применяться при сварке конструкций из разных классов сталей.

3. ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ ШВОВ

Сварные соединения могут быть:

1) **встык** — свариваемые детали приставляются одна к другой встык, и место их соединения проплавляется сварным швом;

2) **внахлестку** — одна деталь накладывается на другую и приваривается по отдельным граням или по всему контуру соединения;

3) **комбинированные** — детали свариваются встык и для усиления привариваются накладки внахлестку.

Эскизы типовых сварных соединений приведены в

табл. V.2. Сварные швы в соединениях подразделяются по ряду признаков:

1) по конструкции шва — на **стыковые** и **угловые**. Если усилие действует вдоль углового шва, он называется **фланговым**, если поперек то **лобовым**;

2) по назначению — на **рабочие** (передающие усилия) и **конструктивные** (связующие);

3) по положению в пространстве при их выполнении — на **нижние**, **вертикальные** и **потолочные** (рис. V.2);

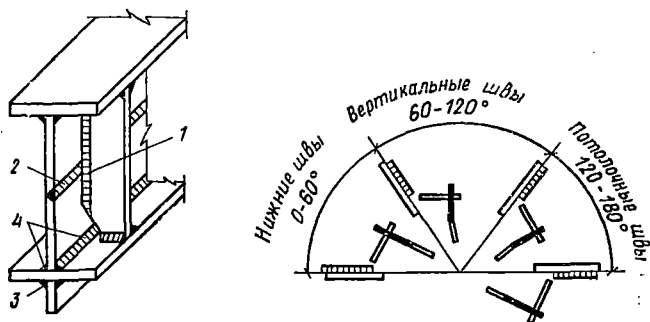


Рис. V.2. Положение швов в пространстве

1 — вертикальный угловой шов; 2 — горизонтальный стыковой шов; 3 — потолочный угловой шов; 4 — нижние угловые швы

4) по протяженности — на **сплошные** и **прерывистые**;
5) по числу слоев, накладываемых при сварке, — на **однослойные** (однопроходные) и **многослойные** (многопроходные);

6) по месту производства — на **заводские** и **монтажные**;

7) по форме шва при сварке с обработанными кромками (см. табл. V.4) — на **V-образные**, **X-образные**, **K-образные** и **U-образные**.

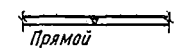
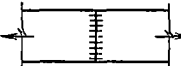
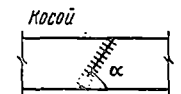
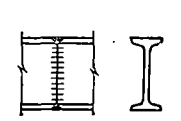
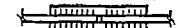
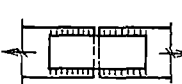
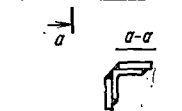
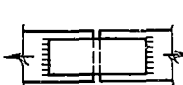
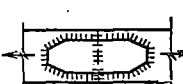
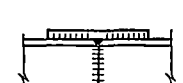
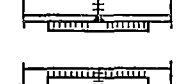
Кромки свариваемых изделий обрабатывают при больших толщинах металла для возможности выполнения монолитного соединения.

§ 16 ТЕРМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ СВАРКИ. СВАРОЧНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ДЕФОРМАЦИИ

В процессе сварки в зоне расплавленного металла происходит миниатюрный металлургический процесс: расплавленный металл электрода и изделия перемешивается, туда добавляется шихта с различными компо-

ТАБЛИЦА V.2. ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Эскиз сварного соединения и вид сварного шва

стыковой	угловые		стыковой и угловой
	фланговый	лобовой	
 <i>Прямой</i>  <i>Косой</i>  	   	   	   

нентами и легирующими добавками из обмазки, электрода и далее при остывании идет кристаллизация расплавленного металла. На границе шва металл изделия претерпевает химические и структурные изменения, которые могут ухудшить его первоначальные свойства. Однако современные способы сварки позволяют благодаря

правильному назначению типа электрода и его обмазки, а также режиму сварки получать прочность сварного соединения не меньшую, чем прочность металла изделия.

В процессе сварки под действием неравномерного нагрева и охлаждения металла в свариваемом изделии возникают внутренние сварочные напряжения и деформации.

Сварочные напряжения изменяют напряженное состояние конструкции, возникающее от внешней нагрузки, создают плоскостное или объ-

емное напряженное состояние, способствующее появлению хрупкости в металле. Сварочные напряжения могут быть настолько большими, что вызывают разрушение металла шва или конструкции, особенно при неправильном конструктивном решении соединения. Сварочные деформации вызывают искривление и коробление отдельных элементов конструкции и изделия в целом.

Механизм образования сварочных напряжений и деформаций заключается в следующем. В простейшем случае наложения сварного шва по кромке металлического листа (рис. V.3, а) металл разогревается до температуры плавления; распределение температуры поперек листа имеет вид убывающей кривой $e—e$ (рис. V.3, б). Удлинение материала Δl при воздействии температур подчиняется закону

$$\Delta l = \alpha l \Delta t,$$

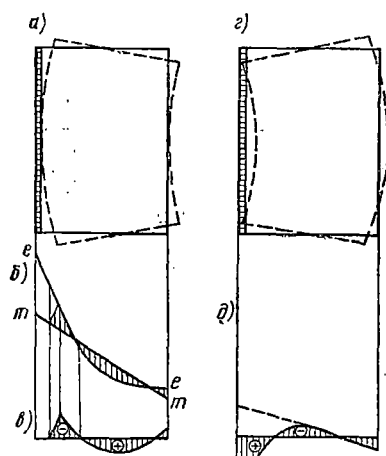
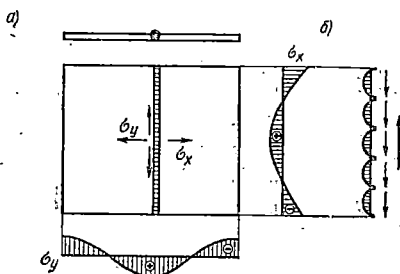


Рис. V.3. Сварочные напряжения и деформации при наплавке валика на кромку листа

где α — коэффициент линейного расширения; l — первоначальная длина; $\Delta t = t_2 - t_1$ — разность конечной и начальной температур.

Если бы рассматриваемый лист состоял из отдельных продольных элементов, не связанных между собой, то каждый такой элемент удлинился бы пропорциональ-

Рис. V.4. Эпюры сварочных напряжений при соединении встык (а) и уменьшении сварочных напряжений обратной-ступенчатой сваркой (б)



но своей температуре (в соответствии с кривой $e-e$). Если лист сплошной, эти продольные элементы связаны друг с другом по граням и их деформация в поперечном направлении листа происходит по линейному закону

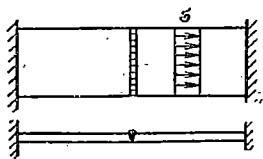


Рис. V.5. Сварочные напряжения при стесненной деформации

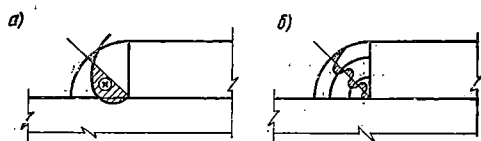


Рис. V.6. Сварочные напряжения в угловом шве
а — однослойная сварка; б — многослойная сварка

(согласно гипотезе плоских сечений при изгибе) по прямой $m-m$. Разность действительных деформаций по линии $m-m$ и деформации, которые обуславливаются температурной кривой $e-e$, вызывает пропорциональную ($\sigma = \epsilon E$) эпюру внутренних напряжений (рис. V.3, б, в).

При температуре выше 600°C сталь становится пластичной, неспособной к сопротивлению, поэтому эпюра внутренних напряжений доходит только до линии с этой температурой. Общая деформация листа при наплавке шва на кромку показана на рис. V.3, а пунктиром.

При остывании наплавленного металла кривая температур $e—e$ падает и выравнивается, так как нагретый край остывает значительно быстрее. В быстро остывающих крайних волокнах, укорачиванию которых препятствуют соседние, более холодные и жесткие, возникают растягивающие напряжения.

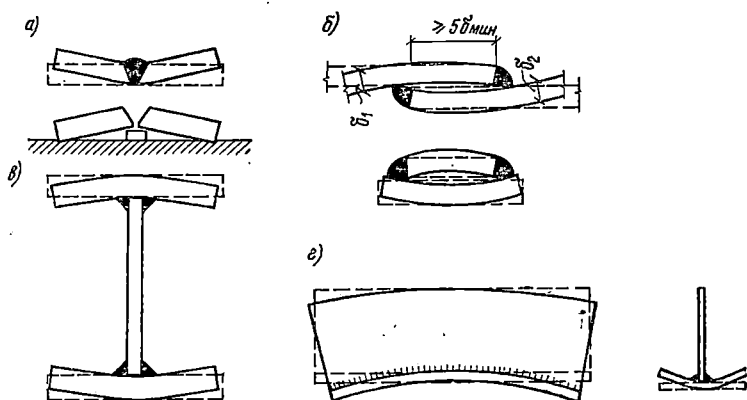


Рис. V.7. Деформация элементов при сварке

По мере остывания в листе возникают остаточные внутренние сварочные напряжения, эпюра которых приведена на рис. V.3, д, а лист получает выгиб, обратный тому, который был при нагреве (рис. V.3, г). Так как внешней нагрузки к листу не приложено, то все эпюры внутренних напряжений самоуравновешены. Форма остаточной эпюры внутренних напряжений зависит от ширины полосы и зоны пластических деформаций при нагреве (см. рис. V.3, д).

При сварке двух полос стыковым швом за один проход (рис. V.4, а) эпюра остаточных продольных напряжений σ_y как бы складывается из двух эпюр, полученных при наплавке шва на кромку листа. Ввиду того что сварной шов соединяет оба листа по прямой линии, создается препятствие их выгибу и возникает эпюра поперечных сварочных напряжений σ_x . Для уменьшения поперечных сварочных напряжений может быть применен обратноступенчатый способ сварки (рис. V.4, б), при котором шов накладывается отдельными участками,

причем направление сварки на каждом участке обратно общему направлению наложения шва.

Особенно большие и опасные сварочные напряжения возникают при сварке встык деталей, закрепленных от свободных перемещений (рис. V.5). При разогреве в начале сварки детали свободно удлиняются и сближаются между собой. После наложения шва они соединяются в сближенном состоянии. При остывании шов и детали стремятся сократиться, однако концы их закреплены и ввиду этого в деталях возникают большие растягивающие напряжения, способные разорвать изделие.

В угловых швах также возникают поперечные сварочные напряжения, так как жесткость соединяемых элементов препятствует свободному сокращению шва при остывании. Внутренняя часть шва остывает медленнее, ее сокращению препятствует остывшая наружная часть, и поэтому она растянута (рис. V.6, а). Величина поперечных сварочных напряжений угловых швов резко уменьшается при многослойной сварке (рис. V.6, б).

Остаточные сварочные напряжения вызывают продольную и поперечную усадку швов. Усадка швов происходит всегда «на себя» (к центру шва). Наиболее неблагоприятна поперечная усадка, величина которой примерно в 10 раз больше продольной. Остаточные деформации при сварке показаны на рис. V.7. При сварке встык односторонним швом листов или полос поперечная усадка шва вызывает искривление изделия. Этого можно избежать, расположив листы перед сваркой под углом (рис. V.7, а). На рис. V.7, б показана деформация от угловых швов при соединении внахлестку. Если расстояние между швами будет меньше пяти толщин наиболее тонкого элемента, то податливость листов между швами становится настолько малой, что в шве может образоваться трещина.

Полки сварных двутавров при усадке швов деформируются (рис. V.7, в). «Грибовидность» полок устраняется правкой после сварки или предварительным выгибом. Несимметричные сварные швы приводят к короблению всего элемента (рис. V.7, г).

Остаточные напряжения сварной конструкции складываются с напряжениями от внешней нагрузки. Сварочные напряжения в настоящее время расчетом не учитывают. Основанием для этого служат пластические свойства металла: напряжения при достижении предела

текучести σ_T не увеличиваются и происходит их выравнивание.

Конструктивными мероприятиями необходимо обеспечить минимум сварочных напряжений и деформаций, а также факторов, способствующих увеличению хрупкости сварного соединения (резкие искривления силовых потоков, концентраторы напряжений), препятствующих пластической работе стали.

§ 17. РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. РАСЧЕТ СТЫКОВЫХ СВАРНЫХ ШВОВ

При сварке встык сварной шов заменяет основной металл элемента в месте соединения. Поэтому сварные швы встык рассчитывают по тем же формулам, что и основное сечение, только напряжения сравнивают не с расчетным сопротивлением основного металла R , а с расчетными сопротивлениями сварных швов $R^{св}$. Значения расчетных сопротивлений сварных швов для стальных конструкций приведены в табл. V.3. Чтобы сечение

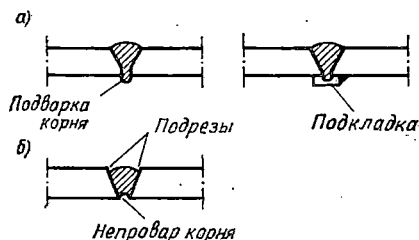


Рис. V.8. Шов встык
а — правильно; б — с дефектами

в месте соединения не было ослаблено, шов должен быть полным и качественным без подрезов и непроваров, с полной заваркой концов. В случае односторонней сварки необходимо производить подварку корня шва или варить на подкладке (рис. V.8).

При действии осевой силы (рис. V.9, а) напряжения в прямом стыковом шве проверяют по формуле

$$\sigma_{ш} = \frac{N}{F_{ш}} = \frac{N}{l_{ш} \delta} \leq R_p^{св}. \quad (V.1)$$

Чтобы сделать стыковой шов при меньших расчетных сопротивлениях сварного шва растяжению равнопрочным основному металлу соединяемых элементов,

его можно выполнить косым (рис. V.9, б). В этом случае напряжения в шве

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{N}{F_{\text{ш}}} = \frac{N \sin \alpha}{l_{\text{ш}} \delta} \leq R_p^{\text{св}}. \quad (\text{V.2})$$

Практически такие швы часто выполняют с заложением 1:2 ($\text{tg} \alpha = 2$); в этом случае он становится равнопрочным со стыкуемыми элементами и его не надо рассчитывать.

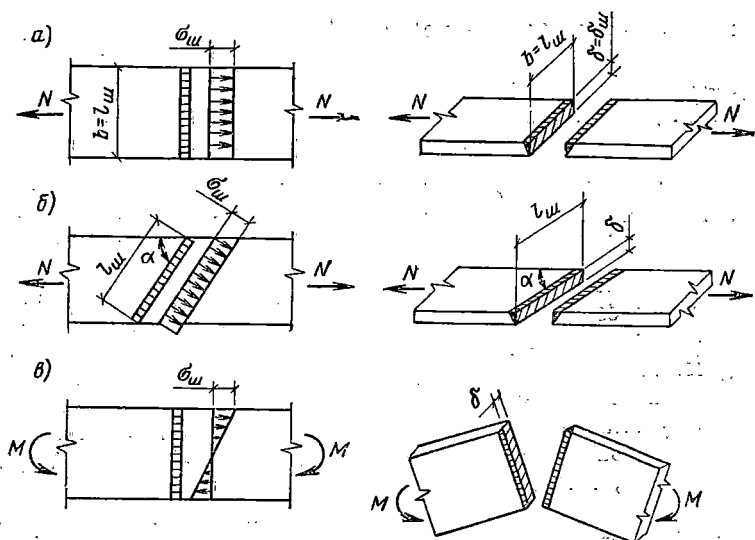


Рис. V.9. К расчету стыковых швов
а, б — на продольную силу; в — на изгиб

При действии изгибающего момента (рис. V.9, в) напряжения в шве

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{M}{W_{\text{ш}}} = \frac{M}{W} \leq R_p^{\text{св}}, \quad (\text{V.3})$$

где $W_{\text{ш}} = W$ — момент сопротивления шва, равный моменту сопротивления соединяемых элементов.

При действии одновременно осевой силы и изгибающего момента напряжения в шве будут суммироваться:

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{N}{F_{\text{ш}}} + \frac{M}{W_{\text{ш}}} \leq R_p^{\text{св}}. \quad (\text{V.4})$$

Если сварное соединение встык работает на срез, то в нем определяют по формулам для основного металла касательные напряжения $\tau_{ш}$ и сравнивают с расчетным сопротивлением стыкового шва срезу $R_p^{св}$.

В сварных швах встык, работающих одновременно на изгиб и срез, должны быть проверены приведенные напряжения по формуле

$$\sigma_{ш}^{пр} = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + 3\tau_{ш}^2} \leq 1,15R_p^{св}, \quad (V.5)$$

где $\sigma_{ш}$ — нормальное напряжение в шве от изгиба, определяемые по формуле (V.3); $\tau_{ш} = \frac{Q}{l_{ш} \delta}$ — среднее касательное напряжение от срезающей силы Q , определенное из условия равномерного распределения по стыковому шву.

2. РАСЧЕТ УГЛОВЫХ СВАРНЫХ ШВОВ

Угловые швы располагают в углах, образованных гранями соединяемых элементов. Высотой шва $h_{ш}$ называется размер наименьшего из его катетов (рис. V. 10, а).

Фланговые угловые швы под воздействием продольного усилия работают на срез (рис. V. 10, б). Поверхность среза располагается примерно по биссектрисе углового шва, имея высоту $\beta h_{ш}$. Расчетная площадь среза швов

$$F_{ш} = (\beta h_{ш}) l_{ш}, \quad (V.6)$$

где $\beta h_{ш}$ — расчетная высота углового сварного шва. Коэффициент β зависит от формы шва, глубины провара, способа сварки и принимается: $\beta=1$ — для однопроводной автоматической сварки; $\beta=0,9$ — для двух- и трехпроводной автоматической сварки; $\beta=0,85$ — для однопроводной полуавтоматической сварки; $\beta=0,8$ — для двух- и трехпроводной полуавтоматической сварки; $\beta=0,7$ — для многопроводной (более трех) автоматической и полуавтоматической сварки и для ручной сварки; $l_{ш}$ — сумма расчетных длин швов в соединении.

Напряжения в угловых фланговых швах проверяют по формуле

$$\tau_{ш} = \frac{N}{F_{ш}} = \frac{N}{(\beta h_{ш}) l_{ш}} \leq R_y^{св}, \quad (V.7)$$

а)

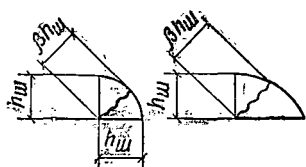
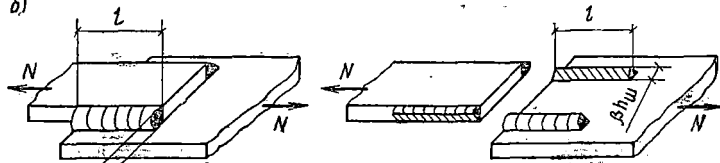


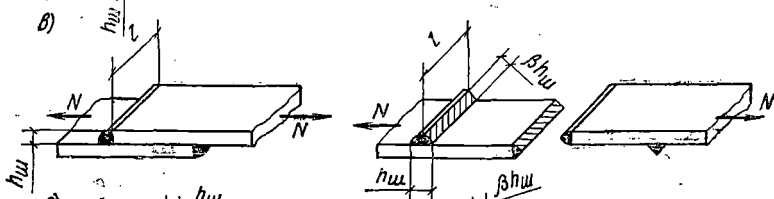
Рис. V.10. К расчету угловых швов

а—расчетная высота шва; б—фланговые швы; в, г, д—лобовые и угловые швы

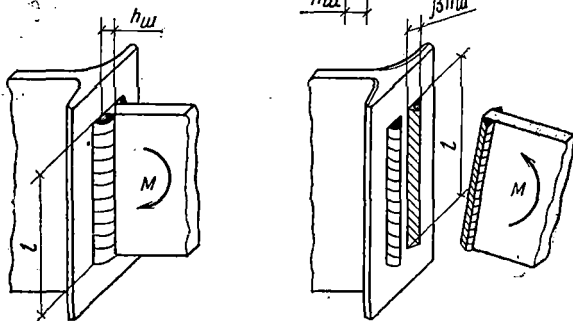
б)



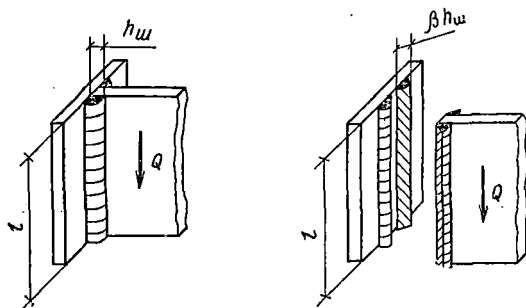
в)



г)



д)



где R_y^{cb} — расчетное сопротивление углового шва; $l_{ш}$ — суммарная расчетная длина швов.

Практически при расчете угловых швов на осевую силу удобнее пользоваться формулой, выражающей необходимую длину шва. Она получается непосредственно из формулы (V.7), где вместо $\tau_{ш}$ подставляют расчетное сопротивление углового шва срезу R_y^{cb}

$$l_{ш} = \frac{N}{\beta h_{ш} R_y^{cb}} \quad (V.8)$$

Лобовые угловые швы (рис. V.10, в) находятся в более сложном напряженном состоянии, чем фланговые. Усилие круто перетекает через шов с одного соединяемого элемента на другой, линии силового потока резко искривляются, и поэтому в шве одновременно возникают напряжения от осевой силы, изгиба и среза. Швы разрушаются также по поверхности, проходящей примерно по биссектрисе шва.

Из-за сложности напряженного состояния лобовые швы рассчитывают условно на срез по минимальной площади среза швов, полученные напряжения сравнивают с расчетным сопротивлением углового шва, которое для угловых швов одинаково при всех видах силовых воздействий. Таким образом, расчетная формула проверки напряжений в лобовых угловых швах та же, что и для фланговых швов (V.7), только напряжение в шве обычно обозначают не $\tau_{ш}$, а $\sigma_{ш}$. Необходимая длина швов определяется по формуле (V.8).

При действии изгибающего момента на прямоугольный элемент, прикрепленный угловыми швами, напряжения в швах определяют так же, как условные напряжения по поверхности среза, рис. V.10, г:

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{ш}} = \frac{M}{\frac{2(\beta h_{ш}) l_{ш}^2}{6}} = \frac{3M}{\beta h_{ш} l_{ш}^2} \leq R_y^{cb} \quad (V.9)$$

Здесь $l_{ш}$ — расчетная длина одного шва.

Если элемент имеет непрямоугольное сечение, то момент сопротивления шва $W_{ш}$ в формуле (V.9) определяют по очертанию соединяющего шва.

При действии сдвигающей силы на элемент, прикрепленный угловыми швами (рис. V.10, д), напряжения на поверхности среза считаются распределенными равно-

мерно и формула проверки напряжений имеет вид

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{Q}{F_{\text{ш}}} = \frac{Q}{\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} \leq R_{\text{у}}^{\text{св}}, \quad (\text{V.10})$$

где $l_{\text{ш}}$ — суммарная расчетная длина сварных швов в соединении.

При совместном действии нескольких усилий в сварном соединении с угловыми швами напряжения в швах от отдельных усилий вычисляют по вышеприведенным формулам, после чего определяют результирующие напряжения. При этом если срезающие напряжения в одном и том же сечении углового шва имеют одно направление, то их складывают арифметически; если напряжения взаимно перпендикулярны, то определяют равнодействующую этих напряжений. Например, при действии на элемент одновременно изгибающего момента и сдвигающей силы результирующие (равнодействующие) напряжения

$$\sigma_{\text{ш}}^{\text{р}} = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2} \leq R_{\text{у}}^{\text{св}}. \quad (\text{V.11})$$

Это обстоятельство не надо путать с приведенными напряжениями в стыковых швах [см. формулу (V.5)].

3. РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Если в соединении есть различные виды швов — стыковые, угловые, фланговые, угловые лобовые, то оно называется комбинированным.

На рис. V.11, а показано соединение внахлестку угловыми фланговыми и лобовыми швами. Условно считается, что напряжения в швах такого соединения распределяются равномерно по поверхности среза всех швов и проверяются по формуле (V.7), где $l_{\text{ш}}$ — суммарная расчетная длина фланговых и лобовых швов.

На рис. V.11, б приведено комбинированное соединение полосы встык, усиленное накладками. В данном случае соединение встык ручной сваркой с визуальным способом контроля качества шва не обеспечивает равнопрочности стыкового соединения с прочностью полосы по целому сечению, постановкой же дополнительной накладки можно получить равнопрочность.

При расчете такого типа стыков принимается, что напряжения по оси стыка в стыковом шве и накладках одинаковы:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{ш}} + \Sigma F_{\text{н}}} \leq R_{\text{п}}^{\text{св}}, \quad (\text{V.12})$$

где $F_{\text{н}}$ — площадь соединяемой полосы; $\Sigma F_{\text{н}}$ — суммарная площадь накладок.

Усилие в накладке определяется по ее площади и напряжению:

$$N_{\text{н}} = \sigma F_{\text{н}}.$$

На это усилие проверяют угловые фланговые швы, прикрепляющие накладку к полосе, по формуле (V.7).

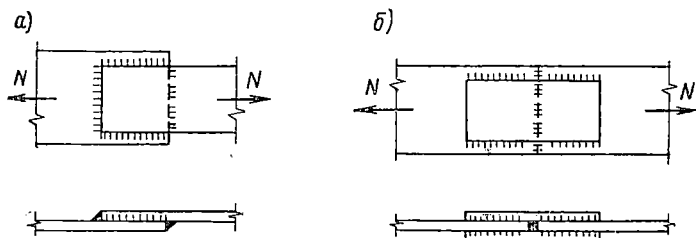


Рис. V.11. К расчету комбинированных соединений

а — фланговые и лобовые швы; *б* — угловые и стыковые швы

4. ПРОВЕРКА СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

Если сварная конструкция непосредственно воспринимает многократно действующие переменные, знакопеременные, подвижные, вибрационные или другие нагрузки, которые могут привести к усталостному разрушению, необходима проверка на выносливость основного металла и сварного соединения.

Расчетные сопротивления сварных соединений при проверке на выносливость уменьшаются умножением на коэффициент γ , определяемый по тем же формулам (IV.12), (IV.13), что и для основного металла:

$$\gamma = \frac{c}{a - br} \text{ и } \gamma = \frac{c}{b - ar}.$$

Обозначения, входящие в формулы, приведены в § 13.

Аналогично основному металлу при проверке на выносливость сварных соединений определяют нормативное (без коэффициентов перегрузки и динамичности) напряжение в соединении $\sigma_{\text{ш}}^{\text{н}}$ (или $\tau_{\text{ш}}^{\text{н}}$) и сравнивают его с расчетным сопротивлением сварного соединения, умноженным на коэффициент γ :

$$\sigma_{\text{ш}}^{\text{н}} \leq \gamma R^{\text{св}}. \quad (\text{V.13})$$

5. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ В КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ АЛЮМИНИЕВЫХ СПЛАВОВ

Основной особенностью расчета сварных соединений из термически упрочненных алюминиевых сплавов является необходимость учета ослабления металла в зоне термического влияния у сварного шва. Величина зоны термического влияния зависит от марки сплава, состояния его поставки и способа сварки.

Аналогично стальным конструкциям стыковые швы в конструкциях из алюминиевых сплавов рассчитывают по тем же формулам (V.1)—(V.4), что и основное сечение. Полученные напряжения сравнивают с расчетным сопротивлением металла сварного соединения, которое определяется с учетом понижения прочности от термического влияния по указаниям норм проектирования алюминиевых конструкций (СНиП II-24-76).

Расчет угловых сварных швов конструкций из алюминиевых сплавов производится по тем же формулам (V.6)—(V.10), что и расчет угловых сварных швов стальных конструкций, с той лишь разницей, что значение коэффициента β принимается несколько иным:

$\beta = 0,7$ — при ручной, полуавтоматической и многопроходной автоматической сварке; $\beta = 0,9$ — при однопроходной и двухпроходной автоматической сварке.

При проектировании сварных соединений конструкций из алюминиевых сплавов ослабление основного металла в зоне термического влияния можно значительно уменьшить, если применить дополнительные усиливающие элементы, которые увеличивают расчетную площадь прикрепляемых элементов в наиболее опасном сечении. Стыки изгибаемых элементов следует располагать в менее напряженных местах конструкции, что тоже уменьшает влияние ослабленной сваркой зоны.

6. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Расчетные сопротивления сварных швов в стальных конструкциях для различных видов напряженного состояния шва и классов сталей приведены в табл. V.3.

Расчетные сопротивления сварных швов встык, данные в таблице, соответствуют соединениям, выполненным двусторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва. Для соединений встык, в которых невозможно осуществить подварку корня шва (или выполнить шов на подкладке), расчетные сопротивления снижают умножением на коэффициент 0,7.

Современные способы сварки встык при автоматической сварке, а также при полуавтоматической и ручной сварке с применением физических способов контроля качества швов обеспечивают такую же прочность

ТАБЛИЦА V.3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ R^{cb} , кН/см²,
СВАРНЫХ ШВОВ

Сварной шов	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Расчетные сопротивления сварных соединений в конструкциях из стали классов						
			С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
Встык	Сжатие	R_c^{cb}	21	26	29	34	38	44	53
	Растяжение: а) автоматическая сварка; полуавтоматическая и ручная сварка с физическим контролем качества швов	R_p^{cb}	21	26	29	34	38	44	53
	б) полуавтоматическая и ручная сварка с визуальным контролем качества швов	R_p^{cb}	18	22	25	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^{cb}	13	15	17	20	23	26	31
Угловой	Срез	R_y^{cb}	15	18	20	22	24	28	34

Примечание. Для элементов из стали разных классов расчетное сопротивление сварного соединения встык принимается равным расчетному сопротивлению соединения встык из менее прочной стали.

сварных швов, как и прочность основного металла для всех видов напряженного состояния.

При полуавтоматической и ручной сварке с визуальными способами контроля качества шва расчетные сопротивления сварных швов растяжению несколько ниже, чем расчетные сопротивления основного металла.

К визуальным способам контроля качества швов относятся их наружный осмотр и измерение размеров; к физическим способам — рентгено- или гамма-графирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографические способы и др.

Повышенные способы контроля качества швов применяются только для очень ответственных соединений и должны специально оговариваться в проекте.

Расчетное сопротивление сварных швов для алюминиевых конструкций приведено в СНиП II-24-74.

Аналогично расчетному сопротивлению основного металла алюминиевых сплавов значения расчетных сопротивлений сварных соединений и швов действительны при работе конструкции в интервале температур от -65 до $+50^{\circ}\text{C}$. Если температура металла конструкции будет выше 50° , то все расчетные сопротивления умножают на коэффициент K_t , учитывающий влияние изменения температуры на расчетные сопротивления.

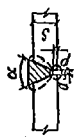
§ 18. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СВАРНЫМ СОЕДИНЕНИЯМ

Для обеспечения высокого качества и надежной работы сварных соединений они должны отвечать ряду требований, диктуемых возможностью и удобством производства сварки, возможным уменьшением сварочных напряжений и деформаций, полноценной работой сварных швов в различных видах соединений и т. д. Все эти требования должны учитываться при проектировании металлических конструкций.

Чтобы сварной шов был высокого качества, должна быть обеспечена доступность к нему, т. е. возможность ведения процесса сварки с учетом правильности положения электрода и его размеров. Наилучшее положение электрода и необходимые свободные габариты при ручной сварке стыковых и угловых швов показаны на рис. V.12, а.

Во многих случаях не удается обеспечить положение электрода под углом 45° при наложении углового шва из-за выступающих деталей конструкции. Предельные

ТАБЛИЦА V.4. ОБРАБОТКА КРОМОК ПОД СВАРКУ

Шов	Эскиз	Ручная сварка с подваркой корня (по ГОСТ 5264—69)	Автоматическая сварка (по ГОСТ 8713—70*)			
			двусторонняя или с подваркой корня	односторонняя		
				на флюсовой подушке	на медной подкладке	на стальной остальной подкладке
Без разделки кромок		2—8	2—20	2—10	4—10	2—12
		1—2	0	0—2	1—2	1,5—5
V-образный		3—50	14—24	8—24	8—24	8—30
		2	0	4	4	2—5
		2	6	3—4	3—4	1,5
		55	60	50	50	50

Х-образный



S, мм

a, »

P, «

α, град

12—60

2

2

55

20—60

0

6—8

60

К-образный



S, мм

a, »

P, »

α, град

12—60

2

1

50

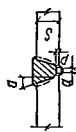
20—30

0

6

45

U-образный



S, мм

a, »

P, »

α, град

15—100

2

2

10

24—160

0

6—8

10—13

20—60

2

4

10—13

16—50

0

1

13—18

сварочных головок и тракторов. На рис. V.12, в приведены предельные размеры стенок и полок балок при автоматической сварке распространенным типом сварочного трактора ТС-17М.

Необходимо также предусматривать такое расположение сварных швов, чтобы максимально сокращалась необходимость кантовки конструкции при ее изготовлении.

Чтобы уменьшить сварочные напряжения и деформации, следует стремиться к наименьшему объему сварки в конструкции. Швы должны иметь наименьшую толщину и выполняться строго по расчету. Толщина стыковых швов диктуется толщиной соединяемых элементов и принимается равной меньшей из них (при разных их толщинах). При толстых стыковых швах для обеспечения надлежащего качества шва необходимо производить разделку кромок соединяемых элементов (табл. V.4).

Наименьшая толщина угловых швов 4 мм, дальнейшая градация 5, 6, 7, 8, 10 мм и далее через 2 мм. Угловые швы толщиной свыше 20 мм имеют большие внутренние напряжения и применять их не рекомендуется.

Наименьшая высота угловых швов определяется расчетом и, кроме того, зависит от класса стали, толщины свариваемых элементов, вида сварки и условий работы конструкций (табл. V.5).

Наибольшая толщина углового шва в зависимости от толщины соединяемых элементов может быть принята $h_{ш} = 1,2\delta$ (δ — наименьшая из толщин свариваемых элементов). Кромки прокатных профилей имеют с одной стороны закругления, поэтому наибольшая высота углового шва вдоль этих кромок принимается несколько меньшей, чем толщина пера или полки профиля (табл. V.6).

Наибольшая толщина углового шва вдоль обушка уголка может достигать $1,2\delta$ (δ — толщина полки уголка).

При ручной сварке за один проход может быть выполнен шов толщиной до 8 мм. Более толстые швы — многопроходные и более трудоемкие, поэтому там, где это возможно, необходимо стремиться к однопроходным швам. Швы различной толщины варят разной силой тока, регулируемого сварщиком. Поэтому в одной кон-

ТАБЛИЦА V.5. МИНИМАЛЬНЫЕ ТОЛЩИНЫ УГЛОВЫХ ШВОВ $h_{ш}$, мм

Группа конструкций*) и отдельные элементы	Способ сварки	Соединение	Класс стали	$h_{ш}$ при толщине более толстого из свариваемых элементов, мм						
				6—10	11—16	17—22	23—32	33—40	41—60	61—80
I, II, III, IV и VI	Ручная	Двусторон- ние швы	C 38/23—C 46/33	4	6	6	8	10	10	12
			C 52/40—C 60/45	6	8	8	10	12	12	—
I, II и крепление фа- сонок к поясам ферм	Автоматиче- ская и полу- автоматиче- ская	То же	C 38/23—C 46/33	4	6	6	8	10	10	12
			C 52/40—C 60/45	6	8	8	10	12	12	—
			C 38/23—C 46/33	4	5	6	7	8	9	10
III, IV, VI	То же	»	C 52/40	5	6	7	8	9	10	—
			C 60/45	6	8	8	10	12	12	—
Крепление ребер жесткости и диа- фрагм в конструкци- ях III, IV и VI групп	»	Односто- ронние швы	C 38/23—C 46/33	4	6	6	8	10	10	12

*) I — сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях и подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок; II — сварные конструкции, находящиеся под непосредственным воздействием динамических и вибрационных нагрузок; III — сварные конструкции перекрытий и покрытий; IV — сварные конструкции, не подвергающиеся непосредственному воздействию динамических или вибрационных нагрузок; V — вспомогательные конструкции зданий и сооружений.

ТАБЛИЦА V.6. НАИБОЛЬШАЯ ТОЛЩИНА УГЛОВЫХ ШВОВ
ВДОЛЬ КРОМОК, ИМЕЮЩИХ ЗАКРУГЛЕНИЯ

Расположение шва	Толщина шва, мм				
	4	6	8	10	12
У пера уголков при толщине полки δ , мм	6	8	10	12	14
У полок двутавров	До № 14	№ 16—27	№ 30—40	№ 45	№ 50—60
У полок швелле- ра	» № 12	№ 14—27	№ 30	№ 36—40	—

струкции (сборочной марке) желательно не иметь более двух-трех различных толщин швов. В поперечном сечении угловые швы должны иметь соотношение катетов шва 1:1. Чтобы уменьшить концентрации напряжений в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки или при статической нагрузке, но эксплуатируемых с расчетной температурой ниже -40°C , а также в любых конструкциях из высокопрочных сталей классов С 60/45—С 85/75 в лобовых угловых швах соотношение катетов принимают 1:1,5, при этом больший катет должен быть направлен вдоль усилия, воспринимаемого соединением.

Наименьшая расчетная длина $l_{\text{ш}}$ углового шва должна быть не менее $4h_{\text{ш}}$ и не менее 40 мм из-за наличия непровара в начале и кратера в конце шва. Наибольшая расчетная длина фланговых угловых швов должна быть не более $60h_{\text{ш}}$, так как фактически напряжение в шве по длине распределяется неравномерно (рис. V.13, а) и при очень длинных швах его крайние точки могут быть перенапряжены, а средняя часть не полностью включена в работу. Это ограничение не распространяется на те фланговые швы, в которых усилия передаются по всей длине шва, например на поясные швы сварных балок.

Конструктивная длина шва, т.е. та длина, которая указывается на чертежах, принимается примерно на 10 мм больше расчетной длины (определенной по расчету), так как начало и конец шва могут иметь непровар и кратер, поэтому участки по 5 мм у концов шва в расчете учитывать не следует (см. рис. V.13, а).

В стыковых швах начало и конец шва рекомендуется выводить на подкладки с последующей их обрезкой

и зачисткой; в таком случае в расчете может быть учтена вся длина шва.

Если в конструкции применяются прерывистые швы, то для обеспечения надежной совместной работы соединяемых элементов расстояние между участками швов в свету должно быть не более 15δ в сжатых элементах и

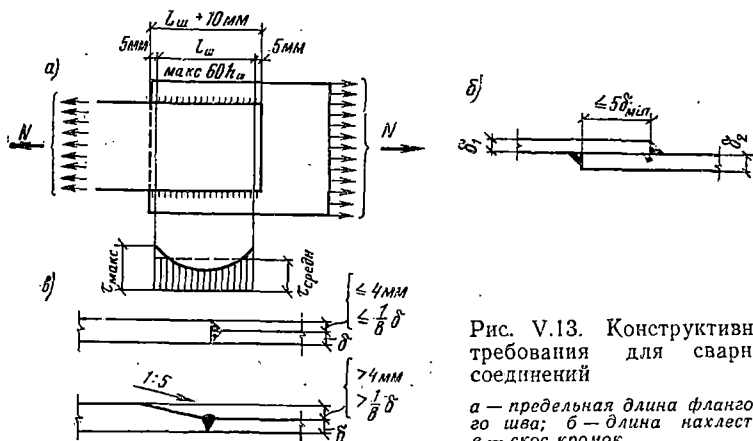


Рис. V.13. Конструктивные требования для сварных соединений

а — предельная длина флангового шва; б — длина нахлестки; в — скос кромок

не более 30δ в растянутых и нерабочих элементах (δ — наименьшая толщина соединяемых элементов).

Напуск в соединениях внахлестку должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из соединяемых элементов (рис. V.13, б), иначе в швах могут образоваться трещины, вызванные сварочными деформациями.

При соединении встык листов различной толщины, если разница в толщинах не превышает 4 мм и величина уступа не превышает $1/8$ толщины более тонкого листа, стык может быть выполнен без скоса кромок (рис. V.13, в) для сталей классов до С 52/40 (для более прочных сталей соответственно 2 мм и $1/12$). В противном случае для плавного перехода усилий в стыке необходим односторонний или двусторонний скос кромок с уклоном не более $1/5$. Если соединяются листы различной ширины, то у более широкого листа делают скосы к более узкому с уклоном не более $1/5$.

Необходимо стремиться к уменьшению сварных швов и делать их минимальной толщины, точно по расчету. Следует избегать пересечений сварных швов,

близкого их расположения друг к другу и образования швами замкнутых контуров. Сварочные напряжения и деформации существенно уменьшаются при правильной технологии изготовления и сварки конструкции.

Технологические особенности сварки и работы алюминиевых сплавов диктуют некоторые требования к сварным соединениям. Необходимо учитывать большие размеры держателя электрода, чем при сварке стали. Поэтому узлы следует проектировать более открытыми с учетом габаритов существующего оборудования. Наименьшая длина углового флангового шва принимается, как и в стальных конструкциях, не менее 40 мм и не менее $4h_{ш}$, наибольшая же расчетная длина шва меньше и принимается равной $50h_{ш}$.

В конструкциях из термически упрочняемых сплавов не рекомендуется применять соединения с лобовыми швами, так как при этом зоной термического влияния сечение основного металла ослабляется больше, чем при соединении фланговыми швами.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Пример V.1. Растянутая полоса соединяется двусторонними накладками, приваренными угловыми фланговыми швами (рис. V.14); сварка ручная. Расчетное усилие в полосе $N=370$ кН, сечение полосы 150×12 мм, материал — сталь класса С 38/23. Определить необходимое сечение накладок, а также толщину и длину сварных швов. Накладки принимаются также из стали класса С 38/23, расчетное сопротивление стали $R=21$ кН/см².

Для возможности наложения швов накладка должна быть несколько уже полосы (на 10—20 мм с каждой стороны), поэтому ширина накладки принимаем $150-2 \cdot 15=120$ мм.

Требуемая площадь обеих накладок:

$$F_{тр} = \frac{N}{R} = \frac{370}{21} = 17,6 \text{ см}^2.$$

Необходимая толщина одной накладки:

$$\delta_n = \frac{17,6}{2 \cdot 12} = 0,73 \text{ см.}$$

Принимаем толщину накладки 8 мм и толщину угловых швов $h_{ш}=8$ мм. Тогда необходимая суммарная длина швов для крепления накладки (по каждой из сторон стыка) определится по формуле (V.8):

$$l_{ш} = \frac{N}{\beta h_{ш} R_y^{св}} = \frac{370}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 15} = 44 \text{ см,}$$

где $R_y^{св}=15$ кН/см². Расчетная длина одного сварного шва на накладке $44:4=11$ см. Конструктивная длина $11+1=12$ см. Необходимая длина накладки будет 240 мм.

Пример V.2. Проверить напряжение в сварных швах, прикрепляющих стальную консоль двутаврового сечения к колонне (рис. V.15, а). Сталь класса С 38/23, сварка ручная. К консоли прило-

жена расчетная сосредоточенная сила $Q=800$ кН. Так как сила приложена с эксцентриситетом $e=400$ мм, то в месте крепления консоли к колонне возникает изгибающий момент $M=Qe=800 \cdot 0,4=320$ кН·м. На рис. V.15, б показана рабочая площадь (по поверхности среза) сварных швов, прикрепляющих консоль к колонне. В месте крепления консоли к колонне будет изгиб моментом M и срез силой Q . От изгиба возникнут напряжения по всей расчетной площади швов, от среза силой Q — только в вертикальных швах,

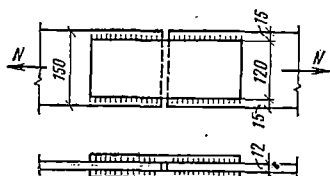
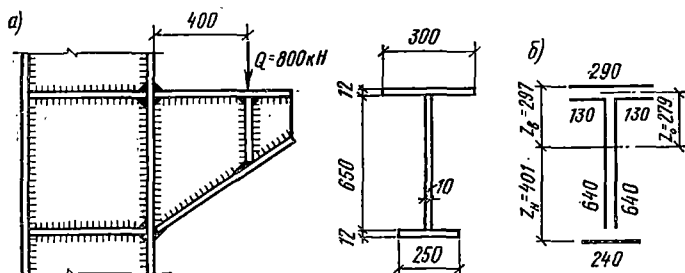


Рис. V.14. К примеру V.1

Рис. V.15. К примеру V.2



прикрепляющих стенку к колонне. Назначаем толщину всех швов $h_{ш}=12$ мм. Определим геометрические характеристики рабочих швов:

площадь всех швов

$$F_{ш} = \beta h_{ш} \Sigma l_{ш} = 0,7 \cdot 1,2 (29 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 64 + 24) = 173 \text{ см}^2;$$

статический момент площади швов относительно оси верхнего листа

$$S_{ш} = 0,7 \cdot 1,2 (-29 \cdot 1,2 + 2 \cdot 13 \cdot 1,2 + 2 \cdot 64 \cdot 32,6 + 24 \cdot 66,4) = 4830 \text{ см}^3;$$

расстояние от оси верхнего листа до центра тяжести площади швов

$$z_0 = \frac{S_{ш}}{F_{ш}} = \frac{4830}{173} = 27,9 \text{ см};$$

момент инерции швов

$$I_{ш} = 0,7 \cdot 1,2 \left(\frac{2 \cdot 64^3}{12} + 2 \cdot 64 \cdot 4,7^2 + 29 \cdot 29,1^2 + 2 \cdot 13 \cdot 26,7^2 + 24 \cdot 38,5^2 \right) = 104\,000 \text{ см}^4;$$

моменты сопротивления швов (верхнего и нижнего волокна):

$$W_{в.ш} = \frac{I_{ш}}{z_{в}} = \frac{104\,000}{29,7} = 3500 \text{ см}^3;$$

$$W_{н.ш} = \frac{I_{ш}}{z_{н}} = \frac{104\,000}{40,1} = 2590 \text{ см}^3.$$

Теперь найдем напряжения в швах:
от изгибающего момента M по формуле (V.9):

$$\sigma_{ш} = \frac{M}{W_{н.ш}} = \frac{32\,000}{2590} = 12,35 \text{ кН/см}^2;$$

от среза силой Q по формуле (V.10):

$$\tau_{ш} = \frac{Q}{\beta h_{ш} l_{ш}} = \frac{800}{0,7 \cdot 1,2 (2 \cdot 64)} = 7,4 \text{ кН/см}^2.$$

Наибольшие напряжения в сварных швах будут внизу консоли. Напряжения $\sigma_{ш}$ направлены горизонтально, $\tau_{ш}$ — вертикально, равнодействующая напряжений определится по формуле (V.11):

$$\sigma_{ш}^p = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} = \sqrt{12,35^2 + 7,4^2} = 14,4 \text{ кН/см}^2 < R_y^{св} = 15 \text{ кН/см}^2$$

Прочность соединения обеспечена.

Глава VI

БОЛТОВЫЕ И ЗАКЛЕПОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

Кроме сварки в металлических конструкциях применяют болтовые и заклепочные соединения. Болтовые соединения применяют преимущественно при монтаже металлических конструкций, так как совпадением отверстий соединяемых элементов автоматически контролируется правильность их установки и взаимного расположения; болты дают возможность плотно стянуть соединяемые элементы. Установить болт чрезвычайно просто, для этого не требуется специального оборудования и подвода энергии.

Заклепочные соединения в стальных конструкциях в связи с развитием сварки применяются в отдельных случаях при наличии знакопеременных и вибрационных нагрузок (подкрановые балки в зданиях с тяжелым режимом работы, балки железнодорожных мостов и другие аналогичные конструкции).

В алюминиевых конструкциях при применении сильно разупрочняющихся при сварке сплавов заклепочные соединения находят широкое применение.

На монтаже заклепочные соединения могут применяться только в исключительных случаях, так как клепка в монтажных условиях очень неудобна и трудоемка.

§ 19. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БОЛТОВ И ЗАКЛЕПОК

Генеральные размеры, характеризующие болт, приведены на рис. VI.1. Серийные болты, применяемые в строительстве, имеют диаметр стержня по резьбе $d =$

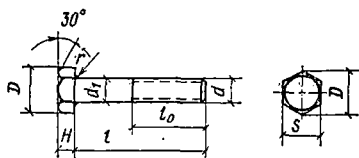


Рис. VI.1. Болт

$= 10—30$ мм. Градации диаметров болтов и диаметров отверстий для них в зависимости от вида болтов приведены в табл. VI.1. Диаметр стержня болта d_1 равен диаметру d (или может быть меньше его только на величину допуска). Серий-

ные болты изготовляют с градацией длины 5 мм ($l = 35—80$ мм), 10 мм ($l = 80—200$ мм) и 20 мм ($l = 200—300$ мм). Длина нарезанной части болта $l_0 \approx 2,5d$. Необходимую длину болта в конструкции подбирают из условия, чтобы гладкая часть стержня болта была на 3—5 мм меньше толщины пакета соединяемых болтами элементов. Высота головки болта $H \approx 0,6d$, диаметр головки $D = 1,7d$, размер под ключ $S \approx 1,5d$. Размеры гайки такие же, как и размеры головки болта, за исключением высоты H , которая больше высоты головки болта на 2—5 мм.

В соединениях металлических конструкций применяют болты грубой и нормальной точности, повышенной точности, высокопрочные и анкерные.

Болты грубой точности (ГОСТ 15589—70* или ГОСТ 15591—70*), **болты нормальной точности** (ГОСТ 7796* или 7798—70*) изготовляют из сталей по ГОСТ 1759—70* соответственно классов 4.6 и 5.6. Эти болты ставят в отверстия на 3 мм больше, чем диаметр болта (см. табл. VI.1), благодаря чему он легко устанавливается даже при небольшом несовпадении центров отверстий.

**ТАБЛИЦА VI.1. НОМИНАЛЬНЫЕ ДИАМЕТРЫ, мм, БОЛТОВ,
ЗАКЛЕПОК И ОТВЕРСТИЙ**

Болты: грубой и нормальной точности, повышенной точности и высокопрочные	Заклепки	Отверстия для болтов: грубой и нормальной точности, высокопрочных и заклепок	Отверстия только для болтов повышенной точности
—	12	13	—
12	14	15	12
14	16	17	14
16	18	19	16
18	20	21	18
20	22	23	20
22	24	25	22
24	—	27	24
—	27	28,5	—
27	—	30	27
—	30	31,5	—
30	—	33	30

Примечание. Наиболее ходовые диаметры болтов и заклепок, которые рекомендуется применять при отсутствии каких-либо специальных требований: болты грубой, нормальной и повышенной точности 20 и 24 мм, высокопрочные 18, 22 и 24 мм, заклепки для стальных конструкций 16, 20, 22, 24 и 27 мм, заклепки для конструкций из алюминиевых сплавов 12, 16, 20, 22 и 24 мм.

Этим определяется преимущественное применение болтов грубой и нормальной точности в монтажных фиксирующих соединениях. При взаимном сдвиге соединяемых элементов эти болты дают довольно деформативное соединение, так как диаметр отверстий существенно больше диаметра болтов, поэтому их иногда называют черными.

Болты повышенной точности (ГОСТ 7805—70*) изготовляют из углеродистой и низколегированной стали по ГОСТ 1759—70* класса 8.8. Диаметр отверстий для этих болтов принимается равным их диаметру (без плюсовых допусков для болта и минусовых допусков для отверстия).

Чтобы между отверстиями в пакете соединяемых элементов и болтом повышенной точности не было больших зазоров, отверстия сверлят отдельно в соединяемых элементах сразу на проектный диаметр по специальным кондукторам с впрессованными втулками из высокопрочной стали; кондуктор обеспечивает высокую точность взаиморасположения центров отверстий в сое-

динении. В противном случае сверлятся или продавливаются отверстия меньшего на 3—5 мм диаметра и уже в собранном соединении совместно рассверливаются на проектный диаметр. Болты повышенной точности обеспечивают плотное малодеформативное соединение — их называют чистыми болтами. Применяются болты повышенной точности преимущественно в монтажных рабочих соединениях.

Высокопрочные болты поставляются по стандартам на болты нормальной точности, но изготавливаются из высокопрочных термически упрочненных сталей: углеродистой стали 35 по ГОСТ 1050—74 или легированных сталей 40Х по ТУ 14-4-87-72, 40ХФА и 38ХС по ГОСТ 4543—71. При этом временное сопротивление разрыву после термической обработки должно быть не ниже:

Для болтов из стали 35	80 кН/см ²
» » » » 40Х	110 »
» » » » 40ХФА и 38ХС	135 »

Высокопрочные болты, как и болты нормальной точности, устанавливают в отверстия диаметром на 3 мм большие, чем их диаметр (см. табл. VI.1). Монолитность соединения обеспечивается трением между поверхностями соединяемых элементов, с большой силой стянутых между собой высокопрочными болтами. Чтобы обеспечить надежность соединения, которая зависит от степени сжатия соприкасающихся поверхностей, болты затягивают специальными тарировочными ключами, позволяющими контролировать силу натяжения болтов. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка должны быть очищены от грязи, масла и ржавчины. Высокопрочные болты обеспечивают надежное недеформативное соединение, хорошо работающее при любых видах силовых воздействий, поэтому они применяются в ответственных монтажных соединениях.

Анкерные болты применяют для крепления баз (башмаков) колонн и стоек к фундаментам. Их изготавливают из углеродистой и низколегированных сталей марок ВСт3кп2, 09Г2С и 10Г2С1. Характеристика, расчет и конструирование анкерных болтов приведены в § 32 и 41.

Заклепки в стальных конструкциях различаются по форме закладной и замыкающей головок (рис. VI.2). Замыкающая головка образуется деформированием вы-

ступающей части стержня заклепки. Заклепки с полукруглой, потайной и полупотайной закладной головкой изготавливают соответственно по ГОСТ 10299—68*, ГОСТ 10300—68* и ГОСТ 10301—68* с диаметром стержней d от 12 до 30 мм и ставят в отверстия, на 1—1,5 мм большие, чем диаметр заклепки (см. табл. VI.1). При образовании замыкающей головки стержень заклепки осаживается и утолщается, плотно заполняя отверстие.

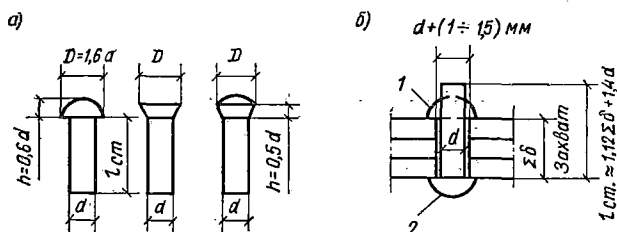


Рис. VI.2. Заклепки

a — типы; *б* — постановка; 1 — замыкающая головка; 2 — закладная головка

Поэтому за расчетный диаметр заклепки принимается диаметр отверстия, в который она поставлена.

Клепка может выполняться горячим и холодным способом. При горячем способе нагретую в печах-горнах до температуры примерно 800—1000°С заклепку вставляют в отверстие пакета, специальной поддержкой плотно прижимают закладную головку к изделию, а на обратной стороне ударами пневматического молотка с оправкой формируют замыкающую головку. На заводах-изготовителях горячая клепка осуществляется электрической или пневматической клепальной скобой. При остывании заклепка укорачивается и плотно стягивает склепанный пакет (растягивающие напряжения в заклепке достигают 10—15 кН/см²); возникающие вследствие этого силы трения по поверхностям соединяемых элементов улучшают работу соединения.

При холодной клепке замыкающая головка образуется в ненагретом стержне при помощи мощных клепальных скоб, которые имеются на некоторых высокомеханизированных заводах. Здесь также происходят осадка стержня заклепки и заполнение им отверстия. Сила, стягивающая пакет, при холодной клепке в 2—3

раза меньше, чем при горячей, так как пакет сжимается только усилием клепальной скобы.

Заклепки изготовляют из сталей с повышенными эластическими свойствами. Для конструкций из обычных углеродистых сталей применяют заклепки из стали марки Ст2 по ГОСТ 499—70, имеющей относительное удлинение не менее 29% и предел прочности 34 кН/см². Для конструкций из низколегированных сталей заклепки изготовляют из стали марки 09Г2 по ГОСТ 19281—73 с относительным удлинением 21% и пределом прочности 45 кН/см².

В конструкциях из алюминиевых сплавов также применяют болты нормальной и повышенной точности. Их изготовляют из алюминиевых сплавов; форма и размеры их такие же, как и у стальных.

Высокопрочные болты для конструкций из алюминиевых сплавов изготовляют из стали. При постановке высокопрочных стальных болтов недопустим непосредственный контакт стали и алюминиевых сплавов, так как в местах соприкосновения возникает интенсивная электрохимическая коррозия. В этих случаях шайбы высокопрочных болтов должны быть кадмированы или оцинкованы, а часть стержня болта, находящаяся в соединяемом пакете, обмотана изоляционной лентой (или кадмирован, или оцинкован весь болт).

§ 20. РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

1. РАСЧЕТ БОЛТОВЫХ (ГРУБОЙ, НОРМАЛЬНОЙ И ПОВЫШЕННОЙ ТОЧНОСТИ) И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Внешние усилия в болтовом или заклепочном соединении стремятся сдвинуть соединяемые элементы один относительно другого (рис. VI.3, а). Поставленные в отверстие болты или заклепки препятствуют этому сдвигу; в них возникают деформации (рис. VI.3, а). В болтах и заклепках возникает очень сложное напряженное состояние: по плоскости соприкосновения сдвигаемых элементов возникают срезающие напряжения, от поперечного давления элементов возникают сминающие напряжения, искривление болта или заклепки вызывает изгибающие напряжения и, кроме этого, от первоначального натяжения остаются растягивающие напряжения. Наиболее существенными из этих напряжений, определяющими работу соединения, являются срезающие и сминающие напряжения. Поэтому услов-

ной расчетной схемой болтового или заклепочного соединения при взаимном сдвиге соединяемых элементов принимают схему работы их на срез (VI.3, б) и на смятие соединяемых элементов (рис. VI.3, в) (смятие болта без его среза быть не может, поэтому на прочность проверяют металл соединяемых элементов).

Расчет болтов и заклепок на срез. Срезающие напряжения в болтах и заклепках не должны превышать

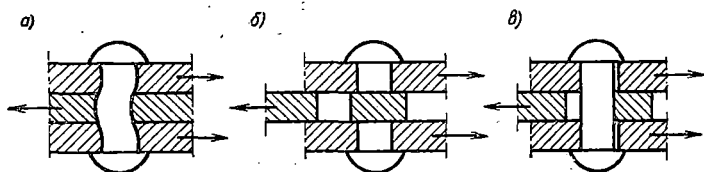


Рис. VI.3. Работа болта (или заклепки)

а — деформация стержня; б — срез стержня; в — смятие соединяемого элемента

расчетного сопротивления срезу материала болтов $R_{ср}^б$ или заклепок $R_{ср}^{закл}$:

$$\tau = \frac{N}{\Sigma F_{ср}} = \frac{N}{n n_{ср} \frac{\pi d^2}{4}} \leq R_{ср}^б \text{ или } R_{ср}^{закл}. \quad (VI.1)$$

Здесь N — расчетное усилие, действующее в соединении; n — число болтов или заклепок в соединении; $n_{ср}$ — число рабочих срезов одного болта или заклепки; d — наружный диаметр болта в болтовом соединении или диаметр отверстия в заклепочном соединении.

Расчет болтового и заклепочного соединения на смятие. Напряжения смятия в соединяемых элементах от болтов или заклепок не должны превышать расчетного сопротивления материала смятию

$$\sigma_{см} = \frac{N}{\Sigma F_{см}} = \frac{N}{n d \Sigma \delta} \leq R_{см}^б \text{ или } R_{см}^{закл}, \quad (VI.2)$$

где $d \Sigma \delta$ — расчетная площадь смятия, условно принимаемая как произведение диаметра болта (или диаметра отверстия под заклепку) d на наименьшую суммарную толщину листов, сминаемых в одном направлении; n — число болтов или заклепок в соединении.

Практически при расчете болтовых или заклепочных соединений удобно поступать следующим образом.

Определяют предельные расчетные усилия, которые может воспринять один болт или заклепка из условий среза и смятия: для болтов:

$$\left. \begin{aligned} [N]_{\text{ср}}^{\text{б}} &= n_{\text{ср}} \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{б}}; \\ [N]_{\text{см}}^{\text{б}} &= d \Sigma \delta R_{\text{см}}^{\text{б}}; \\ [N]_{\text{ср}}^{\text{закл}} &= n_{\text{ср}} \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}}; \\ [N]_{\text{см}}^{\text{закл}} &= d \Sigma \delta R_{\text{см}}^{\text{закл}}. \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.3})$$

Тогда необходимое количество болтов или заклепок для восприятия расчетной силы N в соединении можно определить, разделив величину силы N на наименьшее предельное расчетное усилие, которое может выдержать один болт или заклепка из условия среза или смятия:

$$n \geq \frac{N}{[N]_{\text{мин}}^{\text{б}}} \quad \text{или} \quad n \geq \frac{N}{[N]_{\text{мин}}^{\text{закл}}}. \quad (\text{VI.4})$$

Для облегчения расчетов предельные расчетные усилия на один болт или заклепку вычисляют заранее и приводят в справочниках по металлическим конструкциям.

Если болты или заклепки будут поставлены слишком близко к краю элемента или один к другому, может произойти срез («выкалывание») металла элемента соединения (рис. VI.4). Чтобы этого не произошло, расстояние вдоль усилия от центра отверстия до края элемента не должно быть меньше двух диаметров отверстия, а расстояние между центрами отверстий — меньше трех диаметров. Как уже отмечалось, болты грубой и нормальной точности ставят в отверстия на 3 мм больше, чем диаметр болта (см. табл. VI.1). Полное включение их в работу на срез и смятие происходит при значительных деформациях соединения, поэтому там, где необходимо малодеформативное соединение, их применять не следует. Болты повышенной точности и заклепки хорошо работают на срез и смятие.

Расчет болтов и заклепок на растяжение. Проверка заключается в том, что растягивающие напряжения от внешней нагрузки в болтах или заклепках не должны

превышать расчетного сопротивления их материала растяжению (рис. VI.5):

для болтов

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}^б} = \frac{N}{n \frac{\pi d_0^2}{4}} \leq R_p^б, \quad (VI.5)$$

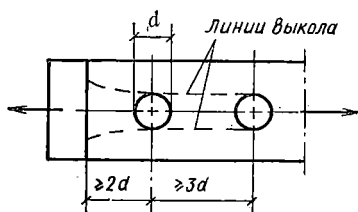


Рис. VI.4. Выкол болтом или заклепкой металла соединяемых элементов

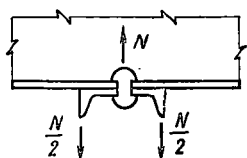


Рис. VI.5. К расчету болтов и заклепок на растяжение

или необходимое число болтов в соединении

$$n \geq \frac{N}{[N]_p^б} = \frac{N}{\frac{\pi d_0^2}{4} R_p^б}, \quad (VI.6)$$

где d_0 — внутренний диаметр резьбы болта по нарезке (см. табл. VI.3);

для заклепок

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}^{закл}} = \frac{N}{n \frac{\pi d^2}{4}} \leq R_p^{закл}, \quad (VI.7)$$

или число заклепок в соединении

$$n \geq \frac{N}{[N]_p^{закл}} = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} R_p^{закл}}, \quad (VI.8)$$

где d — диаметр отверстия под заклепку.

Расчетное сопротивление заклепок растяжению принимают пониженным по сравнению с расчетным сопротивлением стали, так как часто появляется эксцентричность приложения растягивающей заклепку силы вследствие неравномерного давления на головку и поэтому

возникают дополнительные напряжения у места соединения стержня заклепки с головкой. Из-за этого расчет заклепок на растяжение часто называют расчетом на отрыв головки.

Начальные внутренние напряжения растяжения в болтах и заклепках при расчете их на растяжение не учитывают, так как они не влияют на прочность соединения, ибо при работе соединения по мере преодоления сил стягивания они включаются в уравнивание внешних сил. Расчетные сопротивления болтовых и заклепочных соединений см. в табл. VI.4 и VI.5.

2. РАСЧЕТ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТОВ В МОНТАЖНЫХ СОЕДИНЕНИЯХ

Передача усилий в соединении на высокопрочных болтах происходит в результате сил трения, возникающих по соприкасающимся плоскостям. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом,

$$[N]_B^6 = P_6 f m, \quad (VI.9)$$

где P_6 — осевое усилие натяжения болта; f — коэффициент трения, зависящий от способа очистки поверхностей, принимаемый по табл. VI.2; m — коэффициент условий работы соединения на высокопрочных болтах, учитывающий возможную неравномерность их работы: $m = 0,9$ — для стальных конструкций, $m = 0,8$ — для конструкций из алюминиевых сплавов. Осевое усилие натяжения болта P_6 — зависит от механических свойств его материала после термической обработки; при закручивании гайки его доводят до 65% предела прочности материала болта σ_B^6

$$P_6 = 0,65 \sigma_B^6 F_{HT}, \quad (VI.10)$$

где F_{HT} — площадь сечения болта нетто по внутреннему диаметру резьбы (см. табл. VI.3).

Таким образом, расчетное усилие, воспринимаемое одной поверхностью трения в соединении на высокопрочных болтах,

$$[N]_B^6 = 0,65 \sigma_B^6 F_{HT} f m, \quad (VI.11)$$

или необходимое количество высокопрочных болтов в соединении с расчетным усилием N

$$n \geq \frac{N}{n_{\text{тр}} [N]_{\text{в}}^{\sigma}} = \frac{N}{n_{\text{тр}} 0,65 \sigma_{\text{в}}^{\sigma} F_{\text{нт}} f m}, \quad (\text{VI.12})$$

где $n_{\text{тр}}$ — число поверхностей трения в соединении.

Обрабатывать стальные поверхности пескоструйным аппаратом можно в исключительных случаях, так как она требует специального оборудования, высококачественного кварцевого песка и вредна для обслуживающего персонала. Наиболее распространена зачистка огнем способом. Обработка стальными щетками достаточно трудоемка.

Хорошие результаты дает обработка стальных поверхностей химическим способом (травление в ваннах или нанесение специальных паст); обработка получается наиболее дешевой и наименее трудоемкой по сравнению с другими способами.

Следует подчеркнуть, что соединения на высокопрочных болтах требуют высокого качества работ по подготовке поверхностей и контролю натяжения болтов, в противном случае расчетные величины коэффициентов трения, приведенные в табл. VI.2, могут быть не обеспечены.

ТАБЛИЦА VI.2. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ТРЕНИЯ f

Способы предварительной очистки соединяемых поверхностей	Коэффициенты трения f для соединяемых элементов конструкций из алюминиевых сплавов и сталей классов			
	С 38/23	С 44/29, С 46/33, С 52/40	С 60/45, С 70/60, С 85/75	алюминиевые сплавы
1. Пневматическая обработка кварцевым песком или металлическим порошком	0,45	0,55	0,55	0,45
2. Химическая обработка растворами кислот, травильными пастами	0,45	0,5	0,5	0,4
3. Огневая обработка многопламенными горелками (на ацетилене)	0,4	0,45	0,45	—
4. Стальными ручными или механическими щетками	0,35	0,35	0,4	—
5. Без обработки	0,25	0,25	0,35	0,15

Необходимые при расчете всех видов болтовых соединений характеристики болтов по стержню и по нарезке даны в табл. VI.3.

ТАБЛИЦА VI.3. ДИАМЕТРЫ, мм, И ПЛОЩАДИ, см²,
БОЛТОВ ПО СТЕРЖНЮ И НАРЕЗКЕ

Наружный диаметр стержня болта d	Внутренний диаметр резьбы болта d_0	Площадь болта	
		по диаметру стержня F	по внутреннему диаметру резьбы $F_{нт}$
12	9,8	1,13	0,86
14	11,5	1,54	1,18
16	13,5	2,01	1,6
18	14,9	2,55	1,97
20	16,9	3,14	2,49
22	18,9	3,8	3,08
24	20,3	4,52	3,59
27	23,3	5,73	4,67
30	25,7	7,07	5,69

3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Расчетные сопротивления болтовых и заклепочных соединений в стальных конструкциях для различного вида силовых воздействий приведены в табл. VI.4 и VI.5. Из таблиц следует, что расчетные сопротивления болтовых и заклепочных соединений зависят от группы соединений В или С.

К группе В относятся соединения, в которых болты или заклепки поставлены в отверстия:

сверленные на проектный диаметр в собранных элементах;

сверленные на проектный диаметр в отдельных элементах и деталях по кондукторам;

сверленные или продавленные на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах.

К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные или сверленные отверстия в отдельных деталях без кондукторов и без последующего рассверливания.

При заклепках с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления заклепочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэф-

ТАБЛИЦА VI.4. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ R^b , кН/см², БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Вид болтового соединения	Вид напряженного состояния и группа соединения	Условное обозначение	Расчетное сопротивление						
			растяжению и срезу болтов из стали классов			смятию соединяемых элементов конструкций из стали классов			
			4,6*	5,6*	8,8*	С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40
Болты повышенной точности	Растяжение	R_p^b	—	—	40	—	—	—	—
	Срез В	R_{cp}^b	—	—	30	—	—	—	—
	Смятие В	R_{cm}^b	—	—	—	38	47	52	61
Болты нормальной точности	Растяжение	R_p^b	17	21	40	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^b	15	17	30	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^b	—	—	—	38	47	52	61
	Растяжение	R_p^b	17	21	40	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^b	13	15	30	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^b	—	—	—	34	42	46	—
Болты грубой точности	Растяжение	R_p^b	17	21	—	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^b	15	17	—	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^b	—	—	—	38	—	—	—
	Растяжение	R_p^b	17	21	—	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^b	13	15	—	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^b	—	—	—	34	—	—	—

* Первое число, умноженное на 10, определяет σ_B , кН/см²; второе число, умноженное на 10, определяет σ_T/σ_B , %; произведение чисел определяет σ_B , кН/см².

Примечание. Расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов R_A принимается для сталей марок ВСт3кп2—14 кН/см², 09Г2С—17 кН/см², 10Г2С1—19 кН/см².

фициент 0,8. Работа таких заклепок на растяжение (отрыв головки) не допускается.

Расчетные сопротивления болтовых и заклепочных соединений для конструкций из алюминиевых сплавов приведены в нормах их проектирования (СНиП II-24-74).

ТАБЛИЦА VI.5. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ $R^{\text{закл}}$, кН/см², ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Вид напряженного состояния и группа соединения	Условное обозначение	Расчетное сопротивление					
		срезу и растяжению заклепок из стали марок		смятию соединяемых элементов конструкций из стали классов			
		Ст2	09Г2	С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40
Срез, В	$R_{\text{ср}}^{\text{закл}}$	18	22	—	—	—	—
Срез, С		16	—	—	—	—	—
Смятие, В	$R_{\text{см}}^{\text{закл}}$	—	—	42	52	58	68
Смятие, С		—	—	38	—	—	—
Растяжение (отрыв головки)	$R_{\text{р}}^{\text{закл}}$	12	15	—	—	—	—

§ 21. КОНСТРУИРОВАНИЕ БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Размещение болтов и заклепок в соединении должно производиться с учетом возможности их постановки и работы металла между болтами или заклепками.

При постановке болтов в стесненных условиях следует обеспечить габариты для работы гаечным ключом (рис. VI.6 и табл. VI.6). При постановке болтов в полузамкнутых пазах применяются торцовые ключи. Основные габариты при клепке пневматическим молотком и клепальной скобой приведены на рис. VI.7.

ТАБЛИЦА VI.6. НАИМЕНЬШИЕ ГАБАРИТЫ ДЛЯ ГАЕЧНОГО КЛЮЧА (РИС. VI.6)

Наименьший размер, мм	Диаметр болта d , мм					
	12	14—16	18—20	22—24	27	30
E	22	25	28	30	35	40
A	23	30	35	40	45	50
B	30	35	40	45	50	55
C	32	38	45	50	58	65
F	10	12	16	18	20	25
D	38	45	55	62	68	75

По условиям производства болты и заклепки должны иметь простое расположение на прямых линиях — рисках, расположенных параллельно и перпендикулярно оси элемента. Прокатные элементы (уголки, двутавры и швеллеры) имеют нормированные риски, расположение которых приведено в табл. 1—3 прил. IV. При

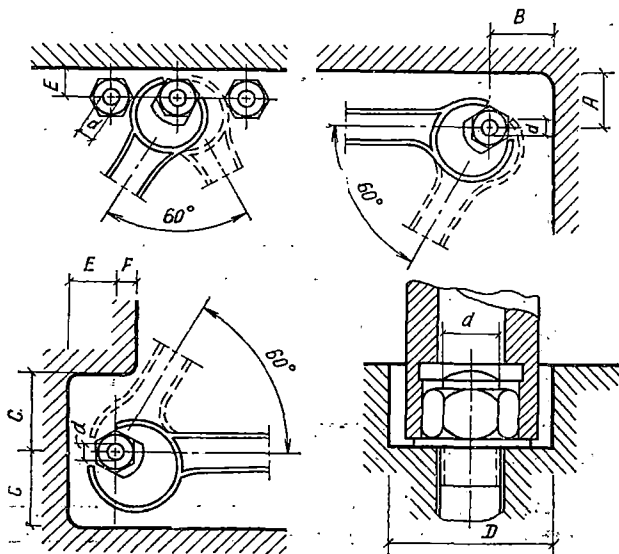


Рис. VI.6. Наименьшие габариты для работы гаечным ключом (наименьшие размеры приведены в табл. VI.6)

двух или более рисках размещение болтов и заклепок может быть в рядовом или шахматном порядке (рис. VI.8). Расстояние между центрами болтов и заклепок по риску называется шагом.

Расстояние между центрами болтов и заклепок должно приниматься по табл. VI.7 с округлением до 5 мм.

Минимальные расстояния между болтами и заклепками, указанные в табл. VI.7, определяются возможностью их постановки и условием прочности основного металла, а максимальные — условиями устойчивости соединенных элементов в промежутке между болтами или заклепками при сжатии и плотности соединения растянутых частей.

В рабочих болтовых и заклепочных соединениях следует назначать минимальные шаги, чтобы не расходовать лишнего металла на фасонки и накладки, в нерабочих соединениях (связующих, конструктивных), наоборот, максимальные, чтобы уменьшить количество сверленных отверстий, а также болтов и заклепок.

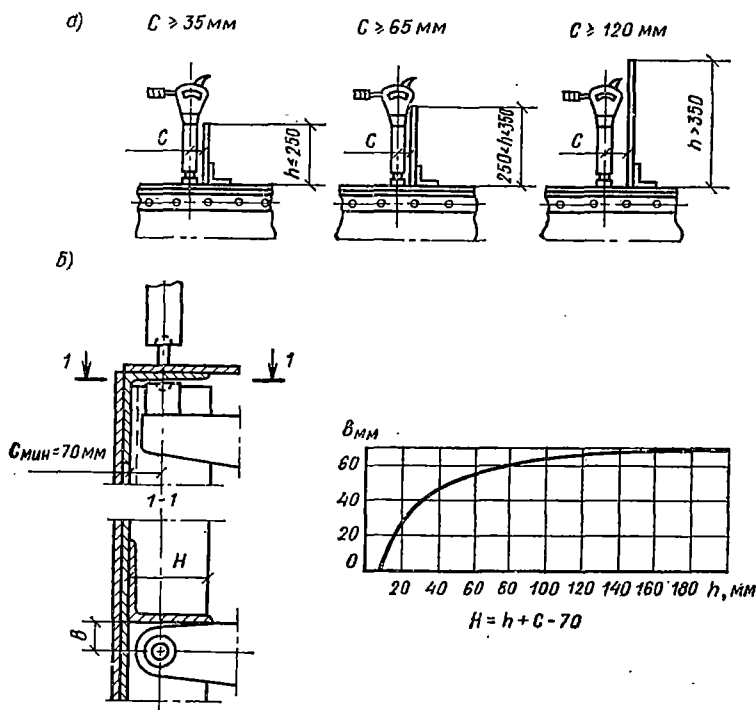


Рис. VI.7. Наименьшие габариты при клепке

а — наименьший размер c (ручная клепка); *б* — наибольший размер выступающей детали H (клепка скобой)

При конструировании болтовых и заклепочных соединений надо стремиться к симметричной передаче усилий в соединении, что улучшает работу болтов, заклепок и основного металла (рис. VI.9, а). При применении односторонних накладок или соединений внахлестку (рис. VI.9, б) силовой поток в соединении перестает быть симметричным, искривляется и в соединении воз-

ТАБЛИЦА VI.7. РАЗМЕЩЕНИЕ БОЛТОВ И ЗАКЛЕПОК

Расстояние	Расстояние в конструкциях	
	стальных	из алюминиевых сплавов
Между центрами болтов и заклепок в любом направлении:		
а) минимальное	$3d$	$3d$ ($3,5d$ для болтов)
б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8d$ или 12δ	$5d$ или 10δ
в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:		
при растяжении	$16d$ или 24δ	$12d$ или 20δ
» сжатии	$12d$ или 18δ	$10d$ или 14δ
От центра болта или заклепки до края элемента:		
а) минимальное вдоль усилия	$2d$	$2,5d$
б) минимальное поперек усилия:		
при обрезных кромках	$1,5d$	$2,5d$
при прокатных или пресованных кромках	$1,2d$	$2d$
в) максимальное	$4d$ или 8δ	$6d$

Примечание. d — диаметр отверстия для болта или заклепки; δ — толщина наиболее тонкого наружного элемента пакета.

никает дополнительный момент, поэтому число заклепок в таких соединениях следует увеличить против расчета на 10%.

Также ухудшается работа соединения, если усилие с одного элемента на другой передается не непосредствен-

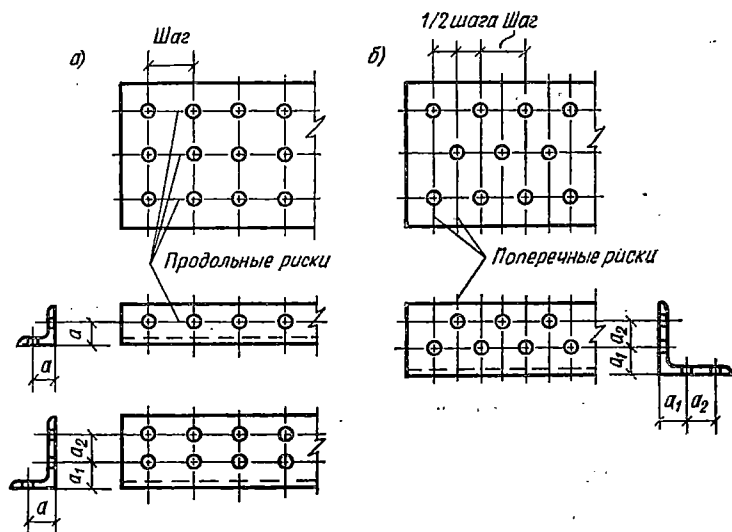


Рис. VI.8. Размещение отверстий

а — рядовое; б — шахматное

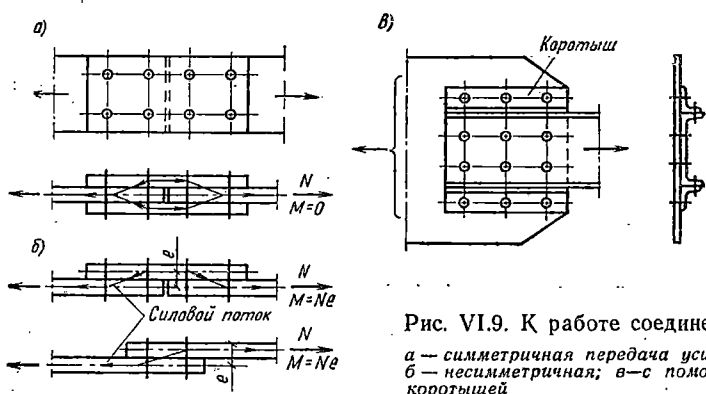


Рис. VI.9. К работе соединения

а — симметричная передача усилия;
б — несимметричная; в — с помощью коротышей

но, а через прокладки или дополнительные коротыши (рис. VI.9, в). В этом случае общее количество заклепок на коротышах увеличивают на 50% против расчета. Типичные решения стыков прокатных элементов при помощи болтов и заклепок показаны на рис. VI.10. Если

конструкция подвержена воздействию подвижных или вибрационных нагрузок, то в ее болтовых соединениях предусматривают меры против откручивания гаек: постановка контргаек, расчеканка резьбы болта либо приварка гайки к стержню болта.

В рабочих элементах конструкций число болтов и заклепок, прикрепляющих элемент в узле или располо-

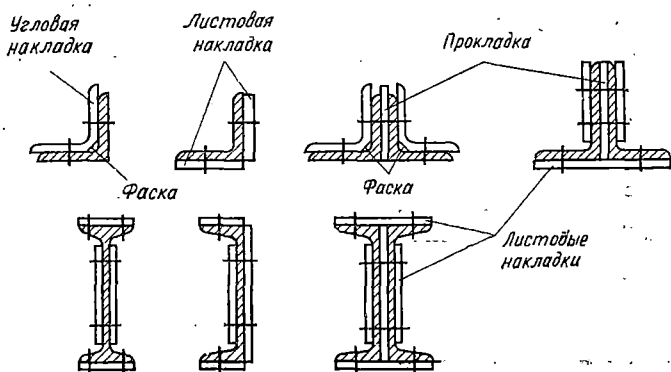


Рис. VI.10. Болтовые и клепаные стыки прокатных профилей

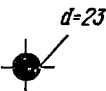
женных по одну сторону стыка, желательно иметь не меньше двух независимо от действующего усилия.

В клепаных соединениях толщина пакета не должна превышать пяти диаметров заклепки для стальных конструкций и четырех диаметров для конструкций из алюминиевых сплавов. В стальных конструкциях при толщине пакета более пяти, но менее семи диаметров заклепки можно ставить специальные заклепки с повышенной головкой и коническим стержнем; при еще большей толщине необходимо увеличивать диаметр заклепок или переходить на болты повышенной точности.

При конструировании болтовых и заклепочных соединений следует стремиться к применению одного диаметра заклепок в пределах каждого конструктивного элемента и к наименьшему числу различных диаметров болтов и заклепок для всех элементов сооружения.

На чертежах проектов металлических конструкций отверстия, болты и заклепки изображают специальными условными обозначениями (табл. VI.8).

ТАБЛИЦА VI.8

Вид отверстий, болтов и заклепок	Условное обозначение	Вид отверстий, болтов и заклепок	Условное обозначение
Круглое отверстие	 $d=23$	Болт постоянной нормальной или повышенной точности	 $M20$
Овальное отверстие		Болт временной нормальной или повышенной точности	
Заклепка с полукруглой головкой	 $d=22$	Болт постоянной высокой прочности	

Примечание. Диаметры массовых отверстий и болтов не проставляют на чертежах, а оговаривают в примечаниях: «все неоговоренные отверстия $d=23$ мм», «все неоговоренные болты М20» и т. д.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БОЛТОВЫХ И ЗАКЛЕПОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Пример VI.1. Рассчитать стыковое соединение стальной полосы сечением 260×14 мм с двусторонними накладками толщиной $\delta = 10$ мм и болтами повышенной точности (рис. VI.11). Полоса растянута расчетным усилием $N=560$ кН. Сталь полосы и накладок С 38/23, болты из стали класса 8.8.

Примем для соединения болты диаметром 20 мм. Номинальный диаметр отверстий для болтов также 20 мм (см. табл. VI.1). Определим по формулам (VI.3) предельные расчетные усилия, которые может воспринять один болт:

по срезу (болт имеет два рабочих среза $n_{\text{ср}}=2$) и смятию:

$$[N]_{\text{ср}}^b = n_{\text{ср}} \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^b = 2 \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} 30 = 185 \text{ кН};$$

$$[N]_{\text{см}}^b = d \Sigma \delta R_{\text{см}}^b = 2 \cdot 1,4 \cdot 38 = 106,4 \text{ кН}.$$

Расчетные сопротивления болтов срезу и смятию соединения принимаем по табл. VI.4 ($R_{\text{ср}}^b=30$ кН/см² и $R_{\text{см}}^b=38$ кН/см²). Наимень-

шее предельное расчетное усилие одного болта определяется условием смятия.

Необходимое количество болтов в соединении

$$n \geq \frac{N}{[N]_{\min}^b} = \frac{560}{106,4} = 5,3, \text{ принимаем 6 болтов.}$$

Проверим напряжения по ослабленному отверстиями сечению полосы

$$F_{\text{нт}} = (26 - 3 \cdot 2) 1,4 = 28 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение в полосе

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{560}{28} = 20 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Так как суммарная толщина накладок больше толщины полосы, то прочность накладок также обеспечена.

Пример VI.2. Рассчитать стыковое соединение стальной полосы с исходными данными по примеру VI.1 (см. рис. VI.11), выполненное на заклепках. Примем для соединения заклепки диаметром 20 мм, поставленные в сверленные на проектный диаметр по кондукторам отверстия 21 мм (см. табл. VI.1).

Соединение относится к группе В. Определим по формулам (VI.3) предельные расчетные усилия, которые может воспринять одна заклепка из условий среза и смятия. Так как при клепке заклепка осаживается и заполняет отверстие, то ее рабочий диаметр принимается по диаметру отверстия;

$$[N]_{\text{ср}}^{\text{закл}} = n_{\text{ср}} \frac{\pi d^2}{4} R_{\text{ср}}^{\text{закл}} = 2 \frac{3,14 \cdot 2,1^2}{4} 18 = 124,8 \text{ кН};$$

$$[N]_{\text{см}}^{\text{закл}} = d \Sigma \delta R_{\text{см}}^{\text{закл}} = 2,1 \cdot 1,4 \cdot 42 = 123,5 \text{ кН.}$$

Необходимое число заклепок

$$n \geq \frac{N}{[N]_{\min}^{\text{закл}}} = \frac{560}{123,5} = 4,6.$$

Принимаем 6 заклепок (5 заклепок конструктивно располагать менее удобно). Расположение заклепок может быть принято такое же, как и в примере VI.1 (см. рис. VI.11).

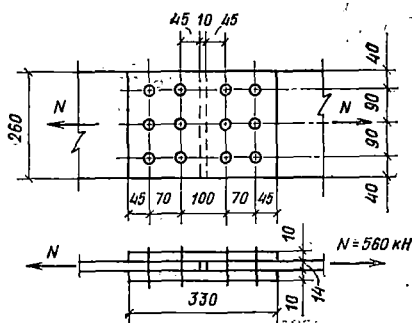


Рис. VI.11. К расчету соединения

Проверим наибольшее напряжение в полосе по ослабленному сечению:

$$F_{нт} = (26 - 3 \cdot 2,1) 1,4 = 27,6 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{560}{27,6} = 20,3 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность полосы обеспечена.

Пример VI.3. Рассчитать стыковое соединение стальной полосы, выполненное на высокопрочных болтах, с исходными данными по примеру VI.1. Примем для соединения высокопрочные болты диаметром 18 мм из легированной стали марки 40ХФА с пределом прочности $\sigma_b^6 = 135 \text{ кН/см}^2$. Диаметр отверстий для болтов 21 мм (см. табл. VI.1). Поверхность соединения обрабатывается огнем способом; коэффициент трения по табл. VI.2 для углеродистой стали $f = 0,4$. Коэффициент условий работы соединений на высокопрочных болтах в стальных конструкциях $m = 0,9$. Площадь болта $F_{нт}$ (по внутреннему диаметру резьбы) принимаем по табл. VI.3; для болта диаметром 18 мм она равна $1,97 \text{ см}^2$. Поверхностей трения $n_{тр}$ каждого болта в соединении две (см. рис. VI.11). Определяем необходимое число высокопрочных болтов в соединении по формуле (VI.12).

$$n \geq \frac{N}{n_{тр} \cdot 0,65 \sigma_b^6 F_{нт} f m} = \frac{560}{2 \cdot 0,65 \cdot 135 \cdot 1,97 \cdot 0,4 \cdot 0,9} = 4,5.$$

Принимаем 6 болтов. Расположение болтов такое же, как и в примере VI.1 (см. рис. VI.11). Контролируемое усилие натяжения каждого болта должно быть [см. формулу (VI.10)]:

$$P_6 = 0,65 \sigma_b^6 F_{нт} = 0,65 \cdot 135 \cdot 1,97 = 172 \text{ кН}.$$

Глава VII

БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Балками называют конструктивные элементы сплошного сечения, работающие на изгиб. Благодаря простоте и малой стоимости изготовления, удобной конструктивной форме, небольшой строительной высоте балки находят широкое применение в строительных конструкциях. Они применяются в различных перекрытиях, на рабочих площадках, эстакадах, мостах и других сооружениях.

Особенно широко применяются сплошные балки для относительно небольших пролетов при больших нагруз-

ках. При больших пролетах и малых нагрузках наиболее рационально применение сквозных балок (ферм), так как получаемая в этом случае экономия металла является более существенной, чем увеличение трудоемкости изготовления.

§ 22. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БАЛОК И БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

Металлические балки могут быть классифицированы в зависимости от ряда признаков.

По статической схеме балки бывают *разрезные, консольные и неразрезные*. В металлических конструкциях наибольшее распространение получили разрезные свободно опертые (без защемления) балки. Неразрезные балки и однопролетные защемленные балки экономичнее по затрате металла, но значительно сложнее в изготовлении и особенно в монтаже.

По типу сечения стальные балки разделяются на *прокатные и составные*; в алюминиевых конструкциях применяют *прессованные и составные балки*. Наиболее просты и дешевы прокатные балки (рис. VII.1, а), к применению которых всегда следует стремиться. Однако из-за ограниченности сортамента прокатных балок большие балки приходится применять составного сечения. Размеры прессованных балок (рис. VII.1, б) также ограничены предельным диаметром матрицы пресса.

По способу соединения между собой элементов составные балки разделяются на *сварные и клепаные* (рис. VII.1, в). Наибольшее распространение получили сварные балки — они более экономичны по затрате металла и менее трудоемки при изготовлении. Клепаные балки применяют только для конструкций под тяжелые динамические или вибрационные нагрузки.

Составные балки проектируют, как правило, двутаврового сечения, наиболее экономичного по затрате металла при работе на изгиб и удобного в конструктивном отношении. Иногда при нецентральной приложении нагрузки к оси применяют балки коробчатого сечения (двухстенчатые), которые хорошо работают на возникающее кручение. Относительно горизонтальной оси сечение балки может быть симметричным и несимметричным.

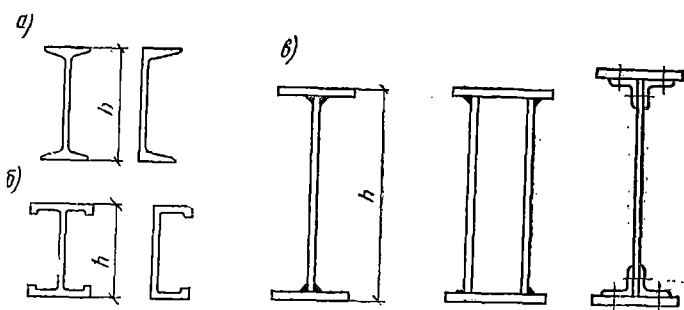


Рис. VII.1. Типы балок

а — прокатные; *б* — прессованные; *в* — составные

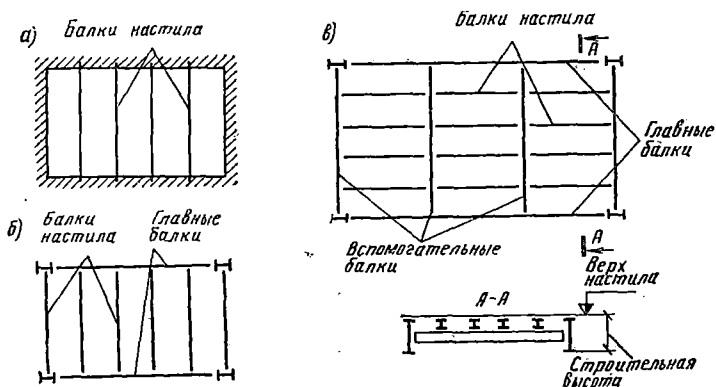


Рис. VII.2. Типы балочных клеток

а — упрощенная; *б* — нормальная; *в* — усложненная

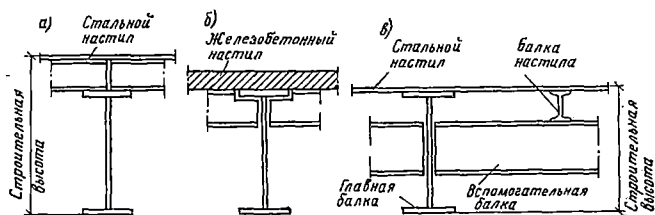


Рис. VII.3. Сопряжение балок

а — этажное; *б* — в одном уровне; *в* — пониженное

Экономичным решением для составных балок является компоновка их сечения *из элементов с разными марками стали*. Часть стенки балки или даже вся стенка, работающая при изгибе на большей части с небольшими напряжениями, выполняется из менее прочной и более дешевой углеродистой стали, а пояса — из низколегированной.

Применяются и металлические *предварительно-напряженные* балки, в которых в результате внутреннего перераспределения напряжений и применения напрягающих элементов из высокопрочной стали достигается существенная экономия металла.

Система несущих балок, образующих конструкцию перекрытий, рабочих площадок, проезжей части мостов и других конструкций, называется **балочной клеткой**.

В зависимости от расчетной нагрузки и размеров в плане балочные клетки могут быть трех типов: *упрощенные, нормальные и усложненные*.

В упрощенной балочной клетке (рис. VII.2, а) нагрузка на перекрытие или площадку передается через настил на балки настила и с балок настила — на стены или другие несущие конструкции, ограничивающие площадку.

В нормальной балочной клетке (рис. VII.2, б) нагрузка с балок настила передается на главные балки, которые в свою очередь, передают нагрузку на опоры.

В усложненной балочной клетке (рис. VII.3, в) еще более многоступенчатая передача нагрузки: настил опирается на балки настила, балки настила — на вспомогательные балки и вспомогательные балки — на главные.

Балки настила обычно проектируют из прокатных балок пролетом 5—7 м.

Размер от нижнего пояса главной балки до верха настила называется *строительной высотой* балочной клетки.

Сопряжение балок в клетке может быть *этажным, в одном уровне и пониженным* (рис. VII.3). Наиболее просто этажное соединение, и его следует применять при достаточной строительной высоте (в некоторых случаях по технологическим условиям эта высота является ограниченной). Сопряжение в одном уровне и понижен-

ное — сложнее, но дает возможность при необходимости получить меньшую строительную высоту.

В качестве настила балочных клеток применяют стальные листы или сборные железобетонные плиты.

§ 23. ПЛОСКИЙ СТАЛЬНЫЙ НАСТИЛ БАЛОЧНЫХ КЛЕТОК

Конструктивное решение плоских стальных настилов показано на рис. VII.4, а. Настил приваривают к балкам или ребрам, его края не могут сближаться друг с другом и под нагрузкой в нем возникают напряжения

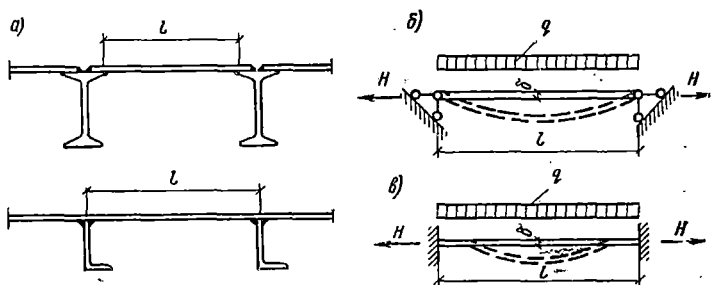


Рис. VII.4. К расчету настила

а — конструктивное решение; б и в — расчетные схемы шарнирно-опертого и защемленного настилов

от изгиба (как в балке) и растяжения (как в мембране; нити). Работа и соответственно расчет настила зависят от отношения его расчетного пролета к толщине l/δ (рис. VII.4, б).

При отношении $l/\delta < 50$ растягивающие напряжения незначительны и ими можно пренебречь; настил в этом случае рассчитывают только на изгиб. При отношении $l/\delta > 300$, наоборот, можно пренебречь напряжениями от изгиба и рассчитывать настил только на растягивающие напряжения от распора H . При отношении $50 < l/\delta < 300$ должны учитываться напряжения и от изгиба, и от растяжения. При очень больших нагрузках (обшивка глубинных гидротехнических затворов, рабочие площадки с очень тяжелой нагрузкой) применяют жест-

кие настилы с отношением $l/\delta < 50$. Гибкие настилы с отношением $l/\delta > 300$ в строительных конструкциях применяют редко. Наиболее широко распространены настилы с отношением $50 < l/\delta < 300$.

Напряжения в настиле зависят также от способа его опирания на балки настила: шарнирного (настил может поворачиваться на опорах, рис. VII.4, б) и защемленного (свободы поворота нет, рис. VII.4, в). Настилы с отношением $l/\delta < 50$ могут быть как с шарнирным, так и с защемленным опиранием, в настилах с отношением $50 < l/\delta < 300$ защемление трудно осуществить и практически они принимаются, как правило, шарнирно опертыми. Настилы с отношением $l/\delta > 300$ имеют только шарнирное опирание.

При расчете настила необходимо удовлетворять условию его прочности, чтобы наибольшие напряжения в нем не превышали расчетного сопротивления R , а также условию жесткости, чтобы отношение наибольшего прогиба к пролету (относительный прогиб) f/l не превышало допустимого. Обычно отношение f/l принимается в пределах от $1/150$ до $1/200$ в зависимости от технологических требований. Для тонких настилов условие жесткости часто является определяющим его толщину.

1. РАСЧЕТ НАСТИЛА ПРИ ОТНОШЕНИИ $l/\delta < 50$ (ИЗГИБ)

Шарнирное опирание. Рассмотрим изгиб пластинки шириной 1 см как изгиб шарнирно опертой балки. Возьмем нагрузку на 1 см^2 настила q , кН/см². Нагрузка на 1 см полосы (условной балки) будет тоже q , кН/см. Момент в середине пролета полосы

$$M = \frac{ql^2}{8},$$

где l — пролет настила, см.

Наибольшее напряжение, кН/см²:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{ql^2}{8} : \frac{1\delta^2}{6} = \frac{3}{4} \cdot \frac{ql^2}{\delta^2}, \quad (\text{VII.1})$$

где δ — толщина настила, см.

Подставив в формулу (VII.1) вместо σ значение расчетного сопротивления, кН/см², можно выразить необ-

ходимую толщину настила в зависимости от расчетной нагрузки и пролета:

$$\delta = l \sqrt{\frac{3}{4} \frac{q}{R}}. \quad (\text{VII.2})$$

Жесткость такого настила проверяют следующим образом. Прогиб шарнирно-опертой полосы от равномерно распределенной, нормативной нагрузки

$$f = \frac{5}{384} \frac{q^n l^4}{D}, \quad (\text{VII.3})$$

где $D = EI / (1 - \mu^2)$ — цилиндрическая жесткость пластинки. Подставив в формулу (VII.3) значение D и учитывая, что для стали $E = 21\,000$ кН/см², коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$, а $I = 1\delta^3/12$ (для полосы шириной 1 см), можно найти отношение прогиба к пролету:

$$\frac{f}{l} = \frac{5(1-0,3^2)}{384 \cdot 21\,000} \frac{12 q^n l^3}{\delta^3} = \frac{1}{1,5 \cdot 10^5} \frac{q^n l^3}{\delta^3}. \quad (\text{VII.4})$$

Из формулы (VII.2) можно получить наименьшую нагрузку, при которой настил из стали 3 будет работать только на изгиб (подставив туда $\delta/l = 1/50$). Значение этой нагрузки составляет 0,01—0,012 кН/см² (100—120 кН/м²).

Защемленный настил. Учитывая, что для защемленной балки

$$M = \frac{q l^2}{12} \text{ и } f = \frac{1}{384} \frac{q^n l^4}{D} \quad (\text{VII.5})$$

и проделав те же выкладки, что и для шарнирного опирания настила, получим необходимую толщину настила, см, из условия прочности, а также относительный прогиб:

$$\delta = l \sqrt{\frac{1}{2} \frac{q}{R}}, \quad (\text{VII.6})$$

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{7,5 \cdot 10^5} \frac{q^n l^3}{\delta^3}.$$

1. РАСЧЕТ НАСТИЛА ПРИ ОТНОШЕНИИ $50 < l/\delta < 300$ (ИЗГИБ С РАСТЯЖЕНИЕМ)

В этом случае расчет значительно усложняется. Для практических расчетов по определению необходимой толщины настила чаще всего пользуются заранее со-

Рис. VII.5. Предельная нагрузка на плоский настил с шарнирным опиранием кромок

ставленными графиками, по которым в зависимости от нагрузки q , кН/м², можно найти требуемое отношение пролета настила к его толщине l/δ .

Как уже отмечалось, тонкие настилы рекомендуется рассчитывать как шарнирно опертые. На рис. VII.5 приведен график для расчета настила с шарнирным опиранием, причем во всех случаях при требуемом относительном прогибе $f/l=1/200$ и $f/l=1/150$ толщина настила определяется его жесткостью (а не прочностью), поэтому нагрузка по оси ординат должна приниматься нормативная.

Для определения требуемого отношения пролета настила к его толщине может быть использована также приближенная эмпирическая формула

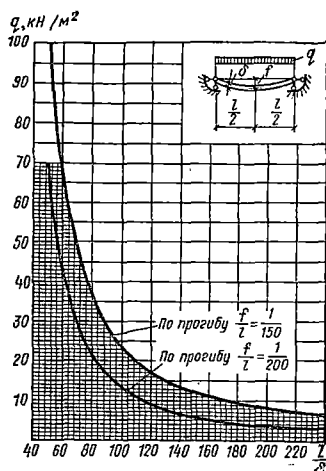
$$\frac{l}{\delta} = 0,266 \left[\frac{l}{f} \right] \left(1 + \frac{1,66 \cdot 10^6}{q_n \left[\frac{l}{f} \right]^4} \right), \quad (\text{VII.7})$$

где $\left[\frac{l}{f} \right]$ — отношение пролета к прогибу; q_n — нормативная нагрузка, кН/см².

Для настилов площадок рекомендуется принимать допустимый относительный прогиб $f/l=1/200$ (в противном случае настил излишне деформативен), для различных ограждающих обшивок $f/l=1/150$. По конструктивным соображениям наименьшая толщина настила принимается 6 мм.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНОГО НАСТИЛА

Пример VII.1. Подобрать толщину стального настила рабочей площадки. Настил уложен по балкам (I № 33, ширина полки $b=140$ мм), расположенным через 80 см. Материал настила — сталь



класса С 38/23 марки ВСтЗкп2. Нормативная нагрузка на рабочую площадку $q^н = 20 \text{ кН/м}^2$, допустимый прогиб настила $[f/l] = 1/200$. Расчетный пролет настила $l = 80 - 14 = 66 \text{ см}$. На графике предельных нагрузок для настила (см. рис. VII.5) проводим горизонтальную линию с ординатой $q = 20 \text{ кН/м}^2$. Эта линия пересекает кривую несущей способности настила в точке, соответствующей отношению $l/\delta = 82$ и определяет требуемую толщину настила:

$$\frac{l}{\delta} = 82; \quad \delta = \frac{l}{82} = \frac{66}{82} = 0,8 \text{ см.}$$

По приближенной формуле (VII.7)

$$\frac{l}{\delta} = 0,266 \cdot 200 \left(1 + \frac{1\,660\,000}{0,002 \cdot 200^4} \right) = 53,2 \cdot 1,518 = 81.$$

Принимаем толщину настила 8 мм.

Пример VII.2. Нормативная нагрузка на стальной (С 38/23, ВСтЗкп2) настил $q^н = 30 \text{ кН/м}^2$, допустимый прогиб $[f/l] = 1/200$. Найти, какой может быть допущен пролет настила, если его толщина $\delta = 14 \text{ мм}$. По рис. VII.5 отношение пролета настила к его толщине для нормативной нагрузки $q = 30 \text{ кН/м}^2$ по кривой с прогибами $f/l = 1/200$ равняется $l/\delta = 70$. По этому отношению определяем допустимый пролет настила $l = 70 \cdot \delta = 70 \cdot 1,4 = 98 \text{ см}$.

Пример VII.3. Определить толщину плоской стальной обшивки из стали класса С 38/23, марки ВСтЗкп2 глубинного гидротехнического затвора. Обшивка опирается на балки (I № 20, ширина полки $b = 100 \text{ мм}$), расположенные через 65 см, и приварена к ним. Гидростатическая нагрузка от расчетного давления воды на обшивку $q = 200 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$, допустимый прогиб обшивки $[f/l] = 1/200$. Так как нагрузка больше 100 кН/м^2 , то определим толщину обшивки исходя из работы ее на изгиб. Приварка обшивки к балкам дает основание считать ее кромки защемленными. Расчетный пролет обшивки $l = 65 - 10 = 55 \text{ см}$. Необходимую толщину обшивки по условию ее прочности найдем по формуле (VII.6):

$$\delta = l \sqrt{\frac{1}{2} \frac{q}{R}} = 55 \sqrt{\frac{0,02}{2 \cdot 21}} = 1,2 \text{ см.}$$

Здесь $R = 21 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление стали. Относительный прогиб обшивки по формуле (VII.7)

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{7,5 \cdot 10^5} \frac{ql^3}{\delta^3} = \frac{1}{7,5 \cdot 10^5} \frac{0,02 \cdot 55^3}{1,2^3} = \frac{1}{389} < \frac{1}{200}$$

Отношение расчетного пролета к принятой толщине обшивки

$$\frac{l}{\delta} = \frac{55}{1,2} = 46 < 50$$

подтверждает, что обшивка действительно работает только на изгиб и ее толщина подобрана исходя из правильных предпосылок.

§ 24. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ПРОКАТНЫХ БАЛОК

Сечения прокатных балок подбирают на основе данных статического расчета (рис. VII.6). Подбранное сечение должно удовлетворять требованиям **прочности, общей устойчивости и жесткости.**

Предварительно номер прокатного профиля определяют исходя из требуемого момента сопротивления балки, обеспечивающего ее прочность при изгибе.

Подставив в формулу проверки напряжений при изгибе (II.4) вместо σ значение расчетного сопротивления стали R , можно определить требуемый момент сопротивления балки

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{макс}}}{R}, \text{ или } W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{макс}}}{1,12 R},$$

если в балке может быть допущено развитие пластических деформаций (см. с. 30). Далее по сортаменту определяют номер профиля, имеющий момент сопротивления больший или равный $W_{\text{тр}}$, и проверяют прочность, общую устойчивость и жесткость.

Проверка прочности. Нормальные напряжения от расчетного изгибающего момента не должны превышать расчетного сопротивления стали

$$\sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{W} \leq R, \text{ или } \sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{1,12 W} \leq R. \quad (\text{VII.8})$$

Эта проверка автоматически удовлетворяется, если фактический момент сопротивления не меньше требуемого.

Касательные напряжения от расчетной поперечной силы $Q_{\text{макс}}$ не должны превышать расчетного сопротивления стали срезу

$$\tau = \frac{Q_{\text{макс}} S}{J \delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}}. \quad (\text{VII.9})$$

Здесь S — статический момент половины сечения балки относительно нейтральной оси; J — момент инерции балки; δ — толщина стенки балки.

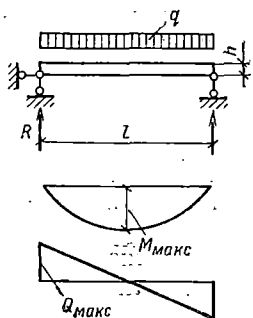


Рис. VII.6. Расчетные усилия для разрезных балок

В прокатных балках, поскольку они имеют относительно толстую стенку, как правило, можно не проверять касательные напряжения. Касательные напряжения могут оказаться решающими в балках малых пролетов, несущих большую нагрузку.

Проверка общей устойчивости. Если верхний сжатый пояс балки недостаточно раскреплен от боковых перемещений, то возможно явление потери общей устойчивости балки. Общую устойчивость балки проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{\varphi_b W} \leq R. \quad (\text{VII.10})$$

Указания по определению коэффициента φ_b приведены в § 27. В случае передачи распределенной статической нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (железобетонные плиты, плоские стальные листы и т. д.), проверять общую устойчивость не надо.

Если не удовлетворяется проверка общей устойчивости балок, то следует стремиться к развязке верхнего пояса балки какими-либо связями, так как увеличение сечения балки для повышения устойчивости неэкономично и приводит к большому расходу металла.

Проверка жесткости. Относительный прогиб балки f/l под нагрузкой не должен превышать нормативного, который зависит от назначения балки (табл. 4 прил. I). Значение прогиба определяется по правилам строительной механики от нормативных нагрузок (без учета коэффициентов перегрузки). С достаточной для практических расчетов степенью точности относительный прогиб разрезной балки от любых нагрузок может быть определен по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{M_n l}{10EI} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (\text{VII.11})$$

где M_n — наибольший нормативный изгибающий момент. Если выбранное сечение балки удовлетворило требованиям прочности, но не удовлетворяет требованиям жесткости, то следует принять больший номер балки по сортаменту (увеличить момент инерции сечения). В этом случае балка будет работать с недонапряжением.

Местную устойчивость поясов и стенки в прокатных балках не проверяют, так как их размеры назначены с учетом устойчивой работы при различных напряженных состояниях.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРОКАТНОЙ БАЛКИ

Пример VII.4. Подобрать сечение прокатной двутавровой балки настила рабочей площадки, конструкция которой показана на рис. VII.2, б. Нормативная равномерно распределенная временная нагрузка на рабочую площадку $q^n = 20 \text{ кН/м}^2$. Балки настила располагаются на расстоянии 80 см одна от другой (шаг балок $a = 80 \text{ см}$), пролет балок $l = 6 \text{ м}$. По балкам уложен стальной настил толщиной $\delta = 8 \text{ мм}$, материал балок — сталь класса С 38/23 марки ВСтЗпс6. Допустимый относительный прогиб балок настила $[f/l] = 1/250$.

Находим нормативную нагрузку на 1 м длины балки:

$$q^n = (q_1^n + q_2^n) a = (1 \cdot 1 \cdot 0,008 \cdot 78,5 + 20) 0,8 = 16,5 \text{ кН/м}.$$

Здесь $q_1^n = 1 \cdot 1 \cdot \delta \gamma$ — нагрузка от настила ($\gamma = 78,5 \text{ кН/м}^3$, удельный вес стали).

Расчетная нагрузка на единицу длины балки

$$q = (n_1 q_1^n + n_2 q_2^n) a = (1,1 \cdot 0,63 + 1,2 \cdot 20) 0,8 = 19,7 \text{ кН/м},$$

где $n_1 = 1,1$ и $n_2 = 1,2$ — коэффициенты перегрузки для постоянной и временной нагрузок по табл. 1 прил. 1.

Определяем расчетные изгибающий момент $M_{\text{макс}}$ и поперечную силу $Q_{\text{макс}}$ (см. рис. VII.6):

$$M_{\text{макс}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{19,7 \cdot 6^2}{8} = 88,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\text{макс}} = \frac{ql}{2} = \frac{19,7 \cdot 6}{2} = 59,1 \text{ кН}.$$

Балка прокатная и несет статическую нагрузку, поэтому требуемый момент сопротивления определяем с учетом развития пластических деформаций:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{макс}}}{1,12R} = \frac{8850}{1,12 \cdot 21} = 375 \text{ см}^3.$$

По сортаменту двутавров (табл. 1, прил. III) подбираем номер профиля с требуемым моментом сопротивления: 1 № 27а, $W = 407 \text{ см}^3$, $J = 5500 \text{ см}^4$.

Проверяем прочность подобранной балки по формуле (VII.8):

$$\sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{1,12W} = \frac{8850}{1,12 \cdot 407} = 19,4 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Общая устойчивость балки обеспечена сплошным опиранием настила.

Проверяем жесткость балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^H l}{10 EJ} = \frac{7420 \cdot 600}{10 \cdot 21\,000 \cdot 5500} = 0,00385 = \frac{1}{266} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}.$$

$$\text{Здесь } M^H = \frac{q^H l^2}{8} = \frac{16,5 \cdot 6^2}{8} = 74,2 \text{ кН} \cdot \text{м} — \text{нормативный}$$

изгибающий момент.

Таким образом, подобранная балка отвечает требованиям прочности, устойчивости и жесткости.

§ 25. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ РАЗРЕЗНЫХ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Сечение составной балки должно удовлетворять требованиям прочности, жесткости, общей и местной устойчивости и в то же время быть возможно более экономичным по затрате металла. Одной из важнейших задач при подборе сечения составной балки является установление рациональной высоты балки h , являющейся главным размером сечения. Обычно составные балки имеют высоту $h = (1/8 — 1/12)l$, хотя возможны отступления как в ту, так и в другую сторону. Высота балки зависит от предъявляемых к ней требований жесткости и наибольшего расчетного изгибающего момента M .

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАИМЕНЬШЕЙ ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ БАЛКИ ИЗ УСЛОВИЙ ЖЕСТКОСТИ

Относительный прогиб разрезной балки определяют по формуле (VII. 11):

$$\frac{f}{l} = \frac{M^H l}{10 EJ}.$$

Подставим сюда значение момента инерции $J = W \cdot h/2$ и учитывая, что при полном использовании напряжений в балке $M/W = R$, получим

$$\frac{f}{l} = \frac{M^H l}{5 E W h} = \frac{l R M^H}{5 E h M} \approx \frac{l R}{10^5 h} \frac{M^H}{M};$$

R и E в кН/см².

Отсюда можно выразить минимальную высоту сечения балки $h_{\min}$ при заданном относительном прогибе $[f/l]$:

$$h_{\min} = \frac{l R}{10^5 [f/l]} \frac{M^H}{M}. \quad (\text{VII.12})$$

Если по каким-либо условиям, например ограниченной строительной высоте, невозможно запроектировать

балку с высотой, большей или равной $h_{\min}$, то можно подобрать сечение и с меньшей высотой, удовлетворяющее заданному относительному прогибу, но при этих условиях балка будет работать с пониженными напряжениями, т. е. с перерасходом металла. Отношение нормативного момента к расчетному $M^н/M$ изменяется в зависимости от характера нагрузок незначительно — в пределах 0,7—0,9, поэтому в практических расчетах при предварительном определении наименьшей высоты балки оно может быть усреднено и принято равным 0,8.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ БАЛКИ ИЗ УСЛОВИЙ НАИМЕНЬШЕГО РАСХОДА МЕТАЛЛА (ОПТИМАЛЬНАЯ ВЫСОТА)

Несущая способность сечения при изгибе характеризуется его моментом сопротивления. Выразим момент сопротивления двутаврового симметричного сечения (рис. VII.7), пренебрегая для простоты толщиной поясов по сравнению с высотой сечения, т. е. считая, что $h \approx h_{\text{ст}}$:

$$W = \frac{2J}{h} = \frac{2}{h} \left[\frac{\delta_{\text{ст}} h^3}{12} + 2F_{\text{п}} \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right] = F_{\text{п}} h + \frac{\delta_{\text{ст}} h^2}{6} = \frac{Fh}{2} - \frac{\delta_{\text{ст}} h^2}{3}. \quad (\text{VII.13})$$

Здесь значение $F_{\text{п}}$ выражено через всю площадь сечения F :

$$F_{\text{п}} = \frac{1}{2} (F - F_{\text{ст}}) = \frac{1}{2} (F - \delta_{\text{ст}} h).$$

Введем в формулу отношение высоты стенки к ее толщине, которое называется гибкостью стенки:

$$k = h / \delta_{\text{ст}}.$$

Подставив в формулу (VII.13) $\delta_{\text{ст}} = h/k$, найдем площадь сечения

$$F = \frac{2W}{h} + \frac{2}{3} \frac{h^2}{k}. \quad (\text{VII.14})$$

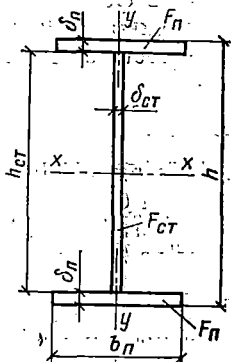


Рис. VII.7. Симметричное сечение составной сварной балки

заться недостаточной по прочности, исходя из работы ее на срез от наибольшей поперечной силы Q (опорной реакции). Наименьшую толщину стенки из этих условий проверяют по формуле

$$\delta_{\text{ст.мин}} \geq \frac{1,2 Q}{h R_{\text{ср}}}, \quad (\text{VII.19})$$

где $R_{\text{ср}}$ — расчетное сопротивление стали срезу.

Если толщина стенки окажется недостаточной, то надо ее увеличить.

3. КОМПОНОВКА СЕЧЕНИЯ СВАРНЫХ БАЛОК. ПРОВЕРКА ИХ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ

Окончательно высота сечения балки принимается по большему из значений $h_{\text{мин}}$ или $h_{\text{опт}}$. Эту высоту следует округлить (лучше в меньшую сторону), чтобы высота стенки балки совпадала со стандартной шириной прокатной универсальной или толстолистовой стали (ГОСТ 82—70 и ГОСТ 19903—74) или вся высота балки была бы кратной модулю 100 мм. Далее, имея высоту и толщину стенки, легко можно найти площади поясов.

Требуемый момент инерции поясов:

$$J_{\Pi} = J_{\text{тр}} - J_{\text{ст}} = \frac{W_{\text{тр}} h}{2} - \frac{\delta_{\text{ст}} h^3}{12}. \quad (\text{VII.20})$$

Здесь $J_{\text{тр}}$ — требуемый момент инерции всего сечения;
 $J_{\text{ст}}$ — момент инерции стенки.

С другой стороны, момент инерции поясов можно выразить через площади поясов балки F_{Π} :

$$J_{\Pi} = 2F_{\Pi} \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{F_{\Pi} h^2}{2}.$$

Выразив отсюда значение площади пояса и подставив момент инерции поясов из формулы (VII.20), найдем требуемую площадь одного пояса:

$$F_{\Pi} = \frac{2J_{\Pi}}{h^2} = \frac{2 \left(\frac{W_{\text{тр}} h}{2} - \frac{\delta_{\text{ст}} h^3}{12} \right)}{h^2} = \frac{W_{\text{тр}}}{h} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{6}. \quad (\text{VII.21})$$

По требуемой площади пояса выбирается поясной лист $F_{\Pi} = b_{\Pi} \delta_{\Pi}$.

Ширину поясного листа принимают в пределах $b_{\Pi} = (1/5 - 1/3) h$ (h — высота балки). Исходя из обеспечения местной устойчивости пояса его ширина

$$b_{\Pi} \leq 30 \delta_{\Pi} \sqrt{\frac{2l}{R}}$$

(R — расчетное сопротивление стали, кН/см²).

Поясные листы целесообразно принимать из широкополосной универсальной стали (ГОСТ 82—70), не требующей продольной резки листов.

При компоновке сечения требуемые величины (высоту, площадь поясов) округляют и фактический момент сопротивления может несколько отличаться от $W_{\text{тр}}$. Поэтому необходимо определить фактические геометрические характеристики принятого сечения и по ним проверить прочность и жесткость балки.

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R. \quad (\text{VII.22})$$

Касательные напряжения у опоры

$$\tau = \frac{QS}{J \delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}}. \quad (\text{VII.23})$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{M^{\text{н}} l}{10 EJ} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (\text{VII.24})$$

Здесь M и Q — максимальные расчетные момент и поперечная сила; $M^{\text{н}}$ — нормативный изгибающий момент; $W = 2J/h$ — момент сопротивления балки; J — момент инерции балки относительно нейтральной оси $x-x$, см⁴:

$$J = J_{\text{ст}} + J_{\Pi} = \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right)^2,$$

где $J_{\text{ст}}$ и J_{Π} — моменты инерции стенки и поясов балки относительно нейтральной оси;

$$S = F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right) + \frac{F_{\text{ст}}}{2} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{4} \right)$$

— статический момент полусечения относительно нейтральной оси $x-x$.

Обозначения входящих в формулы величин, приведены на рис. VII.7.

Если по каким-либо соображениям сечение балки подбирается с учетом развития пластических деформаций

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{1,12 R}; \quad \sigma = \frac{M}{1,12 W} \leq R,$$

то необходимо еще выполнение следующих дополнительных условий:

а) отношение ширины пояса сварной балки к его толщине не должно превосходить

$$b_{\text{п}} \leq 20 \delta_{\text{п}} \sqrt{\frac{21}{R}};$$

б) отношение высоты стенки к ее толщине не должно превышать

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 70 \sqrt{\frac{21}{R}}$$

(R — расчетное сопротивление стали, кН/см²);

в) касательные напряжения в месте наибольшего изгибающего момента должны быть не более 0,3 R .

4. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ КЛЕПАНЫХ БАЛОК

Сечения клепаных балок подбирают в том же порядке, что и сварных, однако с учетом того, что пояса при расчете клепаных балок состоят из уголков либо уголков с горизонтальными листами и сечение балки ослаблено отверстиями для заклепок (рис. VII.9). Предварительно ослабление сечения клепаной балки отверстиями для заклепок можно принять равным 15%.

Сечение клепаной балки подбирают следующим образом. По формуле (VII.12) определяют минимальную высоту сечения балки $h_{\text{мин}}$. По максимальному расчетному изгибающему моменту M вычисляют требуемые моменты сопротивления нетто и брутто:

$$W_{\text{тр}}^{\text{нт}} = \frac{M}{R} \quad \text{и} \quad W_{\text{тр}}^{\text{бр}} = 1,15 W_{\text{тр}}^{\text{нт}}. \quad (\text{VII.25})$$

По значению $W_{\text{тр}}^{\text{бр}}$ и выбранной толщине стенки $\delta_{\text{ст}}$ или ее гибкости k (см. табл. VII.1) определяют по формуле (VII.17) оптимальную высоту сечения $h_{\text{опт}}$ и увеличивают ее примерно на 10%. По значениям $h_{\text{мин}}$ и $h_{\text{опт}}$ устанавливают высоту сечения. Проверяют достаточность толщины стенки из условия ее среза максимальной поперечной силой Q по формуле (VII.19) и в случае необходимости окончательно корректируют высоту балки и толщину стенки.

Далее находят необходимый момент сопротивления брутто поясов

$$W_{\text{п}}^{\text{бр}} = W_{\text{тр}}^{\text{бр}} - \frac{\delta_{\text{ст}} h^2}{6}$$

и по нему требуемую площадь одного пояса

$$F_{\Pi} = \frac{W_{\Pi}^{6p}}{0,95h} \quad (\text{VII.26})$$

Здесь коэффициент 0,95 учитывает уменьшение расстояния между центрами тяжести поясов клепаемых балок по сравнению со сварными.

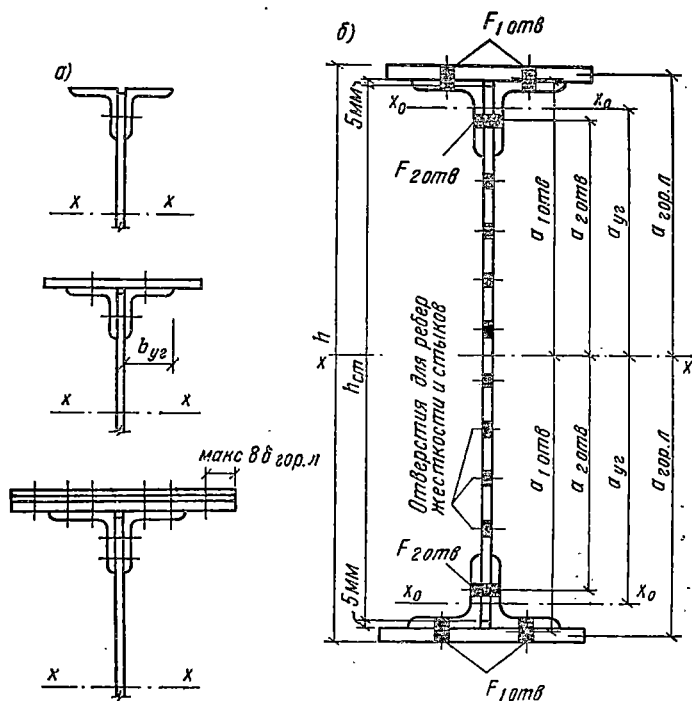


Рис. VII.9. Сечения составных клепаемых балок

а — типы верхних поясов; *б* — ослабление сечений отверстиями

По требуемой площади пояса компонуют его сечение. Уголки обычно применяют равнополочные с шириной полки

$$b_{yr} = \left(\frac{1}{9} - \frac{1}{12} \right) h.$$

Толщину полки уголка принимают равной толщине стенки балки или на 2—4 мм больше. Если площадь двух уголков выбрана так, что она равна требуемой площади пояса F_{Π} , тогда горизонтальные

листы не нужны. При $F_{\text{н}}$, большей, чем площадь двух уголков, находим необходимую площадь горизонтальных листов

$$F_{\text{гор.л}} = F_{\text{п}} - F_{2\text{уг.}}$$

Ширину горизонтального листа принимают такой, чтобы лист свешивался за края уголков, однако свес листа не должен быть больше, чем $8 \delta_{\text{гор.л}}$, считая от внешней риски поясных заклепок (см. рис. VII.9, а).

Если толщина горизонтального листа получается более 20—25 мм, то ставят пакет из двух или в крайнем случае из трех листов. Для надежной передачи усилий с поясных листов на стенку рекомендуется площадь двух уголков принимать не менее 30% всей площади пояса. Обушки уголков располагают на 5 мм выше кромок вертикального листа (за исключением подкрановых балок, где верхняя кромка стенки строгаются и устанавливается заподлицо с гранями уголков).

Скомпоновав сечение клепаной балки, вычисляют его фактические геометрические характеристики (предварительно наметив диаметр и расположение заклепок) и проверяют прочность и жесткость балки:

нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{нт}}} \leq R; \quad (\text{VII.27})$$

касательные напряжения у опоры

$$\tau = \frac{QS_{\text{бр}}}{J_{\text{бр}} \delta_{\text{ст}}} \frac{t}{t-d} \leq R_{\text{ср}}; \quad (\text{VII.28})$$

относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{M^{\text{н}} l}{10 E J_{\text{бр}}} \leq \left[\frac{f}{l} \right]. \quad (\text{VII.29})$$

В отличие от величин, применяемых для проверки сечения сварной балки (с. 147), здесь:

$W_{\text{нт}} = \frac{2J_{\text{нт}}}{h}$ — фактический момент сопротивления нетто; $J_{\text{нт}} = J_{\text{бр}} - J_{\text{осл}}$ — момент инерции нетто; $J_{\text{бр}}$ — момент инерции брутто; $J_{\text{осл}}$ — момент инерции площадей отверстий для заклепок относительно нейтральной оси сечения $x-x$; $S_{\text{бр}}$ — статический момент полусечения брутто относительно нейтральной оси $x-x$; $\frac{t}{t-d}$ — множитель, учитывающий увеличение касательных напряжений на опоре из-за ослабления стенки отверстиями для заклепок, прикрепляющих опорное ребро балки (t и d — шаг и диаметр этих заклепок).

5. ИЗМЕНЕНИЕ СЕЧЕНИЯ ПО ДЛИНЕ БАЛКИ

Сечение балки подбирают по наибольшему расчетному моменту $M_{\text{макс}}$. Ближе к опорам момент в разрезной балке значительно меньше, и ее сечение может быть уменьшено. Изменять сечения по длине балки целесо-

образно для больших балок — пролетом 12 м и более и при конструктивно простом выполнении, иначе получаемую экономию металла превзойдет возросшая трудоемкость изготовления. Из этих соображений очень редко изменяют высоту балки по длине и оставляют толщину и высоту стенки постоянной, а уменьшают сечение за счет уменьшения площади поясов. В сварных балках это

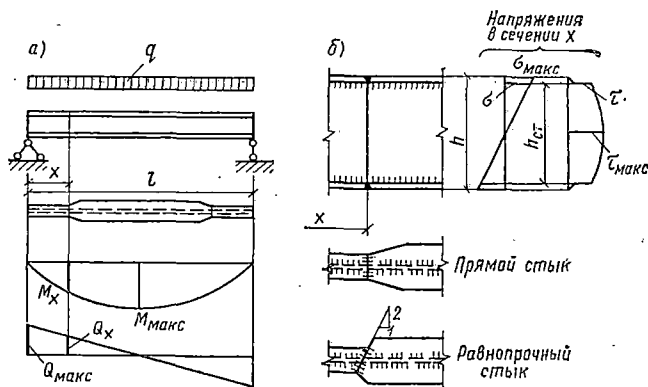


Рис. VII.10. Изменение сечения балки
а — схема; б — к проверке приведенных напряжений

достигается уменьшением ширины пояса (изменять толщину пояса менее удобно, так как балка делается неодинаковой высоты), в клепаных балках — за счет последовательного обрыва по мере приближения к опоре горизонтальных поясных листов.

Сечение изменяют, как правило, один раз. Рациональное место изменения сечения для разрезных балок находится на расстоянии $x = (1/5 - 1/6) l$ от опоры. Задавись этим расстоянием, определяют расчетный момент M_x и поперечную силу Q_x в месте изменения сечения (рис. VII.10, а). По моменту определяют требуемый момент сопротивления измененного сечения

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_x}{R_p^{\text{св}}}.$$

Так как толщина и высота стенки известны (те же, что и в подобранном сечении по максимальному момен-

ту), то по формуле (VII.21) сразу определяют требуемую площадь измененного сечения пояса

$$F_{\Pi} = \frac{W_x^{\text{TP}}}{h} - \frac{\delta_{\text{CT}} h_{\text{CT}}}{6}$$

и окончательно назначают сечение измененного пояса. Новая ширина пояса не должна быть уже $1/10 h$ и не должна составлять менее половины ширины пояса первоначального сечения. Кроме того, из конструктивных соображений ширина пояса измененного сечения не должна быть менее 180—200 мм.

В измененном сечении одновременно есть большие нормальные напряжения от изгибающего момента M_x и касательные напряжения от поперечной силы Q_x (рис. VII.10, б). В таких случаях необходима проверка *приведенных напряжений* по формуле (II.5')

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R \quad (\text{VII.30})$$

$$\text{или} \quad \sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + \sigma_m^2 - \sigma\sigma_m + 3\tau^2} \leq 1,15R \quad (\text{VII.31})$$

при наличии местных напряжений (см. VII.72) в измененном сечении. Напряжения σ и τ надо брать для наиболее невыгодно напряженного волокна балки, которое в двутавровых балках будет у места соединения пояса и стенки (рис. VII.10, б).

Напряжение σ определяют по общей формуле нормальных напряжений при изгибе

$$\sigma = \frac{M}{I} y,$$

где I — момент инерции измененного сечения; y — расстояние от нейтральной оси до волокна, в котором определяется напряжение.

Касательное напряжение

$$\tau = \frac{Q_x S_{\Pi}}{I \delta_{\text{CT}}}, \quad (\text{VII.32})$$

где $S_{\Pi} = F_{\Pi}(h/2 - \delta_{\Pi}/2)$ — статический момент измененного сечения пояса относительно нейтральной оси.

§ 26. ДРУГИЕ ВИДЫ СОСТАВНЫХ БАЛОК

1. БАЛКИ НЕСИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Балки несимметричного относительно горизонтальной оси сечения довольно широко распространены, когда например, к верхнему поясу кроме вертикальной P_x приложена и горизонтальная P_y поперечная нагрузка (рис. VII.11) или когда требуется увеличить общую устойчивость балки, что может быть достигнуто развитием верхнего пояса.

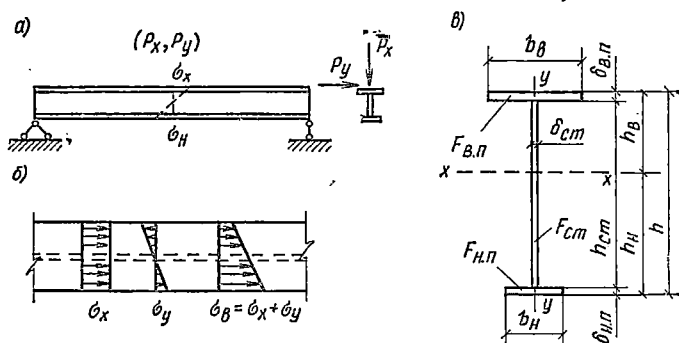


Рис. VII.11. К расчету балок несимметричного сечения

а и б — напряжения в стенке и в верхнем поясе; в — сечение несимметричной балки

При вертикальной и горизонтальной нагрузках на балку, например на подкрановые балки малых пролетов под легкие краны, вертикальный момент M_x воспринимается всем сечением балки, вызывая эпюру напряжений, приведенную на рис. VII.11, а, горизонтальный изгибающий момент M_y воспринимается только верхним поясом. Результирующая эпюра напряжений в верхнем поясе будет суммой эпюр от вертикальной σ_x и горизонтальной σ_y нагрузок (рис. VII.11, б). Очевидно, что такое сечение будет работать с полным использованием материала, когда наибольшие напряжения в верхнем поясе $\sigma_{\Sigma} = \sigma_x + \sigma_y$ будут равны расчетному сопротивлению R .

Асимметрию сечения A выражают отношением моментов сопротивления для верхних и нижних волокон сечения:

$$A = \frac{W_B}{W_H} = \frac{h_H}{h_B}, \quad (\text{VII.33})$$

где $W_B = I/h_B$ и $W_H = I/h_H$ — моменты сопротивления соответственно для верхних и нижних волокон сечения h_B и h_H — расстояния от центра тяжести сечения до верхнего и нижнего края (рис. VII.11, в).

В зависимости от соотношений вертикального и горизонталь-

ного моментов можно ориентировочно определить, насколько напряжения от вертикального момента вверху σ_x должны быть меньше напряжений внизу σ_n , и выразить это их соотношением

$$\beta = \sigma_x / \sigma_n.$$

Из подобия треугольников эпюры сжимающих и растягивающих напряжений следует, что

$$\frac{h_n}{h_b} = \frac{\sigma_n}{\sigma_x} \text{ или } A = \frac{1}{\beta}. \quad (\text{VII.34})$$

Таким образом, соотношение верхних и нижних напряжений даст возможность определить необходимую асимметрию сечения.

Аналогично симметричному двутавровому сечению можно выразить площадь асимметричного сечения с учетом степени асимметрии A и также, приравняв нулю первую производную площади по высоте, найти оптимальную высоту асимметричного сечения:

$$\text{или} \quad \left. \begin{aligned} h_{\text{опт}} &= \sqrt[3]{\frac{3A}{A+1} W_{\text{тр}} k} \\ h_{\text{опт}} &= \sqrt[3]{\frac{3A}{A+1} \frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII.35})$$

где $W_{\text{тр}} = W_n = M_x / R$.

Оптимальная высота асимметричного сечения получается несколько больше, чем симметричного. Определение необходимой высоты балки по жесткости, отношения $k = h_{\text{ст}} / \delta_{\text{ст}}$ или $\delta_{\text{ст}}$, предварительная проверка стенки на срез производятся так же, как и для симметричных сечений. Установив высоту сечения и толщину стенки, можно определить требуемые площади всего сечения и поясов (формулы приведены без вывода).

Требуемая площадь всего сечения

$$F = \frac{(A+1)}{h} W_{\text{тр}} + \frac{(A+1)^2 h \delta_{\text{ст}}}{6A}. \quad (\text{VII.36})$$

Площадь верхнего пояса

$$F_{\text{в.п}} = F \frac{A}{A+1} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2}. \quad (\text{VII.37})$$

Площадь нижнего пояса

$$F_{\text{н.п}} = F \frac{1}{A+1} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2}. \quad (\text{VII.38})$$

По этим данным komponуют сечение балки и проверяют нормальные и касательные напряжения:

$$\sigma_n = \frac{M_x}{W_n} \leq R \text{ и } \sigma_b = \sigma_x + \sigma_y = \frac{M_x}{W_b} + \frac{M_y}{W_y} \leq R;$$

$$\tau = \frac{Q_x S}{I_x \delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}}.$$

Жесткость проверяют так же, как и для балок симметричного сечения, по формуле (VII.24).

2. НЕРАЗРЕЗНЫЕ И КОНСОЛЬНЫЕ БАЛКИ

Особенность этих балок заключается в том, что в опорных сечениях одновременно действуют изгибающий момент и поперечная сила. Поэтому в этих сечениях должны проверяться приведенные напряжения по формулам (VII.30) или (VII.31). Сечения таких балок подбирают по тем же формулам и в том же порядке, что и для разрезных балок. Разница заключается лишь в том, что если наибольший расчетный момент является опорным, то требуемый момент сопротивления определяется с некоторым запасом, чтобы при совместном действии нормальных и касательных напряжений не было перенапряжения:

$$W_{\text{тр}} \approx \frac{M}{0,9R}, \quad (\text{VII.39})$$

где 0,9 — коэффициент, увеличивающий на 10% требуемый момент сопротивления.

Нормами разрешается в неразрезных и заделанных балках постоянно сечения (прокатных и сварных), если смежные пролеты отличаются не более чем на 20% и нагрузка статическая, расчетный изгибающий момент определять из условия выравнивания опорных и пролетных моментов. При этом значения расчетного момента принимают равными:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами — большей из величин

$$M_{\text{расч}} = \frac{1}{1 + \frac{u}{l}} M_1 \text{ или } M_{\text{расч}} = 0,5M_2,$$

где M_1 и M_2 — наибольшие изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке; u — расстояние от сечения, отвечающего моменту M_1 , до крайней опоры; l — крайний пролет;

б) в однопролетных и неразрезных балках с заделанными концами $M_{\text{расч}} = 0,5M$, где M — наибольший из моментов, вычисленный как в балке с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним заделанным и другим свободно опертым концом — как в крайнем пролете неразрезной балки со свободно опертыми концами (пункт а).

Выравнивание моментов приводит к развитию пластических деформаций в сечении, поэтому при подборе сечения необходимо выполнить дополнительные условия к таким балкам, изложенные на с. 148, однако нормальные напряжения следует проверять по упругому моменту сопротивления

$$\sigma = \frac{M_{\text{расч}}}{W} \leq R.$$

3. БАЛКИ С ЭЛЕМЕНТАМИ ИЗ РАЗНЫХ МАРОК СТАЛЕЙ БИСТАЛЬНЫЕ БАЛКИ

В балках с элементами из разных марок сталей (бистальные балки) пояса проектируют из стали повышенной прочности, а менее напряженную стенку — из обычной малоуглеродистой стали.

В расчетном предельном состоянии эпюра нормальных напряжений в такой балке выглядит, как это показано на рис. VII.12. Напряжения в поясах доводятся до расчетного сопротивления высокопрочной стали, а в участках стенки, примыкающих к поясам,

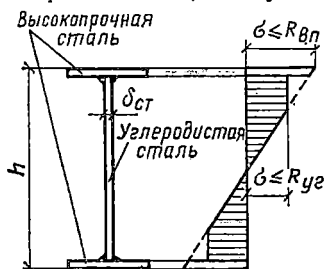


Рис. VII.12. К расчету балок с элементами из разных марок сталей

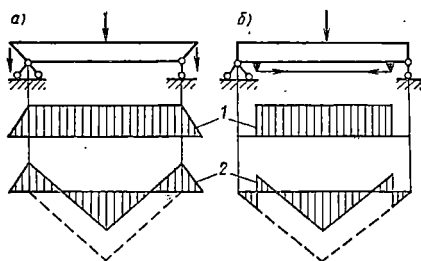


Рис. VII.13. Примеры предварительного напряжения балок

а — оттяжкой консолей; б — напрягающим элементом; 1 — эпюры моментов от предварительного напряжения; 2 — эпюры моментов под нагрузкой

появляется текучесть углеродистой стали. Эта текучесть не является опасной, так как она ограничена упругой работой поясов. Более того, балки с элементами из разных марок сталей могут применяться при переменных нагрузках (например, для подкрановых балок); в этом случае расчетное сопротивление стали поясов ($R_{в.п}$) не должно превосходить более чем вдвое расчетное сопротивление стали стенки ($R_{уг}$), иначе стенка окажется в условиях знакопеременной текучести и может быстро разрушиться.

Наибольший расчетный момент, который может выдержать балка,

$$M \approx R_{в.п} F_{п} h + R_{уг} \frac{\delta_{ст} h^2}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{уг}}{R_{в.п}} \right)^2 \right]. \quad (\text{VII.40})$$

Наименьшую и оптимальную высоту сечения таких балок можно определить по формулам (VII.12) и (VII.17) как для балок из одной стали повышенной прочности (принимая везде $R = R_{в.п}$). Предварительная проверка прочности стенки на срез по формуле (VII.19) должна выполняться при $R_{ср}$ для углеродистой стали.

Определив высоту балки и толщину стенки, можно определить часть изгибающего момента, воспринимаемого стенкой:

$$M_{ст} = R_{уг} \frac{\delta_{ст} h^2}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{уг}}{R_{в.п}} \right)^2 \right]. \quad (\text{VII.41})$$

Момент, который должен восприниматься поясами,

$$M_{\Pi} = M - M_{\text{ст}} = R_{\text{в.п}} F_{\Pi} h,$$

откуда необходимая площадь одного пояса

$$F_{\Pi} = \frac{M_{\Pi}}{R_{\text{в.п}} h}. \quad (\text{VII.42})$$

Скомпоновав по этим данным сечение, определяют его точные геометрические характеристики и проверяют прочность; от нормальных напряжений — по формуле (VII.40), а касательные напряжения — по обычной формуле (VII.23):

$$\tau = \frac{QS}{I\delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}} \text{ (для углеродистой стали).}$$

Относительные прогибы можно определить полностью по нормативным нагрузкам в предположении полностью упругой работы сечения, т. е. так же, как для балки из одной стали.

4. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ БАЛКИ

Предварительным напряжением в металлических балках специально создаются внутренние напряжения, как правило, обратного знака напряжения от внешней нагрузки. Благодаря этому несущая способность балки в упругой стадии работы увеличивается, что приводит к экономии металла до 15% при экономии стоимости до 10%.

Предварительное напряжение балок осуществляется двумя способами: регулированием изгибающих моментов натяжением консолей балок, смещением опор по высоте в неразрезных балках и т. п. (рис. VII.13, а); применением напрягающих элементов (затяжек) из пучков высокопрочной проволоки или тросов, которыми сжимается растянутая внешней нагрузкой часть балки (рис. VII.13, б).

Рассмотрим работу предварительно-напряженной балки с прямолинейным напрягающим элементом, расположенным вблизи нижнего пояса (рис. VII.14, а). Будем рассматривать напряжения в сечении по середине балки. От силы предварительного напряжения (усилие в затяжке) в сечении балки возникнут напряжения внецентренного сжатия силой X , приложенной с эксцентриситетом по отношению к нейтральной оси f . Эпюра напряжений показана на рис. VII.14, б. Напряжения в верхних и нижних волокнах балки:

$$\sigma'_в = -\frac{n_1 X}{F} + \frac{n_1 X f}{W_в} \leq R; \quad (\text{VII.43})$$

$$\sigma'_н = -\frac{n_1 X}{F} - \frac{n_1 X f}{W_н} \leq R, \quad (\text{VII.44})$$

где n_1 — коэффициент перегрузки усилием предварительного напряжения, принимаемый $n_1 = 1,1$ (табл. 1 прил. I); F — площадь сечения балки; $W_в$ и $W_н$ — моменты сопротивления верхнего и нижнего волокна балки.

Эти напряжения не должны быть больше расчетного сопротивления, так как иначе балка разрушится силой предварительного напряжения без нагрузки.

Эпюра напряжений в балке от действия расчетного изгибающего момента M будет обратного знака (см. рис. VII.14, в), и напряжения верхних σ'_B и нижних σ''_H волокон определяются формулами:

$$\sigma'_B = -\frac{M}{W_B}; \quad \sigma''_H = \frac{M}{W_H}. \quad (\text{VII.45})$$

Очевидно, что результирующими напряжениями в сечении предварительно-напряженной балки будут суммарные напряжения от предварительного напряжения и внешней нагрузки.

а)

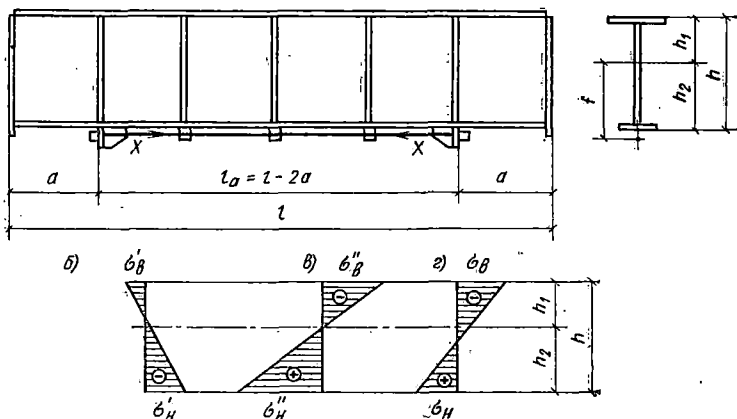


Рис. VII.14. К расчету предварительно-напряженной балки

Так как под действием внешней нагрузки балка прогибается и ее нижние волокна растягиваются, то происходит удлинение напрягающего элемента, усилие в нем возрастает (самонапряжение) и будет под нагрузкой равно $X + X_1$, где X_1 — дополнительная сила самонапряжения. Поэтому, складывая напряжения от усилия в затяжке и внешней нагрузки, в формулы (VII.43) и (VII.44) следует подставить $X + X_1$ вместо X . Тогда окончательно расчетные напряжения в верхнем σ'_B и нижнем волокнах предварительно-напряженной балки в рабочем состоянии) будут равны (рис. VII.14, в):

$$\sigma'_B = -\frac{n_2 X + X_1}{F} + \frac{(n_2 X + X_1)f}{W_B} - \frac{M}{W_B} \leq R; \quad (\text{VII.46})$$

$$\sigma''_H = -\frac{n_2 X + X_1}{F} - \frac{(n_2 X + X_1)f}{W_H} + \frac{M}{W_H} \leq R. \quad (\text{VII.47})$$

Здесь n_2 — коэффициент возможной недогрузки усилия предварительного напряжения, принимаемый $n_2 = 0,9$ (табл. 1 прил. I), так как в данном случае уменьшение этого усилия увеличивает окончательные напряжения в балке.

При обеспечении надежного контроля усилия предварительного напряжения разрешается принимать коэффициенты $n_1 = n_2 = 1$.

Напряжения в натягающем элементе проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{n_1 X + X_f}{F_a} \leq R_a, \quad (\text{VII.48})$$

где F_a и R_a — площадь и расчетное сопротивление материала натягающего элемента.

Необходимо проверить также нижний пояс балки на устойчивость от силы предварительного напряжения X по формуле

$$\sigma_{\text{н}} \leq \varphi R, \quad (\text{VII.49})$$

где φ — коэффициент продольного изгиба нижнего пояса из плоскости балки на участке между креплениями затяжки к поясу балки. Остальные обозначения уже приводились.

Усилие самонапряжения X_1 определяется как в однажды статически неопределимой балке:

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\int_a^{l-a} \frac{M_1 M}{EI} dx}{\int_a^{l-a} \frac{M_1^2}{EI} dx + \frac{l_a}{EF} + \frac{l_a}{E_a F_a}}, \quad (\text{VII.50})$$

где M — момент в основной системе (балке) от внешней нагрузки; M_1 — момент от силы $X_1 = 1$; E и E_a — модули упругости материала балки и натягающего элемента; F и F_a — площади балки и натягающего элемента; I — момент инерции балки; a — расстояние от опоры балки до крепления натягающего элемента (см. рис. VII.14, а).

Для предварительно-напряженных балок с прямолинейной затяжкой при симметричной нагрузке

$$X_1 = \frac{\omega f}{\left(f^2 + \frac{EJ}{E_a F_a} + \frac{J}{F}\right) l_a}, \quad (\text{VII.51})$$

где ω — площадь эпюры моментов от внешней нагрузки как для простой балки на участке под натягающим элементом.

Оптимальное напряженное состояние в предварительно-напряженных балках с затяжкой у нижнего пояса будет в том случае, если напряжения только от усилия предварительного напряжения в нижнем поясе будут равны расчетному сопротивлению R формула (VII.44), а при загрузении внешней нагрузкой напряжения и в верхнем и в нижнем поясе будут также равняться расчетному сопротивлению формулы (VII.46) и (VII.47). В этом случае материал балки используется наилучшим образом, и балка будет наиболее экономичной.

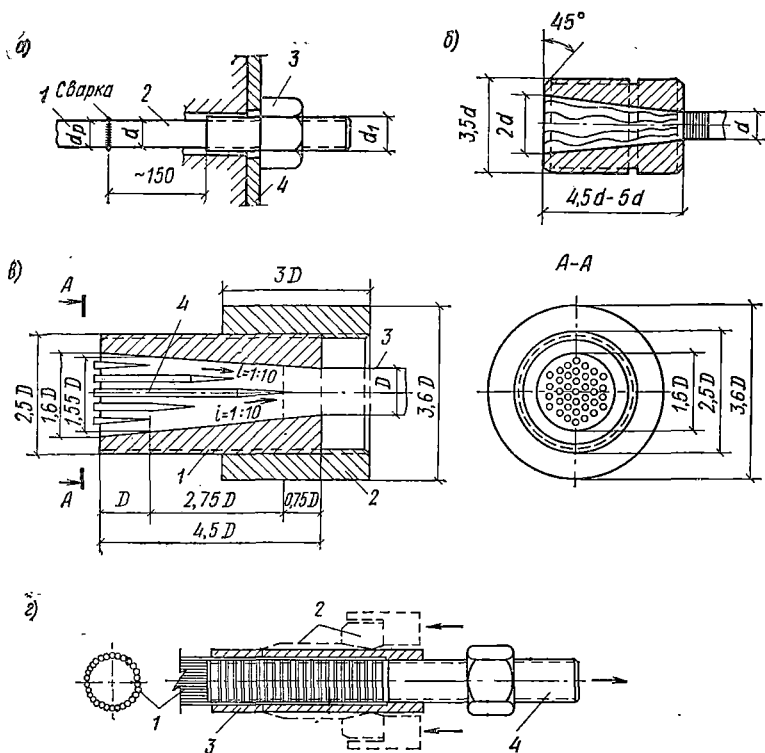


Рис. VII.15. Типы анкеров

а — гайка с нарезкой; 1 — рабочий стержень; 2 — концевой элемент с резьбой; 3 — гайка; 4 — конструкция; б — с заливкой баббитом; в — с мелкими клиньями (Гипромез); 1 — анкерный стакан; 2 — муфта; 3 — проволоочный пучок; 4 — клинья; г — гильзовый с опрессовкой: 1 — проволока; 2 — гильза и обжимное кольцо до опрессовки; 3 — гильза после опрессовки; 4 — стержень анкера с гайкой

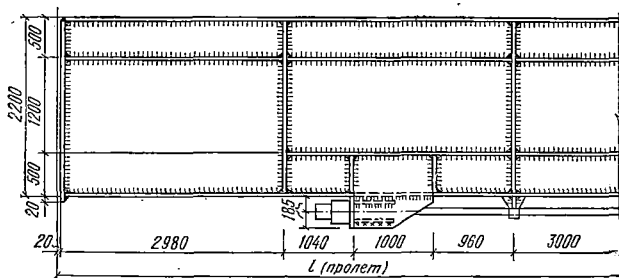


Рис. VII.16. Пример конструктивного решения предварительно-напряженной балки

Выгодное сечение предварительно-напряженной балки несимметричное, с развитым верхним поясом. Асимметрия сечения характеризуется коэффициентом асимметрии

$$A = \frac{W_B}{W_H} = \frac{h_2}{h_1}, \quad (\text{VII.52})$$

которая для оптимальных балок имеет значение $A \approx 1,6-1,8$.

Оптимальное распределение материала в сечении составляет: верхний пояс $F_{в.п.} = (0,3-0,35) F$, стенка $F_{от} = (0,55-0,6) F$, нижний пояс $F_{н.п.} = (0,1-0,15) F$ (F — площадь всего сечения балки).

Предварительно-напряженные балки изготовляют из малоуглеродистой и низколегированной стали.

Для напрягающих элементов применяются высокопрочная проволока по ГОСТ 7348—63 в виде пучков с параллельным расположением проволок, стержни из сталей повышенной прочности, а также стальные канаты (ГОСТ 3064—66, 3065—66, 3067—66, 3068—66, 3079—69, 2688—69).

За расчетное сопротивление высокопрочной проволоки и стальных канатов принимают соответственно временное сопротивление проволоки или напряжения разрывного усилия каната, установленные соответствующими ГОСТами, деленные на коэффициент безопасности по материалу $k=1,6$.

Модули упругости напрягающих элементов принимают:

для пучков из высокопрочной проволоки с параллельным расположением $2 \cdot 10^4$ кН/см²;

для стальных канатов спиральных закрытых $1,7 \cdot 10^4$ кН/см²; спиральных и с металлическим сердечником $1,5 \cdot 10^4$ кН/см².

На концах затяжек устраивают анкера, которые имеют различную конструкцию (рис. VII.15). При сплошных стержнях из высокопрочных сталей применяют анкера в виде гаек, навинчивающихся на резьбу по концам стержня. Значительно труднее анкеровать пучки и тросы, так как усилия в затяжках очень большие, а анкер должен быть компактным и не тяжелым.

Применяют анкера в виде стального стакана с конической стенкой. Распущенный в расширенной части стакана конец каната или высокопрочные проволоки заливают баббитом. Хорошо работает анкер для пучков проволоки конструкции Гипромеца; в расширенную часть анкера забивают мелкие клинья разных длин. При вытаскивании из анкера пучок тащит вместе с собой клинья и надежно запрессовывается в анкере. Для анкеровки канатов и небольших пучков проволоки применяют анкер с наружной опрессовкой. Надетая на конец троса гильза при продавливании через матрицу плотно опрессовывает канат и надежно его удерживает, затем на гильзе нарезают резьбу и навинчивают анкерную гайку. Обычно затяжки изготовляют отдельно, затем их подвергают предварительной вытяжке усилием, превышающим на 10% расчетное, и затем устанавливают в конструкцию.

Предварительное напряжение конструкции чаще всего осуществляется гидравлическими домкратами, которые, упираясь в конструкцию, натягивают затяжку, и при достижении контролируемого усилия между анкером и упором на конструкции вставляются вилкообразные шайбы или до упора свинчивается анкерная гайка (муфта). Есть и другие способы натяжения: оттяжкой за-

тяжки вниз, при помощи нагрева напрягающего элемента (электро-термический способ натяжения) и т. д.

Одно из конструктивных решений предварительно-напряженной балки показано на рис. VII.16.

ПРИМЕРЫ ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Пример VII.5. Подобрать сечение главной балки рабочей площадки, конструкция которой показана на рис. VII.17, а. Ширина ячейки площадки $a=6$ м, длина ее $l=12$ м.

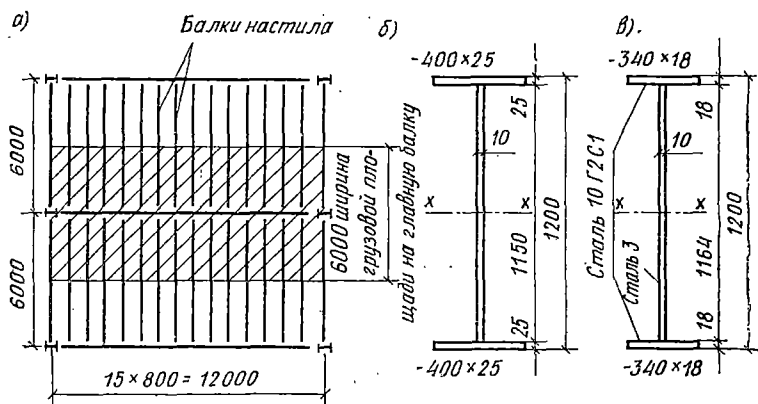


Рис. VII.17. К примеру расчета сварной составной балки

Нормативная равномерно распределенная временная нагрузка на рабочую площадку $q_2^H=20$ кН/м². По главным балкам уложены балки настила из прокатных двутавров № 27а с шагом 80 см и по ним — стальной настил толщиной 8 мм. Материал балки — сталь класса С 38/23 (ВСтЗпс6).

Сбор нагрузок. Нормативная погонная нагрузка на балку

$$q^H = (q_1^H + q_2^H) a = \left(\frac{0,339}{0,8} + 1 \cdot 1 \cdot 0,008 \cdot 78,5 + 20 \right) 6 = 126,3 \text{ кН/м.}$$

Здесь q_1^H — нормативная нагрузка от собственной массы балок настила (вес 1 м балки I № 27а, 0,339 кН, а расположены они через 0,8 м) и настила (78,5 кН/м³ — удельный вес стали).

Расчетная погонная нагрузка

$$q = (n_1 q_1^H + n_2 q_2^H) a = (1,1 \cdot 1,05 + 1,2 \cdot 20) 6 = 153,2 \text{ кН/м,}$$

где n_1 и n_2 — коэффициенты перегрузки для постоянной и временной нагрузки.

Определение расчетных усилий. Расчетный изгибающий момент — в середине пролета и поперечная сила на опоре (см. рис. VII.6):

$$M_{\text{макс}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{153,2 \cdot 12^2}{8} = 2760 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\text{макс}} = \frac{ql}{2} = \frac{153,2 \cdot 12}{2} = 919 \text{ кН}.$$

Для подбора сечения балки надо найти также значение нормативного изгибающего момента

$$M^{\text{н}} = \frac{q^{\text{н}} l^2}{8} = \frac{126,3 \cdot 12^2}{8} = 2275 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подбор сечения балки. Наименьшая высота сечения балки из условия жесткости — формула (VII.12):

$$h_{\text{мин}} = \frac{lR}{10^5 \left[\frac{f}{l} \right]} \frac{M^{\text{н}}}{M} = \frac{1200 \cdot 21}{10^5 \cdot 1/400} \frac{227500}{276000} = 83 \text{ см}.$$

Здесь $R=21 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление стали.

Предельный относительный прогиб $[f/l]$ принят по табл. 4 прил. I.

Высота сечения балки из условий наименьшего веса (оптимальная высота). Предварительно определим требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R} = \frac{276000}{21} = 13150 \text{ см}^3.$$

и по эмпирической формуле (VII.18) найдем ориентировочно толщину стенки

$$\delta_{\text{ст}} = 7 + 3h = 7 + 3 \cdot 1,2 = 10,6 \text{ мм}.$$

Здесь $h \approx 1/10 \text{ } l = 12/10 = 1,2 \text{ м}$ — примерная высота балки.

Толщину стенки (или значение $k = h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}}$) можно взять по табл. VII.I.

Примем для дальнейшего расчета $\delta_{\text{ст}} = 10 \text{ мм}$, тогда оптимальная высота сечения по формуле (VII.17):

$$h_{\text{опт}} = 1,1 \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}} = 1,1 \sqrt{\frac{13150}{1}} = 126 \text{ см}.$$

Проверим стенку балки на срез по формуле (VII.19):

$$\delta_{\text{мин}} = \frac{1,2Q}{hR_{\text{ср}}} = \frac{1,2 \cdot 919}{126 \cdot 13} = 0,68 \text{ см}.$$

Здесь $R_{\text{ср}} = 13 \text{ кН/см}^2$.

Принимаем окончательную высоту балки $h = 120 \text{ см}$ и толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = 10 \text{ мм}$.

Требуемая площадь пояса по формуле (VII.21):

$$F_{\text{п}} = \frac{W_{\text{тр}}}{h} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{6} = \frac{13150}{120} - \frac{1 \cdot 120}{6} = 90 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс балки из листов широкополосной универсальной стали сечением 400×25 мм ($F_{\Pi} = 100 \text{ см}^2$). Соотношение $\delta_{\Pi}/\delta_{\text{ст}} = 40/2,5 = 16 < 30$, поэтому местная устойчивость листа обеспечена. Сечение балки показано на рис. VII.17, б.

Проверка прочности и жесткости балки. Предварительно найдем точные геометрические характеристики принятого сечения. Момент инерции относительно нейтральной оси $x-x$

$$I = \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 115^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 2,5 \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 817\,000 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{2I}{h} = \frac{2 \cdot 817\,000}{120} = 13\,600 \text{ см}^3.$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси $x-x$:

$$S = F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right) + \frac{F_{\text{ст}}}{2} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{4} \right) = 40 \cdot 2,5 \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{1 \cdot 115}{2} \left(\frac{115}{4} \right) = 7600 \text{ см}^3.$$

Теперь проверяем прочность и жесткость балки.

Нормальные напряжения в середине пролета по формуле (VII.22):

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{276\,000}{13\,600} = 20,3 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения у опоры по формуле (VII.23)

$$\tau = \frac{QS}{I\delta_{\text{ст}}} = \frac{919 \cdot 7600}{817\,000 \cdot 1} = 8,5 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ср}} = 13 \text{ кН/см}^2.$$

Относительный прогиб балки по формуле (VII.24)

$$\frac{f}{l} = \frac{M^{\text{II}} l}{10EI} = \frac{227\,500 \cdot 1200}{10 \cdot 21\,000 \cdot 817\,000} = 0,00152 = \frac{1}{660} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}.$$

Прочность и жесткость балки обеспечены.

Пример VII.6. По исходным данным примера VII.5 подобрать сечение главной балки из разных марок стали: пояса — низколегированная сталь класса С 46/33 с расчетным сопротивлением $R = 29 \text{ кН/см}^2$, стенка — углеродистая сталь класса С 38/23 с расчетным сопротивлением $R = 21 \text{ кН/см}^2$.

Расчетные усилия на балку принимаем по примеру VII.5:

$$M = 2760 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad M^{\text{II}} = 2275 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad Q = 919 \text{ кН}.$$

Подбор сечения балки. Наименьшая высота сечения по формуле (VII.12):

$$h_{\min} = \frac{l R_{\text{в.п}}}{10^5 \left[\frac{f}{l} \right]} \frac{M^{\text{н}}}{M} = \frac{1200 \cdot 29}{10^5 \cdot 1/400} \frac{227\,500}{276\,000} = 114 \text{ см.}$$

Оптимальная высота балки по формуле (VII.17). Предварительно найдем требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{R_{\text{в.п}}} = \frac{276\,000}{29} = 9500 \text{ см}^3$$

и примем толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = 10$ мм по тем же соображениям, что и в примере VII.5. Тогда

$$h_{\text{опт}} = 1,1 \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}} = 1,1 \sqrt{\frac{9500}{1}} = 107 \text{ см.}$$

Проверяем стенку балки на срез по формуле (VII.19):

$$\delta_{\min} = \frac{1,2Q}{h R_{\text{уг}}} = \frac{1,2 \cdot 919}{114 \cdot 13} = 0,74 \text{ см.}$$

Здесь $R_{\text{уг}} = 13 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление срезу углеродистой стали.

Принимаем окончательно высоту балки $h = 120$ см и толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = 10$ мм.

Находим по формуле (VII.41) часть изгибающего момента, воспринимаемого стенкой балки:

$$M_{\text{ст}} = R_{\text{уг}} \frac{\delta_{\text{ст}} h^2}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{\text{уг}}}{R_{\text{в.п}}} \right)^2 \right] = 21 \frac{1 \cdot 120^2}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{21}{29} \right)^2 \right] = 62\,500 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Часть момента, который должен восприниматься поясами:

$$M_{\text{п}} = M - M_{\text{ст}} = 276\,000 - 62\,500 = 213\,500 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Необходимая площадь сечения одного пояса балки по формуле (VII.42):

$$F_{\text{п}} = \frac{M_{\text{п}}}{R_{\text{в.п}} h} = \frac{213\,500}{29 \cdot 120} = 61,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояса балки из листов сечением 340×18 мм ($F_{\text{п}} = 61,2 \text{ см}^2$). Сечение балки показано на рис. VII.17, в.

Находим необходимые геометрические характеристики сечения для проверки прочности и жесткости балки. Момент инерции относительно нейтральной оси:

$$I = \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2 F_{\text{п}} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\text{п}}}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 116,4^3}{12} + 2 \cdot 61,2 \left(\frac{116,4}{2} + \frac{1,8}{2} \right)^2 = 558\,000 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения:

$$S = F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right) + \frac{F_{\text{ст}}}{2} \frac{h_{\text{ст}}}{4} = 61,2 \left(\frac{116,4}{2} + \frac{1,8}{2} \right) + \frac{1 \cdot 116,4}{2} \frac{116,4}{4} = 5310 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности и жесткости балки. Прочность по нормальным напряжениям — формула (VII.40):

$$M = R_{\text{в.п}} F_{\Pi} h + R_{\text{уг}} \frac{\delta_{\text{ст}} h^3}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{R_{\text{уг}}}{R_{\text{в.п}}} \right)^2 \right] = 29 \cdot 61,2 \cdot 120 + 21 \frac{1 \cdot 120^3}{4} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{21}{29} \right)^2 \right] = 2760 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Касательные напряжения по формуле (VII.23):

$$\tau = \frac{QS}{I \delta_{\text{ст}}} = \frac{919 \cdot 5310}{558 000 \cdot 1} = 9,05 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ср.уг}} = 13 \text{ кН/см}^2.$$

Относительный прогиб по формуле (VII.24):

$$\frac{f}{l} = \frac{M^{\text{н}} l}{10EI} = \frac{227 500 \cdot 1200}{10 \cdot 21 000 \cdot 558 000} = 0,00233 = \frac{1}{430} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}.$$

§ 27. ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК

Подобрав сечение балки, удовлетворяющее требованиям прочности и жесткости, необходимо обеспечить общую устойчивость балки. Проверять устойчивость балок не надо, если:

1) распределенная статическая нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (железобетонные плиты, плоские стальные листы и т. д.);

2) отношение расчетной длины сжатого пояса двутавровой балки l к ширине верхнего пояса b_{Π} не превышает величин, приведенных в табл. VII.2.

Расчетная длина сжатого пояса l принимается равной расстоянию между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлы горизонтальных связей, точки опирания ребер жесткого настила и т. д.), при отсутствии промежуточных закреплений l — пролет балки.

Если приведенные выше условия не выполняются, то необходимо проверить общую устойчивость балки по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_b W_{\text{бр}}} \leq R. \quad (\text{VII.53})$$

ТАБЛИЦА VII.2. НАИБОЛЬШИЕ ОТНОШЕНИЯ l/b_{Π} , ПРИ КОТОРЫХ
НЕ НУЖНА ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК ИЗ СТАЛИ
КЛАССА С 38/23*

Тип балки	$\frac{h}{b_{\Pi}}$	Наибольшие значения l/b_{Π} для балок с соотношением размеров			
		$h/\delta_{\Pi} = 100$		$h/\delta_{\Pi} = 50$	
		при нагрузке, приложенной к поясу			
		верхнему	нижнему	верхнему	нижнему
Сварная	2	16	25	17	26
	4	15	23	16	24
	6	13	21	15	22
Клепаная	2	21	30	30	42
	4	18	28	25	35
	6	16	25	21	32

* Для балок из сталей других классов приведенные в таблице значения l/b_{Π} должны быть умножены на $\sqrt{\frac{21}{R}}$, где R — расчетное сопротивление новой стали, кН/см².

Обозначения. h — высота сечения балки; b_{Π} и δ_{Π} — ширина и толщина сжатого пояса.

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии коэффициент определяют

$$\varphi_{\sigma} = \varphi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 10^3.$$

Значения коэффициента φ принимают по указаниям, приведенным в Нормах проектирования стальных конструкций (СНиП II-V.3-72) в зависимости от статической схемы балки, характера нагрузки и геометрических параметров сечения.

§ 28. ПРОВЕРКА МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛКИ

Как конструктивный элемент балка представляет собой систему тонких пластинок, находящихся в напряженном состоянии. Если напряжения в пластинках достигнут критических значений, то может произойти их выпучивание или местная потеря устойчивости (см. § 7). Выпученная часть пластинки выключается из работы в данном сечении и балка может потерять несущую спо-

способность. Поэтому, подобрав сечение составной балки, проверив ее прочность, жесткость и общую устойчивость, необходимо убедиться в обеспечении местной устойчивости всех ее элементов.

Критические напряжения потери устойчивости пластинки зависят от ее размеров, характера напряженного состояния и типа закрепления концов.

1. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СЖАТОГО ПОЯСА БАЛКИ

Пояс балки является пластинкой шириной b_0 , защемленной по одной продольной стороне (в месте присоединения к стенке балки) и находящейся под воздействием равномерно распределенных сжимающих напряжений σ (рис. VII.18). Критические напряжения для такой пластинки, kH/cm^2 :

$$\sigma_{\text{кр}} = 0,81 \left(\frac{100 \delta_{\text{п}}}{b_0} \right)^2. \quad (\text{VII.54})$$

Если критические напряжения будут выше предела текучести, то потери устойчивости не произойдет, так как раньше исчерпается прочность. Поэтому, подставив в формулу (VII.54) вместо критических напряжений предел текучести, можно найти наибольшее отношение ширины свеса пояса b_0 к его толщине $\delta_{\text{п}}$, при котором местная устойчивость будет всегда обеспечена:

$$\frac{b_0}{\delta_{\text{п}}} = 100 \sqrt{\frac{0,81}{24}} \approx 18. \quad (\text{VII.55})$$

Учитывая возможные погнутости пояса, неблагоприятно влияющие на устойчивость, предельное отношение свеса пояса для балок из стали класса С 38/23 принимается $b_0/\delta_{\text{п}} = 15$ или примерно $b_{\text{п}}/\delta_{\text{п}} \leq 30$.

Для сталей с более высоким пределом текучести предельные отношения свеса пояса к его толщине получаются меньшими и принимаются по табл. VII.3.

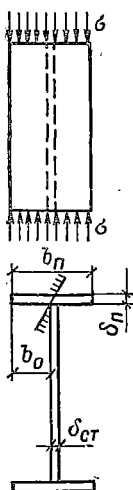


Рис. VII.18. К проверке местной устойчивости пояса балки

ТАБЛИЦА VII.3. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ОТНОШЕНИЯ СВЕСА ПОЯСА
К ТОЛЩИНЕ b_0/δ_{Π} В БАЛКАХ

Класс стали	С 38/23	С 44/29, С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
b_0/δ_{Π}	15	13	11	10,5	10	9

В случае недонапряжения балки эти значения могут быть увеличены в $\sqrt{R/\sigma}$ раза, но не более чем на 25% (R — расчетное сопротивление стали; σ — действительные напряжения в поясе).

2. МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СТЕНКИ БАЛКИ

Стенку балки можно рассматривать как пластинку, закрепленную в поясах в продольном направлении и в ребрах жесткости (если они есть) в поперечном на-
 пра-

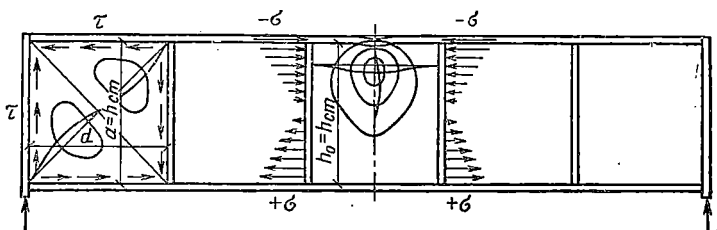


Рис. VII.19. Выпучивание стенки от нормальных и касательных напряжений

влении, находящуюся под воздействием нормальных или касательных (либо тех и других одновременно) напряжений (рис. VII.19).

Потеря устойчивости стенки от нормальных напряжений. В средней части балки нормальные напряжения имеют наибольшее значение, а касательные равны нулю или имеют небольшое значение, и стенка может потерять устойчивость от нормальных напряжений изгиба. Критические напряжения (кН/см^2) в стенке при изгибе

$$\sigma_{кр} = k_0 \left(\frac{100 \delta_{ст}}{h_0} \right)^2, \quad (VII.56)$$

где h_0 — расчетная высота стенки (рис. VII.20), принимаемая для сварных балок равной высоте стенки, а для клепаных — расстоянию между внутренними рисками поясных заклепок. Для балок несимметричного сечения под h_0 принимается удвоенное расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека; k_0 — коэффициент, принимаемый по табл. VII.4, в зависимости от γ , учитывающий степень защемления стенки в поясах;

$$\gamma = c \frac{b_{\text{п}}}{h_{\text{ст}}} \left(\frac{\delta_{\text{п}}}{\delta_{\text{ст}}} \right)^3, \quad (\text{VII.57})$$

где $b_{\text{п}}$ и $\delta_{\text{п}}$ — ширина и толщина сжатого пояса балки; $h_{\text{ст}}$ и $\delta_{\text{ст}}$ — высота и толщина стенки; c — коэффициент, принимаемый равным: при непрерывном опирании на сжатый пояс жестких плит — бесконечности, для подкрановых балок — 2, в прочих случаях — 0,8.

ТАБЛИЦА VII.4. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА k_0

γ	k_0	γ	k_0
$\leq 0,8$	63	6	73,2
1	66,2	10	73,7
2	70	≥ 30	74,6
4	72,7		

Для клепаных балок $k_0 = 70$.

Приняв наименьшее значение $k_0 = 63$, можно найти наибольшее отношение высоты стенки к ее толщине, при котором ее местная устойчивость будет обеспечена ($\sigma_{\text{кр}} \geq \sigma_{\text{т}}$):

для стали класса С 38/23

$$\frac{h_0}{\delta_{\text{ст}}} = 100 \sqrt{\frac{k_0}{\sigma_{\text{т}}}} = 100 \sqrt{\frac{63}{24}} \approx 160; \quad (\text{VII.58})$$

для других классов стали это отношение не должно превышать

$$\frac{h_0}{\delta_{\text{ст}}} \leq 160 \sqrt{\frac{21}{R}},$$

где R — расчетное сопротивление стали, кН/см².

В общем случае условие устойчивости стенки при действии только нормальных напряжений можно записать в виде

$$\sigma / \sigma_{\text{кр}} \leq 1, \quad (\text{VII.59})$$

где σ — расчетное нормальное напряжение на границе отсека (у верха h_0 , рис. VII.20), определяемое по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{J_x^{бр}} y. \quad (\text{VII.60})$$

Здесь $J_x^{бр}$ — момент инерции сечения брутто; y — расстояние от нейтральной оси до верха отсека; $\sigma_{кр}$ — критические напряжения потери устойчивости, определяемые по формуле (VII.56).

Расчетное нормальное напряжение σ определяется по среднему значению изгибающего момента M в пределах отсека (между смежными поперечными ребрами жесткости).

Если длина отсека больше, чем h_0 , то σ определяется по среднему значению момента для наиболее напряженного участка с длиной, равной расчетной высоте отсека.

Потеря устойчивости стенки от касательных напряжений. Вблизи от опор разрезных балок касательные напряжения имеют наибольшее значение, под влиянием которых стенка сжимается по диагонали (см. рис. VII.19) и может произойти ее выпучивание.

Критические касательные напряжения (кН/см^2)

$$\tau_{кр} = \left(12,5 + \frac{9,5}{\mu^2} \right) \left(\frac{100 \delta_{ст}}{d} \right)^2, \quad (\text{VII.61})$$

где $\mu = a/d$ — отношение большей стороны пластинки к меньшей; d — меньшая из сторон пластинки (см. рис. VII.19).

Предельное отношение $h_0/\delta_{ст}$, при котором не надо укреплять стенку поперечными ребрами жесткости, можно определить по формуле (VII.61), приравнявая критические напряжения пределу текучести при сдвиге ($\tau_t = 0,6 \sigma_t$) и принимая длинную сторону пластинки равной бесконечности ($\mu = \infty$). При этом для стали класса С38/23 получится отношение $h_0/\delta_{ст}$ равным 95, а для других сталей — $95 \sqrt{21/R}$ (R , кН/см^2).

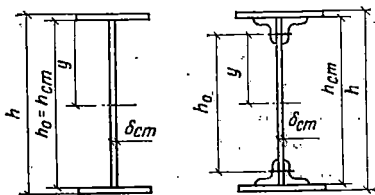


Рис. VII.20. Обозначение расчетных размеров

В общем случае местная устойчивость стенки при действии только касательных напряжений будет обеспечена, если

$$\tau/\tau_{кр} \leq 1, \quad (\text{VII.62})$$

где τ — среднее расчетное касательное напряжение в отсеке, определяемое по формуле

$$\tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}}, \quad (\text{VII.63})$$

где Q — среднее значение поперечной силы в пределах отсека; $h_{ст}$ и $\delta_{ст}$ — высота и толщина стенки.

Потеря устойчивости стенки от совместного действия нормальных и касательных напряжений. В сечениях балки, где одновременно действуют нормальные и касательные напряжения, стенка может потерять устойчивость от их совместного воздействия. Устойчивость стенки в этом случае будет обеспечена, если удовлетворяется соотношение

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{VII.64})$$

где σ и τ — расчетные нормальные и касательные напряжения, определяемые по формулам (VII.60) и (VII.63); $\sigma_{кр}$ и $\tau_{кр}$ — критические напряжения пластинки, определяемые по формулам (VII.56) и (VII.61).

Если сосредоточенная нагрузка прикладывается к балке в местах, не укрепленных ребрами жесткости, то в стенке возникают местные сжимающие напряжения σ_m [см. формулу (VII.72)], усугубляющие потерю устойчивости. В этом случае устойчивость стенки должна проверяться по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{м.кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}}\right)^2} \leq 1, \quad (\text{VII.65})$$

где $\sigma_{м.кр}$ — местное критическое напряжение в стенке балки, определяемое по Нормам проектирования стальных конструкций (СНиП II-B.3-72).

3. НОРМАТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛКИ

Исходя из вышеизложенного, для обеспечения местной устойчивости элементов балки по Нормам проектирования требуется выполнение следующих условий:

1) местная устойчивость сжатого пояса сварной балки обеспечивается выполнением предельных соотношений ширины свеса пояса балки b_0 к его толщине δ_n в соответствии с табл. VII.3;

2) местная устойчивость стенки балки проверяется в зависимости от отношения $h_0/\delta_{ст}$ и напряженного состояния:

а) $h_0/\delta_{ст} \leq 70\sqrt{21/R}$ — стенка устойчива при любом напряженном состоянии. Промежуточные ребра жесткости не нужны, если нагрузка даже подвижная;

б) $h_0/\delta_{ст} \leq 80\sqrt{21/R}$ — стенка устойчива при любом напряженном состоянии. Необходимы промежуточные ребра жесткости только при подвижной нагрузке; ребра устанавливаются конструктивно на расстоянии одно от другого не более чем $2,5 h_0$;

в) $h_0/\delta_{ст} \leq 110 \sqrt{21/R}$ — стенка устойчива при отсутствии местных сжимающих напряжений ($\sigma_m = 0$). Промежуточные ребра жесткости устанавливаются конструктивно на расстоянии одно от другого не более чем:

$$\left. \begin{array}{l} 2,5 h_0 \text{ при } h_0/\delta_{ст} \leq 100; \\ 2h_0 \text{ при } h_0/\delta_{ст} > 100. \end{array} \right\} \quad (\text{VII.66})$$

Вообще говоря, при обеспечении местной устойчивости стенки по формуле (VII.64) и обеспечении общей устойчивости без введения коэффициента φ_6 предельные расстояния между ребрами могут быть увеличены;

г) в остальных случаях в зависимости от фактического напряженного состояния необходима проверка местной устойчивости стенки по одной из формул (VII.59), (VII.62), (VII.64) и (VII.65). Обычно достаточно проверить устойчивость стенки в опорном и среднем отсеках балки и в отсеке с изменением сечения.

д) в составных сварных и клепаных балках над опорами обязательно ставят опорные ребра (рис. VII.21). Промежуточные ребра жесткости ставят при отмеченных выше соотношениях, а также в местах приложения к верхнему поясу больших сосредоточенных нагрузок.

Ширина промежуточного ребра жесткости b_p (рис. VII.21, а) должна быть не менее $h_{ст}/30 + 40$ мм, а толщина — не менее $1/15 b_p$ для ребер из стали классов С 38/23 — С 46/33 и не менее $1/12 b_p$ из стали классов С 52/40 — С 85/75.

При отношении $h_0/\delta_{ст} > 160$ стенку балки обычно укрепляют продольными ребрами (рис. VII.21, б) или и

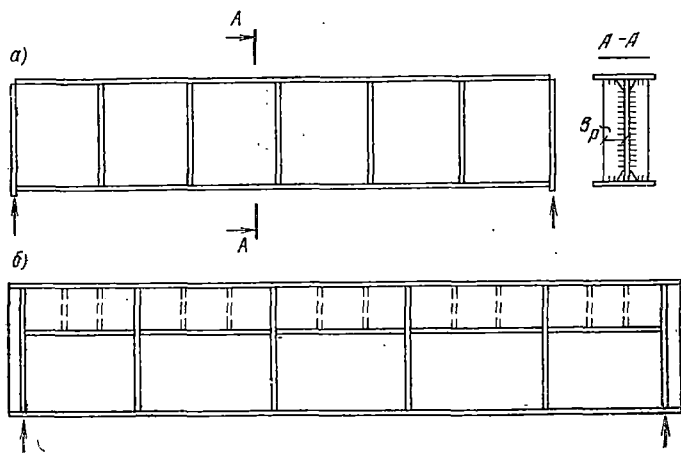


Рис. VII.21. Расстановка ребер жесткости

а — поперечные ребра; б — поперечные и продольные ребра (пунктиром показаны дополнительные поперечные короткие ребра)

продольными, и дополнительными короткими ребрами. Непрерывными могут быть как поперечные, так и продольные ребра. В случае непрерывных продольных ребер они могут быть включены в сечение балки при расчете ее на изгиб. Расчетные формулы проверки местной устойчивости стенки, укрепленной короткими и продольными ребрами, приведены в Нормах проектирования.

§ 29. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ СОПРЯЖЕНИЙ И УЗЛОВ БАЛОК

1. РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЯ ПОЯСОВ СО СТЕНКОЙ СОСТАВНЫХ БАЛОК

Если бы пояса и стенки балки не были соединены друг с другом, то при изгибе они сдвинулись бы один относительно другого (рис. VII.22, а) (пояса и стенка

работали бы на изгиб каждый самостоятельно). В соединении поясов со стенкой при работе балки на изгиб возникают сдвигающие усилия (рис. VII.22, б), на которые оно должно быть рассчитано.

Значение сдвигающего усилия T на 1 см по длине балки

$$T = \frac{QS_{\Pi}}{I_{бр}}, \quad (VII.67)$$

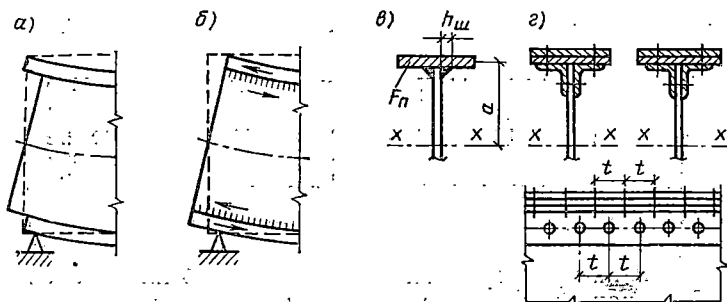


Рис. VII.22. К расчету соединения поясов балок со стенкой.

где Q — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении; $I_{бр}$ — момент инерции сечения балки (брутто); S_{Π} — статический момент сдвигающейся части сечения относительно нейтральной оси. Для сварных балок S_{Π} — статический момент поясного листа; $S_{\Pi} = F_{ш}a$ (рис. VII.22, в); для клепаных балок S_{Π} — сумма статических моментов поясных уголков и листов при проверке горизонтальных заклепок и статический момент поясных листов при проверке вертикальных заклепок (рис. VII.22, г).

В сварных балках сдвигающую силу воспринимают два угловых шва, соединяющих пояс со стенкой. Разделив сдвигающую силу на рабочую площадь этих швов (на длине 1 см), получим касательные напряжения в швах, которые не должны быть больше расчетного сопротивления угловых швов срезу $R_{св.у}$:

$$\tau = \frac{T}{F_{ш}} = \frac{QS_{\Pi}}{2\beta h_{ш} I_{бр}} \leq R_{св.у}. \quad (VII.68)$$

Практически удобнее из этой формулы сразу находить требуемое значение высоты шва

$$h_{ш} \geq \frac{QS_{\Pi}}{2\beta I_{бр} R_{св.у}}. \quad (VII.69)$$

вдоль полки, которые будут иметь наибольшие значения соответственно у края стенки балки σ_1 и на свободном краю пояса σ_2 . Эти напряжения могут быть определены по формулам:

$$\sigma_1 = \pm \frac{k_1 P}{h_1^2}; \quad (\text{VII.74})$$

$$\sigma_2 = \pm \frac{k_2 P}{h_1^2}; \quad (\text{VII.75})$$

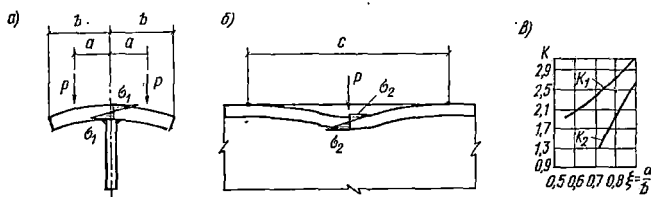


Рис. VII.24. К определению местных напряжений в полках балок

a, б — схемы приложения нагрузки и обозначения; в — графики коэффициентов k_1 и k_2

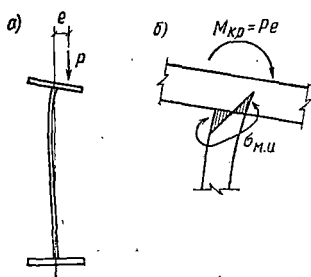


Рис. VII.25. К определению местных напряжений в стенке балки от кручения пояса

a — внецентричное приложение нагрузки по отношению к оси стенки балки при одностороннем опирании балки и при эксцентричном расположении кранового рельса; б — напряжения местного изгиба в стенке балки

где k_1 и k_2 — коэффициенты, принимаемые по графику рис. VII. 24, в зависимости от соотношения $\xi = a/b$ (см. рис. VII.24, а); h_1 — толщина листа пояса; в случае прокатного двутавра с уклоном грани полки h_1 — толщина полки по линии пересечения верхней и нижней грани полки со стенкой двутавра при подстановке в формулу (VII.74) и h_1 — средняя толщина полки при подстановке в формулу (VII.75).

Если передача нагрузки на пояс балки происходит с эксцентрицитетом относительно стенки балки, рис. VII.25, а (одностороннее опирание вспомогательных балок, эксцентричное расположение рельса на подкра-

новой балке и т. д.), то возникает местный крутящий момент $M_{кр}$, под воздействием которого стенка балки изгибается и в ней возникают напряжения местного изгиба $\sigma_{м.и}$ (рис. VII, 25, б). Наибольшее значение этих напряжений по краям стенки можно определить по формуле

$$\sigma_{м.и} = \pm \frac{M_{кр} \delta_{ст} a}{0,75 J_{кр} h_{ст}}, \quad (VII.76)$$

где $M_{кр} = Pe$ — крутящий момент; $h_{ст}$ и $\delta_{ст}$ — высота и толщина стенки балки; a — расстояние между ребрами жесткости балки; $J_{кр} = \frac{b_{п} \delta_{п}^3}{3}$ — момент инерции кручения пояса балки (или пояса и рельса в случае подкрановой балки).

Местные напряжения в балках должны учитываться совместно с напряжениями от общего изгиба при проверке прочности определением приведенных напряжений по формулам (II.3) и (VII.31).

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ БАЛОК

На опоры балок воздействуют большие сосредоточенные усилия (опорные реакции), что требует особого внимания к их конструированию и расчету.

Опорные части прокатных балок при небольших величинах опорных реакций A (примерно до 100 кН) могут не укрепляться ребрами (рис. VII.26, а). Стенка балки в опорном сечении должна быть проверена на устойчивость

$$\sigma = \frac{A}{\varphi F_{оп.ч}} = \frac{A}{\varphi (b + k) \delta_{ст}} \leq R, \quad (VII.77)$$

где $F_{оп.ч} = (b + k) \delta_{ст}$ — рабочая площадь опорной части стенки; b — длина части стенки, расположенной на опоре; k — расстояние от наружной грани балки до начала закругления стенки (см. рис. VII.26, а); $\delta_{ст}$ — толщина стенки.

Коэффициент φ принимается по гибкости как для центрально-сжатой стойки высотой h :

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{h}{0,3 \delta_{ст}}.$$

При больших опорных реакциях прокатные балки укрепляют на опоре торцовым опорным ребром

(рис. VII.26, б), которое проверяют расчетом аналогично опорным ребрам составных балок.

Опорные части составных балок всегда следует укреплять ребрами (рис. VII.27). Широко применяется конст-

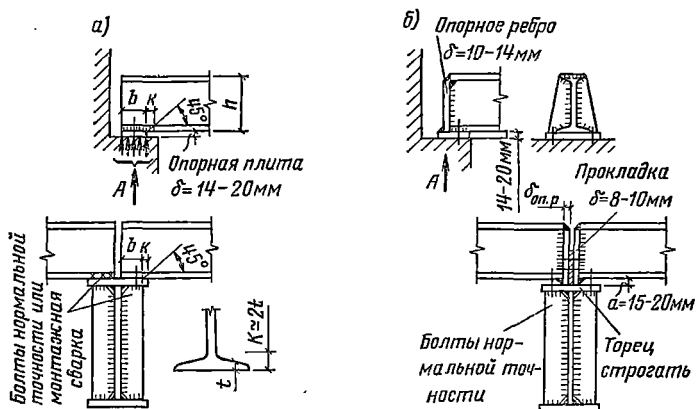


Рис. VII.26. Опираие прокатных балок

а — без опорных ребер ($A < 100$ кН); б — с опорными ребрами ($A > 100$ кН)

руктивное решение опорной части балки с торцовым ребром (рис. VII.27, а, б), достоинством которого является четкая передача опорной реакции через строганный торец опорного ребра, а также универсальность, позволяющая осуществить опирание на балку, на колонну сверху и сбоку. Реже применяется решение с внутренним опорным ребром (рис. VII.27, в), так как оно значительно сложнее в изготовлении и не обеспечивает центральной передачи нагрузки на колонну.

В опорной части балки расчетом должны быть проверены: опорные ребра на смятие, опорная часть сечения балки на устойчивость и крепление опорных ребер к стенке.

Проверка опорных ребер на смятие производится по формуле

$$\sigma_{см} = \frac{A}{F_{см}} = \frac{A}{b_{оп.р} \delta_{оп.р}} \leq R_{см.т}, \quad (VII.78)$$

где $F_{см}$ — площадь опорного ребра; $R_{см.т}$ — расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

Обычно поступают так: находят требуемую площадь опорных ребер из условий смятия $F_{тр} = A/R_{см.т}$, задаются толщиной опорного ребра $\delta_{оп.р} = 16-20$ мм и затем определяют ширину ребра $b_{оп.р} = F_{тр}/\delta_{оп.р}$. Наименьшая шири-

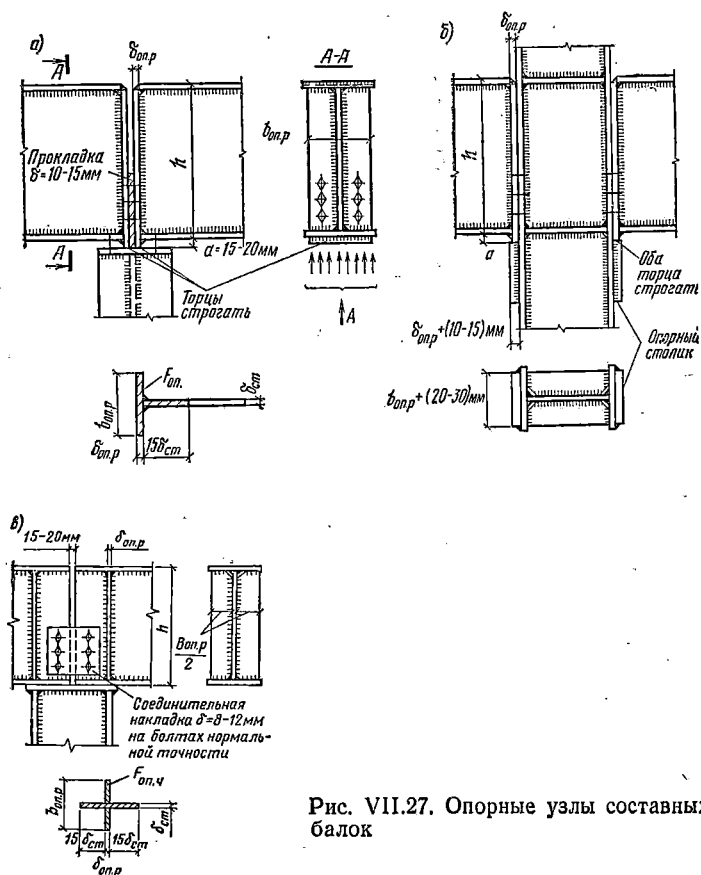


Рис. VII.27. Опорные узлы составных балок

на ребра принимается 180—200 мм; чтобы ребро не потеряло местную устойчивость, его наибольшая ширина не должна превышать

$$\frac{b_{оп.р}}{\delta_{оп.р}} \leq 30 \sqrt{\frac{21}{R}}.$$

Выступающая вниз часть торцового ребра должна быть не более $a \leq 1,5 \delta_{\text{оп.р}}$ и обычно принимается 15—20 мм. Иногда в сварных балках с внутренним опорным ребром его торец не пристрагивают к нижнему поясу (рис. VII.25, в). В этом случае опорная реакция передается через горизонтальные сварные швы, прикрепляющие опорное ребро к нижнему поясу, и их необходимо проверить на срез от опорной реакции, а площадь опорных ребер — на смятие. При строганом торце внутреннего опорного ребра горизонтальные швы, крепящие ребро к нижнему поясу, принимаются конструктивно минимальной толщины.

Проверка опорной части балки на устойчивость из плоскости балки производится как центрально-сжатого условного элемента по формуле

$$\sigma = \frac{A}{\varphi F_{\text{оп.ч}}} \leq R,$$

где $F_{\text{оп.ч}}$ — расчетная часть опорного сечения балки, принимаемая равной площади опорного ребра и части стенки на длине 15 ее толщин от ребра в обе стороны ($F_{\text{оп.ч}}$ — заштрихована на рис. VII.27, а, в); φ — коэффициент продольного изгиба опорной части сечения балки, определяемый по гибкости

$$\lambda = \frac{h}{r_{\text{оп.ч}}} = \frac{h}{\sqrt{\frac{I_{\text{оп.ч}}}{F_{\text{оп.ч}}}}}, \quad (\text{VII.79})$$

здесь $I_{\text{оп.ч}}$ — момент инерции опорной части сечения относительно оси стенки (из плоскости балки).

Проверка крепления опорных ребер к стенке балки. В сварных балках вся опорная реакция передается на ребро через вертикальные угловые швы. Здесь необходимо убедиться, что для восприятия реакции достаточен участок швов длиной $\leq 60h_{\text{ш}}$ от низа балки (см. § 18). Подставляя в формулу требуемой высоты углового шва

$l_{\text{ш}} = \frac{A}{\beta h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}}$ предельную длину шва $l_{\text{ш}} = n \cdot 60 h_{\text{ш}}$ (n — число швов), найдем требуемую высоту шва с учетом этого условия:

$$h_{\text{ш}} = \sqrt{\frac{A}{n \cdot 60 \beta R_y^{\text{св}}}}. \quad (\text{VII.80})$$

Балки на опорах соединяют между собой или с колонной болтами грубой или нормальной точности (с зазором), чтобы была возможность плотного опирания торца и болты не работали бы на срез от опорной реакции (рис. VII.27, а, б). По высоте эти болты желательно рас-

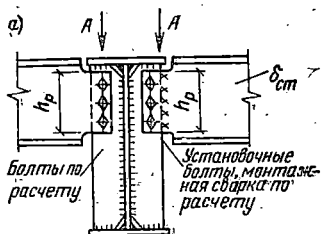


Рис. VII.28. Примыкание вспомогательных балок к главным

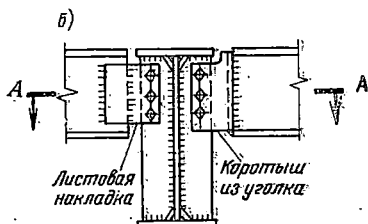
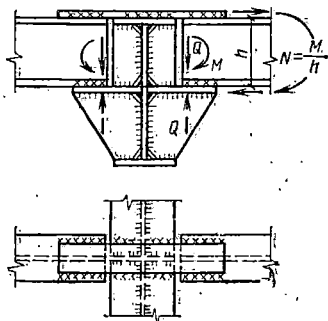
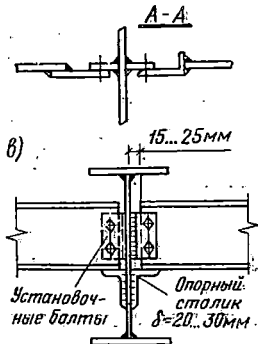


Рис. VII.29. Жесткое сопряжение балок



полагать в нижней части сечения (расстояние от низа на $\frac{1}{3}—\frac{1}{2} h$), так как при изгибе опорные сечения балки поворачиваются и болты вверх будут препятствовать раскрытию зазора. Это же относится и к соединительным накладкам между балками (рис. VII.27, в)

При опирании вспомогательных балок на главные в одном уровне их крепление друг к другу может быть осу-

ществлено, как это показано на рис. VII.28, а. Вспомогательные балки крепят к ребру главной, причем у вспомогательной балки срезают полки. Передачу опорной реакции вспомогательной балки при небольшой ее величине можно осуществить через болты или через сварной монтажный шов, которые должны быть рассчитаны на опорную реакцию A . В обоих случаях надо проверить стенку вспомогательной балки на срез

$$\tau = \frac{A}{F_{\text{ср}}} \leq R_{\text{ср}}, \quad (\text{VII.81})$$

где $F_{\text{ср}}$ — площадь среза: $F_{\text{ср}} = h_p \delta_{\text{ст}}$ — в случае сварного соединения; $F_{\text{ср}} = (h_p - nd) \delta_{\text{ст}}$ — при болтовом соединении; n и d — число и диаметр болтов. (обозначения см. рис. VII.28, а).

Приведенное на рис. VII.28, а решение конструктивно весьма простое, однако очень неудобное в изготовлении: требуется ручная автогенная резка полок и сверление отверстий во входящих углах. Поэтому более технологичными являются решения такого же узла, приведенные на рис. VII.28, б, где к торцу вспомогательной балки приваривают листовую накладку или коротыш из уголка. Несмотря на наличие дополнительных деталей и их приварку, изготовление балки в целом оказывается проще.

Пониженное сопряжение вспомогательных балок может быть законструировано так же, как и в одном уровне, только балки будут крепиться ниже, или при помощи опорного столика на стенке главной балки (рис. VII.28, в).

Сварные швы, прикрепляющие столик, рассчитывают на срез от опорной реакции, а болты грубой или нормальной точности ставят конструктивно.

Значительно реже применяют решения с жестким защемлением балок на опорах. Пример жесткого крепления вспомогательных балок к главной балке показан на рис. VII.29. Вертикальная реакция Q передается в данном случае через столик, а изгибающий момент M — через поясную накладку и горизонтальный лист опорного столика. Сечения их, а также прикрепляющие балку горизонтальные швы должны быть проверены на силу $N = M/h$.

4. СТЫКИ БАЛОК

Различают заводские стыки балок, которые выполняют на заводе металлоконструкций, когда имеющийся в наличии прокат меньше требуемой длины балки, и монтажные или укрупнительные стыки балок, выполняемые на месте монтажа при соединении отпавочных элементов. Заводские стыки прокатных балок делают, как правило, сварными, монтажные стыки — сварными, болтовыми и клепаными.

Есть несколько характерных решений стыков балок.

1. Встык (рис. VII.30) — наиболее простой тип стыка, применяется для заводских и монтажных соединений прокатных и составных балок. В случае прямых стыков полок (рис. VII.30, а, б) и при ручной сварке с обычными способами контроля качества шва несущая способность стыка $M_{ст}^{cb}$ меньше, чем основного сечения $M_{макс}$, так как расчетное сопротивление сварного шва встык растяжению R_p^{cb} без специальных физических способов контроля качества шва меньше расчетного сопротивления стали R :

$$M_{ст}^{cb} = M_{макс} \frac{R_p^{cb}}{R} \approx 0,85 M_{макс}.$$

Поэтому такие стыки располагают там, где действующий изгибающий момент меньше максимального момента не менее чем на 15% (при полном использовании напряжений в балке). В составных балках можно стык нижнего пояса выполнить косым (рис. VII.30, б), и тогда он будет равнопрочным с балкой.

Для уменьшения сварочных напряжений в стыках больших составных балок применяют специальные конструктивные и технологические мероприятия. На рис. VII.30, б цифрами 1—3 показан порядок наложения сварных швов в таком стыке. Сначала сваривают стыковые швы 1 стенки и затем поясов 2, имеющие наибольшую поперечную усадку.

Оставленные незаваренными на заводе участки поясных швов длиной примерно по 500 мм дают возможность несколько вытянуться поясным листам при усадке швов 2 (в противном случае в этих швах могут появиться трещины). Последними заваривают угловые швы 3, имеющие незначительную продольную усадку.

2. Встык с усилением полок накладками (рис. VII.31, а). Применяется для прокатных и составных балок. Накладки позволяют получить равнопрочный стык при прямых швах в поясах. Расчетный момент стыка воспринимается швами встык и накладками

$$M = WR_p^{cb} + N_h h,$$

где W — момент сопротивления сечения балки; N_h — усилие в накладке; h — высота балки.

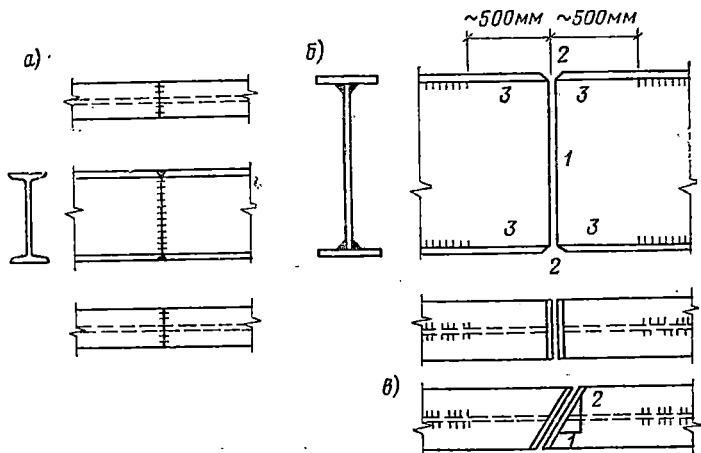


Рис. VII.30: Соединение балок встык

а — прокатных; б — составных (1, 2, 3 — последовательность наложения сварных швов); в — косой (равнопрочный) стык нижнего пояса

Отсюда можно определить расчетное усилие в накладке

$$N_h = \frac{M - WR_p^{cb}}{h} \quad (\text{VII.82})$$

и требуемую площадь накладки

$$F_h^{tp} = \frac{N_h}{R} \quad (\text{VII.83})$$

Угловые швы, крепящие накладку (по каждую сторону стыка), должны быть рассчитаны на усилие в накладке N_h .

3. При помощи накладок (рис. VII.31, б). Достоинством такого стыка является простота выполнения (не требуется тщательной подгонки торцов балки и разделки кромок при толстых листах), однако применять его рекомендуется только при статических нагрузках из-за большой концентрации напряжений.

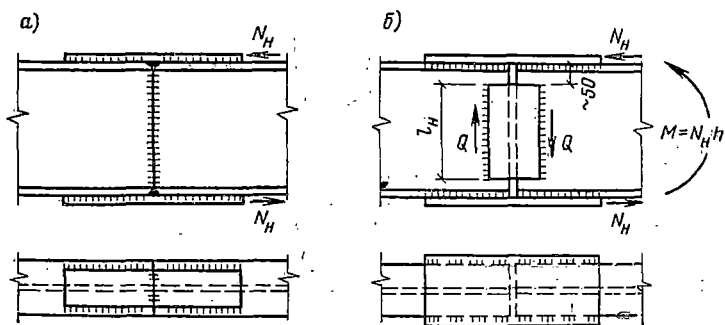


Рис. VII.31. Стыки балок с накладками
а — встык с накладками; б — при помощи накладок

Изгибающий момент M в этом стыке можно передать через поясные накладки, а поперечную силу Q — через двусторонние накладки на стенке. Исходя из этого находим усилие в накладке и ее требуемую площадь:

$$N_H = \frac{M}{h} \text{ и } F_H^{\text{тр}} = \frac{N_H}{R}.$$

Угловые швы, прикрепляющие накладку к поясу, рассчитывают на усилие N_H .

Сечение накладки на стенках принимается конструктивно; толщина ее примерно равна толщине стенки балки, ширина — 150—200 мм. При большой поперечной силе Q надо проверить на срез швы, прикрепляющие накладки к стенке.

4. **Болтовые и клепаные стыки** балок применяют большей частью для составных сварных и клепаных балок на монтаже. Широкое распространение получили монтажные стыки на высокопрочных болтах. На рис. VII.32 показана конструкция болтового (или клепаного, конструкция и методика расчета их одинакова) монтажного стыка сварной балки. Изгибающий момент M в таком стыке

передается через поясные накладки и накладки стенки, поперечная сила Q — через накладки стенки.

Изгибающий момент балки M воспринимается частично поясами, частично стенкой:

$$M = M_{\Pi} + M_{\text{ст}}, \quad (\text{VII.84})$$

где M_{Π} — доля изгибающего момента, приходящегося на пояса; $M_{\text{ст}}$ — то же, на стенку.

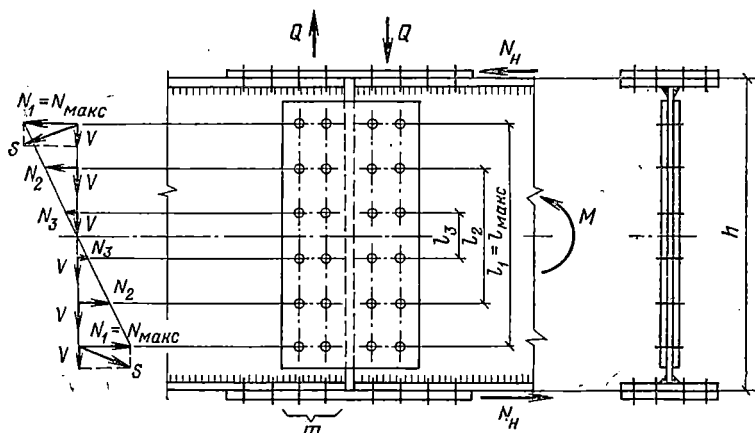


Рис. VII.32. К расчету болтового (клепаного) стыка балок

Распределение моментов между поясами и стенкой происходит пропорционально их моментам инерции, поэтому части момента, приходящиеся на стенку и пояса, будут соответственно равны:

$$M_{\text{ст}} = M \frac{I_{\text{ст}}}{I_{\text{б}}}; \quad M_{\Pi} = M - M_{\text{ст}},$$

где $I_{\text{ст}}$ и $I_{\text{б}}$ — моменты инерции стенки и всей балки.

Расчет поясных накладок. Поясные накладки рассчитывают на часть изгибающего момента, приходящегося на пояса M_{Π} . Усилие в поясных накладках $N_{\text{н}}$ (см. рис. VII.32) и требуемая площадь накладки нетто определяют по формулам:

$$N_{\text{н}} = \frac{M_{\Pi}}{h}; \quad F_{\text{н}} = \frac{N_{\text{н}}}{R}. \quad (\text{VII.85})$$

Крепление накладок к поясам осуществляется на силу $N_{\text{н}}$ (по обе стороны от оси стыка); необходимое число болтов (или заклепок):

$$n = \frac{N_{\text{н}}}{[N]_{\text{мин}}}. \quad (\text{VII.86})$$

где $[N]_{\text{мин}}$ — наименьшее усилие по срезу или смятию болта (заклепки) или усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом.

Расчет поясных накладок можно также выполнить исходя из принципа равнопрочности. Площадь поясной накладки F_n принимается равной площади пояса. Усилие в накладке N_n определяется исходя из предположения полного использования ее площади в работе на сжатие или растяжение: $N_n = F_n^{\text{нт}} R$, и по этому усилию определяется необходимое число болтов или заклепок для крепления накладки.

Расчет накладки на стенке. Накладки на стенке рассчитывают на часть изгибающего момента, приходящегося на стенку $M_{\text{ст}}$ и на всю поперечную силу Q . В соответствии с гипотезой плоских сечений горизонтальные усилия в болтах (или заклепках) N_i от изгибающего момента возрастают от нейтральной оси по линейному закону (см. рис. VII.32). Внешний изгибающий момент $M_{\text{ст}}$ должен быть воспринят суммой внутренних пар от усилий в болтах,

$$M_{\text{ст}} = m \sum N_i l_i = m (N_1 l_1 + N_2 l_2 + \dots), \quad (\text{VII.87})$$

где m — число вертикальных рядов (или заклепок) на накладке по одну сторону стыка; N_i и l_i — соответственно усилия в болтах и расстояния между ними.

Все усилия в болтах можно выразить через максимальное усилие $N_{\text{макс}}$:

$$N_1 = N_{\text{макс}}; \quad N_2 = N_1 \frac{l_2}{l_1} = N_{\text{макс}} \frac{l_2}{l_{\text{макс}}};$$

$$N_3 = N_{\text{макс}} \frac{l_3}{l_{\text{макс}}} \dots \text{и т. д.},$$

тогда

$$\begin{aligned} M_{\text{ст}} &= m \left(N_{\text{макс}} l_{\text{макс}} + N_{\text{макс}} \frac{l_2^2}{l_{\text{макс}}} + N_{\text{макс}} \frac{l_3^2}{l_{\text{макс}}} + \dots \right) = \\ &= \frac{m N_{\text{макс}}}{l_{\text{макс}}} (l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + \dots), \end{aligned}$$

откуда наибольшее усилие в крайнем болте от изгибающего момента стенки

$$N_{\text{макс}} = \frac{M_{\text{ст}} l_{\text{макс}}}{m \sum l_i^2}. \quad (\text{VII.88})$$

В этих же болтах (или заклепках) возникают вертикальные усилия от поперечной силы Q , которая распределяется равномерно между всеми болтами накладке,

$$V = \frac{Q}{n}, \quad (\text{VII.89})$$

где n — число болтов в накладке по одну сторону стыка.

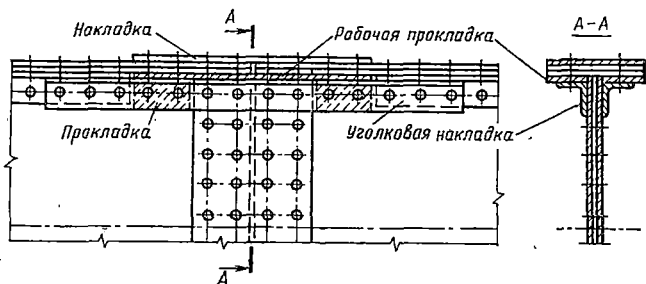


Рис. VII.33. Конструкция стыка клепаной балки

Равнодействующее усилие, приходящееся на один крайний болт (или заклепку),

$$S = \sqrt{N_{\text{макс}}^2 + V^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{\text{ст}} l_{\text{макс}}}{m \sum l_i^2} \right)^2 + \left(\frac{Q}{n} \right)^2} \leq [N]_{\text{мин}}. \quad (\text{VII.90})$$

Накладки стенки болтового (или клепаного) стыка сначала конструируют (принимается диаметр болтов, их вертикальный и горизонтальный шаг, назначаются размеры накладок), а потом определяют расчетом наибольшее усилие S в крайнем болте, которое не должно превосходить наименьшего допустимого усилия на один болт (или заклепку) по условиям среза или смятия $[N]_{\text{мин}}$. Если это условие не удовлетворяется, то увеличивают диаметр или число болтов.

Для стыков балок можно применить болты повышенной точности или высокопрочные; болты грубой и нормальной точности дают деформативное соединение. Число вертикальных рядов по одну сторону стыка принимают не менее двух. Шаг между вертикальными рядами следует брать минимальным, чтобы не увеличивать размеры стыка. Шаг между горизонтальными рядами принимают увеличенным. Желательно, чтобы он был кратным основному шагу болтов или заклепок, принятому для бал-

ки. Толщину накладки принимают на 2—4 мм меньше, чем толщина стенки балки, но не менее 6—8 мм.

На рис. VII.33 приведена конструкция монтажного стыка клепаной балки с двумя горизонтальными поясными листами. Рабочие элементы по сечению стыка защищены на разрезе *1—1* (см. рис. VII.33). Поясные листы перекрывают накладкой и рабочей прокладкой, поясные уголки — уголковыми накладками, стенку — накладками на стенке. Накладки на стенке заводят под уголковую накладку, поэтому их толщину принимают равной толщине пера поясного уголка. Между накладкой стенки и поясным уголком ставят конструктивную прокладку также по толщине, равной толщине пера поясного уголка. Площадь нетто поясной накладки и рабочих прокладок должна быть не менее площади нетто поясных листов. Число заклепок, прикрепляющих поясную накладку и рабочую прокладку с одной стороны стыка, должно быть таким, чтобы полностью воспринималось все усилие, возникающее в накладке и прокладке при полном использовании в них напряжений $(F_{\text{н}}^{\text{нт}} + 2F_{\text{пр}}^{\text{нт}}) R$. То же самое относится и к уголковым накладкам; причем рабочими заклепками являются только заклепки, общие для поясных уголков и уголковых накладок.

Глава VIII

КОЛОННЫ

Колонны представляют собой вертикально расположенные стержневые элементы, по которым нагрузка от вышележащих конструкций передается на фундаменты. В них различают: верхнюю часть — *оголовок*, на который опираются вышележащие конструкции; *стержень* — основную часть колонны, передающую нагрузку сверху вниз, и *базу* (башмак) — нижнюю часть колонны, передающую нагрузку от стержня на фундамент (рис. VIII.1, а).

Если колонна работает на восприятие нагрузки от одной продольной силы, приложенной по центру тяжести сечения, то она называется *центрально-сжатой*. Если продольная сила не совпадает с центром тяжести сечения

или к стержню приложены какие-либо поперечные нагрузки, то кроме сжатия возникает изгиб, и колонна называется *внецентренно-сжатой*.

Стержни колонн бывают *постоянного, переменного или ступенчатого* сечения по высоте. Сечение стержня колонны может быть *сплошным* или *сквозным* (решетчатым), состоящим из отдельных ветвей, соединенных раскосами или планками.

§ 30. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Сплошные и сквозные колонны со стержнем постоянного сечения наиболее распространены при центральном сжатии. Сплошные колонны применяют при больших нагрузках и небольших высотах, сквозные, наоборот, — при меньших нагрузках и больших высотах.

1. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Типы сечений, широко применяемые для сплошных колонн, показаны на рис. VIII.1. Наиболее простая колонна получается из одного прокатного двутавра (рис. VIII.1, б); однако вследствие относительно небольшой боковой жесткости такая колонна рациональна в тех случаях, когда в плоскости меньшей жесткости есть дополнительные раскрепления (связи). Наиболее распространены составные двутавровые сечения (рис. VIII.1, в), они жестки в обоих направлениях и достаточно просты в изготовлении. По затрате металла наиболее экономичны колонны трубчатого сечения (рис. VIII.1, г), однако из-за недостатка труб они применяются пока мало.

В ближайшие годы широкое применение найдут колонны из широкополочных двутавров, выпуск которых налажен на НТМЗ. Это сечение обладает достаточно высокой жесткостью как в плоскости, так и из плоскости стенки и является весьма экономичным. Другие сечения (рис. VIII.1, д) применяются сравнительно редко.

Прочность и общая устойчивость сплошной колонны проверяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} \leq R \text{ и } \sigma = \frac{N}{F_{мин} F_{бр}} \leq R, \quad (\text{VIII.1})$$

где N — расчетная продольная сила; $F_{нт}$ и $F_{бр}$ — площадь сечения стержня нетто и брутто; $F_{мин}$ — коэффици-

ент продольного изгиба, взятый по большей из гибкостей: $\lambda_x = l_x/r_x$ или $\lambda_y = l_y/r_y$ (где l_x , l_y и r_x , r_y — соответственно расчетные длины и радиусы инерции сечения для осей x — x и y — y).

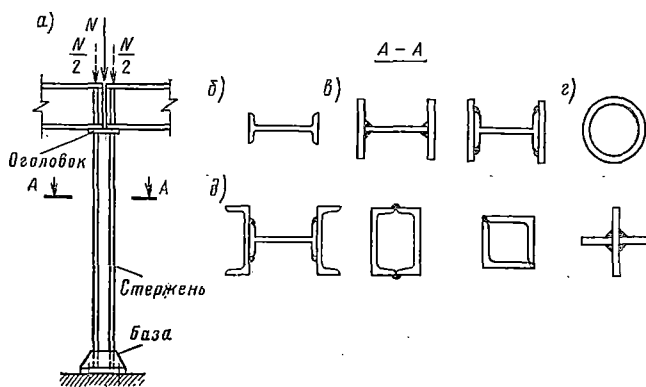


Рис. VIII.1. Сплошные колонны

а — общий вид; б—д — типы сечений

ТАБЛИЦА VIII.1. КОЭФФИЦИЕНТЫ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ
и ДЛЯ СТЕРЖНЕЙ ПОСТОЯННОГО СЕЧЕНИЯ

Схема закрепления концов стержня					
Коэффициент расчетной длины μ	1	0,7	0,5	1	2

Примечание. Расчетная длина стержня l_p определяется умножением коэффициента расчетной длины μ на геометрическую длину l ($l_p = \mu l$).

При определении расчетных длин колонн l_x и l_y следует учитывать условия закрепления ее концов. Наиболее часто применяемые коэффициенты расчетных длин μ для колонн постоянного сечения приведены в табл. VIII.1.

Проверка прочности нужна при расчете клепаных сечений или сечений, ослабленных какими-либо отверстиями. Сплошные сварные сечения проверяют только на устойчивость по второй формуле (VIII.1).

Необходимо также, чтобы наибольшая гибкость колонны не превосходила предельную $\lambda \geq [\lambda]$, равную для

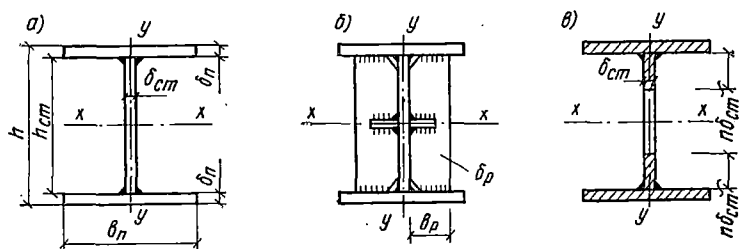


Рис. VIII.2. Сечение сплошной колонны двутаврового сечения

а — обозначение размеров; б — ребра жесткости; в — с неучитаемой расчетом (неустойчивой) стенкой

основных колонн 120 и для второстепенных 150 (см. прил. I табл. 6).

Элементы сечения колонны (полки, свесы, стенка) должны быть скомпонованы так, чтобы у них была обеспечена местная устойчивость.

Местная устойчивость полок двутаврового сечения (рис. VIII.2, а), широко распространенного для колонн, зависит от класса стали, гибкости стержня (так как с увеличением гибкости реальные напряжения в элементе уменьшаются) и будет обеспечена, если отношение свеса пояса b_0 к его толщине δ_n не будет превосходить величин, приведенных в табл. VIII.2.

ТАБЛИЦА VIII.2. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ b_0/δ_n ДЛЯ ПОЛОК ДВУТАВРОВ

Класс стали	Гибкость λ				
	25	50	75	100	125
С 38/23	14	16	18,5	20,5	23
С 44/29, С 46/33	12	15	18	20	22
С 52/40	10	14	17	18,5	19,5
С 60/45	9,5	13,5	16,5	17,5	18,5
С 70/60	9	12,5	15,5	16,5	17,5
С 85/75	8,5	11,5	14	15	16

Если стержень колонны имеет недонапряжение, то значения $b_0/\delta_{\text{ст}}$ могут быть увеличены в $\sqrt{\frac{R_{\text{ф}}}{\sigma}}$ раз (R — расчетное сопротивление стали, $\sigma = N/F$ — реальное осевое напряжение), но не более чем на 25%.

Местная устойчивость стенки двутаврового сечения также зависит от гибкости стержня и будет обеспечена при условии, если

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 40 \sqrt{\frac{21}{R}} + 0,4 \lambda, \quad (\text{VIII.2})$$

где R — расчетное сопротивление стали, кН/см².

В швеллерных и коробчатых сечениях вследствие меньшей степени защемления стенки это предельное отношение несколько меньше:

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 40 \sqrt{\frac{21}{R}} + 0,2 \lambda. \quad (\text{VIII.3})$$

В обоих случаях это отношение не должно быть более 75.

Если стержень колонны недонапряжен, то предельное отношение $h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}}$ может быть увеличено в $\sqrt{\frac{R_{\text{ф}}}{\sigma}}$ раз, однако и в этом случае оно должно быть не более 90.

Если предельное отношение $h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}}$ не может быть выдержано, то стенку колонны можно укрепить продольными ребрами. В этом случае предельное отношение $h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}}$ может быть увеличено в β раз в зависимости от значения $\gamma = I/h_{\text{ст}}\delta_{\text{ст}}^3$ (где I — момент инерции сечения ребра). Значения β и γ приведены в табл. VIII.3.

ТАБЛИЦА VIII.3. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА β

γ	0	1	2	4	6
β	1	1,4	1,6	1,8	2

Продольное ребро вводится в расчетное сечение колонны, рис. VIII.2, б.

Продольные ребра существенно увеличивают трудоемкость изготовления колонны, поэтому, чтобы их не ставить, неустойчивую часть стенки можно считать выключившейся из работы и в расчетном сечении стержня

колонны считать только полки и крайние участки стенки шириной $n\delta_{ст}$ с каждой стороны, рис. VIII.2, в. В зависимости от класса стали коэффициент n принимается по табл. VIII.4.

ТАБЛИЦА VIII.4. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА n

Класс стали	С 38/23	С 44/29, С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
n	15	14	13	12,5	12	11

Рассчитывают такие стержни как сплошные, только геометрические характеристики (F , I , W , r и т. д.) определяют для расчетного сечения (заштрихованная часть сечения на рис. VIII.2 в),

При $\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} \geq \frac{320}{\sqrt{R}}$ (R , кН/см²) необходимо ставить поперечные ребра не реже чем через $3h_{ст}$ и не менее двух на одном отправочном элементе (за исключением стандартных сварных двутавров специализированного производства). Эти ребра связывают сечение в единое целое и увеличивают жесткость стержня против скручивания. Размеры поперечных ребер жесткости принимаются такими же, как и в балках (рис. VIII.2, б):

$$b_p \geq \frac{h}{30} + 40 \text{ мм};$$

толщина ребра из стали до класса С 46/33— $b_p/15$, для более прочных сталей $b_p/12$.

Практически сечения стержней сплошных колонн подбирают следующим образом:

1. Определяют ориентировочно требуемую площадь сечения см², для чего задаются приближенным значением коэффициента продольного изгиба $\varphi=0,7 \dots 0,9$:

$$F_{тр} = \frac{N}{\varphi R} = \frac{N}{(0,7 \dots 0,9) R}, \quad (\text{VIII.4})$$

где N — расчетное усилие в колонне, кН; R — расчетное сопротивление металла, из которого проектируется колонна, кН/см².

2. Определяют ориентировочно высоту сечения колонны h , которая не должна быть менее $1/15$ — $1/20$ высоты колонны. Генеральные размеры сечения h и b можно также находить исходя из предельной гибкости. Радиусы инерции сечения приближенно определяют по формулам:

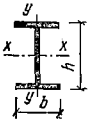
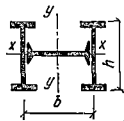
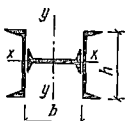
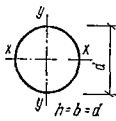
$$r_x = \alpha_x h \text{ и } r_y = \alpha_y b, \quad (\text{VIII.5})$$

где α_x и α_y — коэффициенты по табл. VIII.5. Подставляя в формулу определения гибкости $\lambda = l/r$ значение предельной гибкости и приближенное выражение радиусов инерции, найдем наименьшие габариты сечения, при которых их гибкость не будет больше предельной:

$$h \geq \frac{l_x}{\alpha_x [\lambda]} \text{ и } b \geq \frac{l_y}{\alpha_y [\lambda]}. \quad (\text{VIII.6})$$

ТАБЛИЦА VIII.5. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ РАДИУСОВ ИНЕРЦИИ СПЛОШНЫХ СЕЧЕНИЙ

($r_x = \alpha_x h$ и $r_y = \alpha_y b$)

Сечение				
α_x	0,42	0,32	0,32	0,33
α_y	0,24	0,49	0,58	0,33

Обычно колонны проектируют с гибкостью $\lambda = 60 \dots 80$ (меньше предельной), поэтому при определении генеральных размеров сечения по формулам (VIII.6) вместо $[\lambda]$ подставляют значения 60—80.

3. Имея требуемую площадь и высоту сечения колонны, с учетом сортамента стали, komponуют сечение стержня колонны. В сварном двутавре (рис. VIII.2, а) толщину стенки принимают обычно $\delta_{ст} = 6 \dots 14$ мм, а толщину поясов $\delta_{п} = 8 \dots 40$ мм (сечение экономичнее, когда больше металла сосредоточено в поясах; поэтому стенка должна быть как можно тоньше). Ширину пояса обычно не делают больше высоты сечения $h_{п} \leq h$. Компонуя сечения поясов и стенки, для обеспечения их местной устойчивости необходимо выдерживать соотношения, приведенные в табл. VIII.2 и в формулах (VIII.2) и (VIII.3).

4. Вычисляют геометрические характеристики сечения колонны и проверяют ее прочность, устойчивость и гибкость. Если сечение оказалось по каким-либо показателям неудовлетворительным, то его теперь легко подкорректировать.

2. СКВОЗНЫЕ КОЛОННЫ

Типы сечений стержней сквозных колонн приведены на рис. VIII.3, где показано также соединение ветвей, которое может быть выполнено при помощи раскосов (решетки) или планок. Соединение ветвей колонны раскосами придает стержню большую жесткость, поэтому такие колонны применяют при значительных нагрузках, а так-

же при возможных незначительных отклонениях продольной силы (не учитываемых расчетом) с оси стержня.

Прочность стержня сквозной колонны, если ее ветви ослаблены какими-либо отверстиями (например, при креплении раскосов или планок заклепками или болтами), проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R, \quad (\text{VIII.7})$$

где N — расчетная продольная сила; $F_{\text{нт}}$ — площадь нетто ветвей колонны.

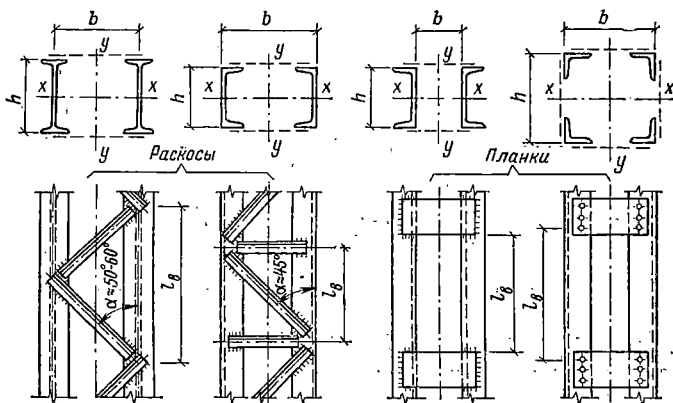


Рис. VIII.3. Типы сечений и соединение ветвей сквозных колонн

Стержень колонны должен быть также проверен на устойчивость. Если сечение стержня состоит из двух ветвей (рис. VIII.4, а), то ось, пересекающая ветви, называется материальной, а ось, пересекающая раскосы или планки, — свободной. В сечении, состоящем из четырех ветвей (рис. VIII.4, б), обе оси свободные.

Проверка устойчивости стержня относительно материальной оси $x-x$ ничем не отличается от проверки устойчивости сплошного центрально-сжатого стержня и производится по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\psi_x F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (\text{VIII.8})$$

где $F_{бр}$ — площадь сечения ветвей брутто; φ_x — коэффициент продольного изгиба, взятый для гибкости

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x}$$

(где l_x и r_x — расчетная длина и радиус инерции сечения относительно материальной оси $x-x$).

Относительно свободной оси $y-y$ ветви колонны не имеют сплошного соединения, а соединены в отдельных местах раскосами или планками, поэтому жесткость колонны в этом направлении понижена. Это учитывает

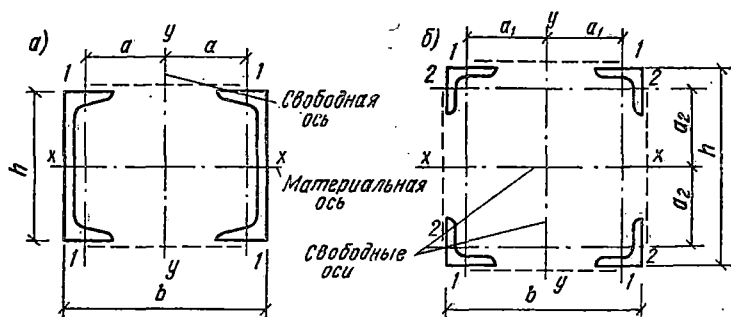


Рис. VIII.4. К расчету стержня сквозной колонны
а — двухветвевое сечение; б — четырехветвевое сечение

ся вычислением *приведенной гибкости* стержня $\lambda_{пр}$, зависящей от конструкции соединения ветвей, и устойчивость стержня колонны относительно свободной оси проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F_{бр}} \leq R, \quad (\text{VIII.9})$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба для свободной оси $y-y$ (рис. VIII.4, а) или для обеих осей (рис. VIII.4, б), взятый по приведенной гибкости.

Для сечений с одной свободной осью (рис. VIII.4, а) приведенную гибкость определяют по формулам:
при соединении ветвей раскосами

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_y^2 + k_1 \frac{F_{бр}}{F_{р1}}}; \quad (\text{VIII.10})$$

при соединении ветвей планками

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{B_1}^2}. \quad (\text{VIII.11})$$

Для сечения с двумя свободными осями (рис. VIII.4, б):

при соединении ветвей раскосами

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + k_1 \frac{F_{\text{бр}}}{F_{p_1}} + k_2 \frac{F_{\text{бр}}}{F_{p_2}}}; \quad (\text{VIII.12})$$

при соединении ветвей планками

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{B_1}^2 + \lambda_{B_2}^2}. \quad (\text{VIII.13})$$

Здесь $\lambda_y = l_y / r_y$ — гибкость стержня колонны относительно свободной оси, вычисленная для расчетной длины всего стержня (с учетом условий опирания в этой плоскости, см. табл. VIII.1, и радиуса инерции по формуле $r_y = \sqrt{I_y / F}$).

Момент инерции здесь вычисляется как для сплошного сечения $I_y = 2 (I_0 + F_B a^2)$ — для двухветвевое сечения и $I_y = 4 (I_0 + F_B a_1^2)$ — для четырехветвевое сечения [I_0 — собственный момент инерции сечения одной ветви относительно оси 1—1, проходящей через центр тяжести ветви; F_B — площадь одной ветви и a — расстояние от оси центра тяжести ветви до свободной оси (рис. VIII.4)]; $F_{\text{бр}}$ — площадь сечения брутто всего стержня; F_{p_1} и F_{p_2} — площади сечения раскосов, лежащих в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям 1—1 и 2—2; k_1 и k_2 — коэффициенты, зависящие от угла наклона решетки α (рис. VIII.3) в плоскостях, соответственно перпендикулярных осям 1—1 и 2—2; $a = 30^\circ$, $k = 45$; $a = 40^\circ$, $k = 31$; $a = 45^\circ$ – 60° , $k = 27$;

$$\lambda_{B_1} = \frac{l_{B_1}}{r_{B_1}} \text{ и } \lambda_{B_2} = \frac{l_{B_2}}{r_{B_2}}$$

— гибкость отдельной ветви колонны относительно собственной оси 1—1 и 2—2 (рис. VIII.4). Расчетная длина ветви l_B для колонн с раскосами принимается равной расстоянию между узлами решетки, а для колонн с планками — расстоянию между планками (рис. VIII.3).

Сквозная колонна может потерять несущую способность не только от потери устойчивости стержня в целом, но и от потери устойчивости отдельной ветви на участке

между узлами крепления раскосов или планок. Устойчивость ветви проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_B F_B} \leq R, \quad (\text{VIII.14})$$

где $N_B = N/2$ — усилие в одной ветви (для колонны с двумя одинаковыми ветвями); F_B — площадь сечения одной ветви; φ_B — коэффициент продольного изгиба ветви, взятый по гибкости λ_B для сечения с двумя ветвями или большей из гибкостей λ_B и λ_{B_2} для сечения с четырьмя ветвями.

Устойчивость ветви проверяется только относительно оси, параллельной свободной оси сечения колонны; устойчивость ветви относительно материальной оси $x-x$ обеспечивается проверкой устойчивости всего стержня по формуле (VIII.9).

Для обеспечения необходимой жесткости стержня в сквозных колоннах с планками гибкость ветвей на участке между планками не должна превышать 40. Наибольшая гибкость всего стержня (в том числе и приведенная) не должна быть больше предельной для сжатых колонн (табл. 6 прил. I).

Обычно сечения стержней сквозных колонн подбирают в следующем порядке:

1. Задаются приближенным значением коэффициента продольного изгиба φ и определяют ориентировочно требуемую площадь сечения ветвей по формуле (VIII.4):

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{(0,7 \dots 0,9) R}.$$

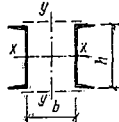
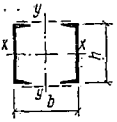
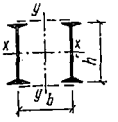
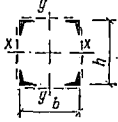
2. Так же, как и для сплошных колонн, исходя из предельной гибкости $[\lambda]$ и расчетных длин колонны в обеих плоскостях, можно определить наименьшие генеральные размеры сечения h и b , при которых гибкость стержня не будет больше предельной [формулы (VIII.6)]:

$$h \geq \frac{l_x}{\alpha_x [\lambda]} \text{ и } b \geq \frac{l_y}{\alpha_y [\lambda]}.$$

Коэффициенты α_x и α_y для наиболее распространенных сквозных сечений приведены в табл. VIII.6. Колонны редко проектируют с предельной гибкостью, поэтому при определении генеральных размеров сечений b и h вместо $[\lambda]$ подставляют значение гибкости $\lambda = 60-80$. Рациональный разнос ветвей получается, когда гибкость колонны в обоих направлениях примерно одинакова:

$\lambda_x = \lambda_y$ (равноустойчивый стержень): для этого размер b должен быть больше $1,3 \frac{l_y \alpha_x}{l_x \alpha_y} h$ (где l_x и l_y — расчетные длины стержня колонны).

ТАБЛИЦА VIII.6. ПРИБЛИЖЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ РАДИУСОВ ИНЕРЦИИ СКВОЗНЫХ СЕЧЕНИЙ ($r_x = \alpha_x h$ и $r_y = \alpha_y b$)

Сечение				
α_x	0,41	0,38	0,33	0,43
α_y	0,52	0,44	0,6	0,43

3. Имея требуемую площадь и габариты сечения с учетом сортамента стали, намечают сечение стержня колонны.

4. Определяют длину ветвей между раскосами или планками. В колоннах с раскосами расстояние между узлами решетки определяют ее видом (углом наклона раскосов) (см. рис. VIII.3); в колоннах с планками гибкость ветви не должна быть более 40, поэтому ее длину находят из соотношения $l_b \leq 40r_{b1}$ (где r_{b1} — радиус инерции ветви относительно оси, параллельной свободной оси сечения колонны).

5. Далее определяют геометрические характеристики ветвей колонны и всего сечения и производят проверку прочности стержня (если это необходимо) по формуле (VIII.7), устойчивости стержня в обеих плоскостях по формулам (VIII.8) и (VIII.9), устойчивости ветви по формуле (VIII.14) и сравнивают наибольшую гибкость стержня с предельной.

При определении приведенной гибкости колонны с раскосами по формулам (VIII.10) и (VIII.12) необходимо установить площадь сечения этих раскосов. Так как усилия в них незначительны, то их сечение предварительно назначают исходя из предельной гибкости для элементов решетки колонн (см. табл. 6 прил. I), равной $[\lambda] = 150$. Требуемый минимальный радиус инерции равнобокого уголка раскоса (относительно оси $y_0 - y_0$) находят по формуле $r_{y_0}^{tr} = l_p / [\lambda] = l_p / 150$ (l_p — длина раскоса) и затем по сортаменту выбирают необходимый уголок.

Расчет и конструирование раскосов и соединительных планок. В прямом центрально-сжатом стержне усилий в раскосах или планках от действия внешней нагрузки не возникает. В предельном состоянии, когда продольная сила достигает критического значения, стержень может искривиться, в нем возникнет изгибающий момент $M = Ny$ (y — величина стрелки прогиба) и, как следствие этого, — поперечная сила. Величина критической продольной силы (и, следовательно, момента и поперечной

ТАБЛИЦА VIII.7. УСЛОВНАЯ ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА $Q_{\text{усл}}$, кН

Класс стали	С 38/23	С 44/29	С 46/33, С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
$Q_{\text{усл}}$	0,2F	0,3F	0,4F	0,5F	0,6F	0,7F

силы) зависит от геометрических размеров сечения. Так как поперечная сила возникает при условии продольного изгиба, то и называется она *условной*; по нормам ее величину определяют в зависимости от площади сечения стержня колонны и класса стали (табл. VIII.7).

Здесь F — площадь сечения стержня колонны брутто, см^2 .

На действие условной поперечной силы $Q_{\text{усл}}$ должны проверяться раскосы и рассчитываться соединительные планки сквозных колонн.

Раскосы, соединяющие ветви колонн, первоначально подбирают по предельной гибкости $[\lambda] = 150$, а затем проверяют на устойчивость. При действии на стержень условной поперечной силы в каждом раскосе возникает продольное усилие (рис. VIII.5)

$$N_p = \frac{Q_{\text{усл}}}{2 \sin \alpha}, \quad (\text{VIII.15})$$

где N_p — усилие в одном раскосе; 2 — две грани, на которых имеются раскосы.

Напряжение в раскосе

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi F_p} \leq mR, \quad (\text{VIII.16})$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определенный по гибкости $\lambda = l_p / r_{\text{мин}}$; F_p — площадь сечения одного раскоса; $m = 0,75$ — коэффициент условий работы сжатых элементов из одиночных равнополочных уголков, прикрепляемых одной полкой, или неравнополочных уголков, прикрепляемых только узкой полкой (табл. 2 прил. I).

Иногда оказывается, что подобранные из условий предельной гибкости сечения раскосов не проходят по устойчивости и их приходится несколько увеличивать (в мощных колоннах).

Если решетка колонны кроме раскосов имеет стойки, то в них не возникают усилия от действия условной поперечной силы всего стержня.

Стойки ставят для уменьшения длины одной ветви колонны между узлами раскосов. Поэтому в стойке может быть только усилие от условной поперечной силы $Q'_{\text{усл}}$, зависящее от площади одной ветви (см. табл. VIII.7).

Усилие в одном уголке стойки

$$N_{\text{ст}} = \frac{Q'_{\text{усл}}}{2}. \quad (\text{VIII.17})$$

и напряжения в нем

$$\sigma = \frac{N_{\text{ст}}}{\varphi F_{\text{ст}}} \leq mR, \quad (\text{VIII.18})$$

где φ — коэффициент продольного изгиба стойки, взятый по гибкости $\lambda = l_{\text{ст}}/r_{\text{мин}}$; $F_{\text{ст}}$ — площадь сечения одного уголка стойки; $m = 0,75$ — коэффициент условий работы сжатых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой.

Крепление одиночных раскосов и стоек должно рассчитываться также на усилие N_p или $N_{\text{ст}}$, но с коэффициентом условий работы $m = 1$. В легких клепаных колоннах допускается прикрепление элементов раскосной решетки одним болтом или заклепкой. Чтобы прикрепить раскосы к ветвям без фасонков, разрешается центрировать решетку на грань сечения или даже на точку, находящуюся вне сечения. Минимальное сечение элементов решетки сварных колонн принимают из равнополочных уголков 45×4 , в клепаных колоннах наименьшее сечение уголка определяется выбранным диаметром заклепок.

Планки сквозных колонн рассчитывают на изгиб и срез, возникающие в них от действия условной поперечной силы. Ветви с планками образуют систему одинаковых жестких рамок, нагруженных силами $Q_{\text{усл}}$ (рис. VIII.6, а). В силу симметрии деформации нулевые точки изгибающих моментов будут расположены посередине элементов рамки. Из условия равновесия элементов рамки (рис. VIII.6, б) определяется перерезывающая сила одной планки

$$T_{\text{пл}} = \frac{Q_{\text{усл}} l}{2c}, \quad (\text{VIII.19})$$

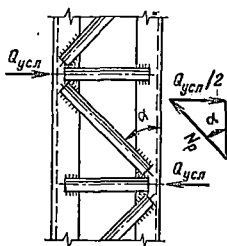
и изгибающий момент одной планки

$$M_{\text{пл}} = \frac{Q_{\text{усл}} l}{4}, \quad (\text{VIII.20})$$

где $Q_{усл}$ — условная поперечная сила стержня колонны; l — расстояние между осями планок; c — расстояние между центрами тяжести ветвей.

Толщина планки принимается $\delta_{пл} = 6...12$ мм, высота — $d_{пл} = (0,5...0,7) b$, кроме того, чтобы планки не выпучивались, должны быть выдержаны соотношения $d_{пл}/\delta_{пл} \leq 30$ и $b_{пл}/\delta_{пл} \leq 50$.

Проверка швов, прикрепляющих каждый конец планки к ветвям колонны (рис. VIII.6, в), производится на равнодействующее напряжение от изгиба $\sigma_{ш}$ и среза $\tau_{ш}$ планки по формуле



$$\sigma_{ш}^p = \sqrt{\sigma_{ш}^2 + \tau_{ш}^2} \leq R_{у.}^{св}. \quad (\text{VIII.21})$$

Рис. VIII.5. К расчету раскосов решетки

Здесь

$$\sigma_{ш} = \frac{M_{пл}}{W_{ш}} = \frac{M_{пл}}{0,7h_{ш} d_{пл}^2}; \quad \tau_{ш} = \frac{T_{пл}}{F_{ш}} = \frac{T_{пл}}{0,7h_{ш} d_{пл}}.$$

6

Обычно толщину шва принимают такой же или несколько меньшей, чем толщина планки, а длину шва равной высоте планки. Планка прочнее шва, поэтому, проверив прочность шва, прочность планки проверять не надо.

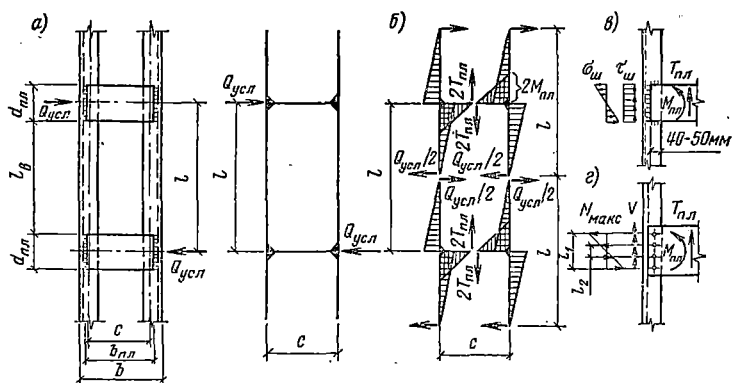


Рис. VIII.6. К расчету планок

Напуск планок на ветви в сварных колоннах принимают 40—50 мм, в клепаных — из условия расположения заклепок.

Крепление планок на заклепках или болтах (рис. VIII.6, з) проверяют также на равнодействующее усилие в них от $M_{пл}$ и $T_{пл}$, см. формулу (VII.90), с подстановкой $M_{пл}$ вместо $M_{ст}$ и $T_{пл}$ вместо Q .

Чтобы предотвратить закручивание сквозных колонн, примерно через 3—4 м по высоте в них устраивают жесткие горизонтальные диафрагмы, обычно из листа толщиной 8—12 мм.

Проверка прочности, общей и местной устойчивости центрально-сжатых сплошных и сквозных стержней из алюминиевых сплавов производится по аналогичным формулам, что и для стальных стержней. При этом значения постоянных величин, зависящих от свойств материала (расчетное сопротивление, модуль упругости, условная поперечная сила, предельные отношения свесов поясов к их толщинам, высот стенок сечений к толщинам стенок и т. д.), принимаются по СНиП II-24-74.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ КОЛОНН

Пример VIII.1. Подобрать сечение сплошной сварной колонны двутаврового сечения из стали класса С 38/23 марки ВСтЗкп2, нагруженной продольной расчетной силой $N=2200$ кН. Высота колонны $l=8$ м, опирание через шарнирную базу.

Определяем ориентировочно требуемую площадь сечения по формуле (VIII.4)

$$F_{тр} = \frac{N}{(0,7 - 0,9) R} = \frac{2200}{0,75 \cdot 21} = 140 \text{ см}^2.$$

Закрепление концов колонны шарнирное, поэтому коэффициент расчетной длины колонны $\mu=1$ и ее расчетная длина в обоих направлениях

$$l_x = l_y = \mu l = 800 \text{ см.}$$

Проектируя колонну с гибкостью, равной примерно 80, по формулам (VIII.6) и табл. VIII.5 найдем наименьшие размеры сечения h и b :

$$h \geq \frac{l_x}{\alpha_x \lambda} = \frac{800}{0,42 \cdot 80} = 24 \text{ см;}$$

$$b \geq \frac{l_y}{\alpha_y \lambda} = \frac{800}{0,24 \cdot 80} = 41 \text{ см.}$$

Так как ширину колонны b не рекомендуется принимать больше высоты h , то komponуем сечение колонны с $h \approx b \approx 40$ см (рис. VIII.7, а):

Находим геометрические характеристики принятого сечения:

207

§ 31. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ КОЛОННЫ

Особенность внецентренно-сжатых колонн — воздействие на них одновременно продольной силы и изгибающего момента. Вследствие этого их сечения (в отличие от центрально-сжатых колонн) принимают более развитыми в плоскости действия момента (увеличивают высоту сечения) и часто несимметричными, так как от действия момента одна сторона сечения догружается, а другая — разгружается. Применяются колонны сплошного сечения и сквозные, постоянного сечения по высоте и переменного.

1. СПЛОШНЫЕ КОЛОННЫ

Для колонн с небольшими усилиями, а также в случаях, когда изгибающий момент может действовать как в одну, так и в другую сторону, применяют симметрич-

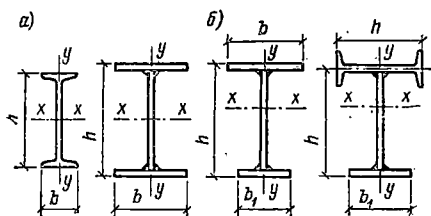


Рис. VIII.8. Сечения внецентренно-сжатых сплошных колонн

а — симметричные; б — несимметричные

ные сечения (рис. VIII.8, а). При больших усилиях с односторонним моментом чаще проектируют несимметричные сечения различного вида (рис. VIII.8, б).

Прочность внецентренно-сжатых элементов проверяют по формулам (II.8) и (II.8'), однако она редко лимитирует несущую способность колонн. Под воздействием расчетной продольной силы N и изгибающего момента M колонна может разрушиться от потери устойчивости в плоскости действия момента или от потери устойчивости в перпендикулярном направлении — из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

Устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых стержней в плоскости действия момента, как указывалось в § 7, проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (\text{VIII.22})$$

где $\varphi_{\text{вн}}$ — коэффициент понижения напряжений при внецентренном продольном изгибе, принимаемый по табл. 2 прил. II в зависимости от *условной гибкости стержня* λ_x и приведенного эксцентриситета m_1 .

Условная гибкость стержня равна:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{l_x}{r_x} \sqrt{\frac{R}{E}}, \quad (\text{VIII.23})$$

где R и E — расчетное сопротивление стали и модуль ее упругости.

Приведенный эксцентриситет m_1 определяют по формуле

$$m_1 = \eta m = \eta e_x \frac{F_{\text{бр}}}{W_x} = \eta \frac{M_x}{N} \frac{F_{\text{бр}}}{W_x}, \quad (\text{VIII.24})$$

где η — коэффициент влияния формы сечения, принимаемый по табл. 4 прил. II $m = e_x F_{\text{бр}} / W_x$ — относительный эксцентриситет; $e_x = M_x / N$ — эксцентриситет приложения силы относительно оси $x-x$; $F_{\text{бр}}$ — площадь сечения стержня брутто; W_x — момент сопротивления брутто (у несимметричных сечений для наиболее сжатого волокна).

На устойчивость сжато-изогнутых стержней влияет форма эпюры моментов по длине стержня, поэтому при определении эксцентриситета e_x расчетный изгибающий момент M_x принимается равным:

а) для колонн постоянного сечения рамных систем — наибольшему моменту в пределах длины колонны;

б) для ступенчатых колонн — наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

в) для консолей — моменту в заделке;

ТАБЛИЦА VIII.8. РАСЧЕТНЫЕ МОМЕНТЫ M_x СТЕРЖНЕЙ С ШАРНИРНО-ОПЕРТЫМИ КОНЦАМИ

$m = e_x \frac{F_{\text{бр}}}{W_x}$	Значение M_x при гибкости	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} > 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{\text{макс}} - \frac{\lambda}{4} \times (M_{\text{макс}} - M_1)$	$M = M_I$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{\text{макс}} - M_2) = 0$	$M = M_I + \frac{m-3}{17} \times (M_{\text{макс}} - M_I)$

г) для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющих одну плоскость симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, — по табл. VIII.8.

В табл. VIII.8 $M_{\text{макс}}$ — наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 — наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня; M_2 — расчетный момент при $m \leq 3$ и $\bar{\lambda} < 4$; во всех случаях значение расчетного момента принимается не менее $0,5 M_{\text{макс}}$. Расчетные значения m_1 для стержней с шарнирно-опертыми концами, имеющими две плоскости симметрии, вычисляются по табл. 5 прил. II. Расчетные моменты для алюминиевых стержней с шарнирно-опертыми концами принимают по СНиП II-24-74.

Устойчивость стальных колонн из плоскости действия момента (относительно оси $y-y$) проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{c\varphi_y F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (\text{VIII.25})$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, принимаемый по табл. 1 прил. II в зависимости от гибкости $\lambda_y = \frac{l_y}{r_y}$; $c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$ — коэффициент влияния момента на устойчивость внецентренно-сжатого стержня.

Коэффициенты α и β принимают по табл. 6 прил. II.

При определении относительного эксцентриситета m_x за расчетный момент M_x принимают:

а) для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, — максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего на длине стержня момента);

б) для консолей — момент в заделке.

Если гибкость колонны из плоскости действия момента λ_y окажется большей, чем наименьшее значение гибкости, при котором центрально-сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии λ_c , то коэффициент c не должен превышать:

для стержней замкнутого сечения — единицы;

для стержней двоякосимметричного, двутаврового сечения — значений, указанных в табл. 8 прил. II.

Наименьшие значения гибкости λ_c в зависимости от классов стали приведены в табл. 7 прил. II.

Элементы сечения колонны (полки, стенка) должны быть проверены на *местную устойчивость*.

Местная устойчивость сжатых полок двутавровых колонн проверяется так же, как и полки центрально-сжатых колонн, т. е. предельные значения отношения свесов полок к их толщине не должны превышать величин, приведенных в табл. VIII.2.

Местная устойчивость стенки колонны зависит от величин

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ и } \tau.$$

Здесь $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{I} y_c$ — наибольшее сжимающее напряжение в крайнем волокне стенки, определенное без учета коэффициента $\varphi_{\text{вн}}$ (y_c — расстояние от центра тяжести сечения колонны до сжатого края стенки);

$\sigma' = \frac{N}{F} - \frac{M}{I} y_p$ — соответствующее напряжение на противоположном краю стенки (y_p — расстояние от центра тяжести сечения колонны до разгружаемого моментом края стенки);

$\tau = \frac{Q}{h_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}}}$ — среднее касательное напряжение в стенке.

При $\alpha \leq 0,5$ наибольшее отношение $h_{\text{ст}}/\delta_{\text{ст}}$ принимается как для центрально-сжатых стержней, формула (VIII.2),

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 40 \sqrt{\frac{21}{R}} + 0,4 \lambda,$$

но не более 75.

При $\alpha \geq 1$ наибольшее отношение высоты стенки к ее толщине определяется по формуле

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma [2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2}]}} \quad (\text{VIII.26})$$

где $\beta = 0,07 \frac{\tau k_3}{\sigma}$ (τ и σ , кН/см²); k_3 — коэффициент, принимаемый по табл. VIII.9.

ТАБЛИЦА VIII.9. ЗНАЧЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА k_3 ДЛЯ СТЕНОК ДВУТАВРОВ

α	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
k_3	22,2	26,7	32,6	42	52,5	63

При $0,5 < \alpha < 1$ наибольшее значение отношения $h_{ст}/\delta_{ст}$ определяют по линейной интерполяции между значениями, вычисленными при $\alpha=0,5$ и $\alpha=1$.

Если стенка окажется неустойчивой, то толщину ее можно увеличить или укрепить стенку продольными ребрами. В этом случае наиболее напряженную часть стенки между поясом и ребром рассматривают как самостоятельную пластинку и ее устойчивость проверяют, как указано выше. Момент инерции ребра должен быть не менее $I_p \geq 6 \delta_{ст}^3 h_{ст}$. Продольные ребра могут быть включены в расчетную площадь сечения стержня колонны.

Как уже отмечалось, постановка продольных ребер затрудняет изготовление колонн, поэтому их ставят редко. Обычно неустойчивую часть стенки считают выключившейся из работы и в расчетное сечение стержня вводят только полки и примыкающие к ним устойчивые участки стенки шириной как и для центрально-сжатых колонн (см. табл. VIII.4 и рис. VIII.2, в). При $h_{ст}/\delta_{ст} \geq 320/\sqrt{R}$ (R , кН/см²) ставят поперечные ребра жесткости таких же размеров и на тех же расстояниях, что и в центрально-сжатых колоннах (см. с. 196).

Практически подбор сечения внецентренно-сжатых стальных сплошных колонн удобно выполнять следующим образом.

1. Определяют высоту сечения колонны h , которая не должна быть менее $1/10$ — $1/15$ высоты колонны. Так же, как и при определении генеральных размеров сечений сплошных центрально-сжатых колонн, для проверки наименьших размеров сечения можно воспользоваться формулами и коэффициентами табл. VIII.5.

2. Определяют ориентировочно требуемую площадь сечения. Так как пределы изменения $\varphi_{вн}$ весьма большие, то определить площадь из формулы (VIII.22), предварительно задавшись значением $\varphi_{вн}$, трудно. Поэтому используют приближенную двучленную формулу

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F_{бр}} + \frac{M_x}{W_x} \leq R$$

(формула Ф. С. Ясинского), подставляя в нее средние значения $\varphi_x=0,8$ и $\rho=0,35$ h .

$$\begin{aligned} F_{тр} &= \frac{N}{R} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x F}{W_x} \right) = \frac{N}{R} \left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e_x}{\rho_x} \right) = \\ &= \frac{N}{R} \left(1,25 + 2,8 \frac{e_x}{h} \right). \end{aligned} \quad (\text{VIII.27})$$

Здесь $e_x = M_x/N$ — эксцентриситет продольной силы, см. (M , кН $\times$ см, и N , кН); h — высота сечения колонны, см; R — расчетное сопротивление стали, из которой проектируется колонна, кН/см².

3. Далее с учетом сортамента металла компонуют сечение стержня. Необходимо требуемую площадь $F_{тр}$ распределить наилучшим образом, обеспечивая при этом местную устойчивость элементов сечения. Ширина пояса принимается $b_n = 1/20 - 1/30$ высоты колонны. Для обеспечения местной устойчивости полков колонны отношение ширины пояса к его толщине в первом приближении можно принять

$$\frac{b_n}{\delta_n} \leq 30 \sqrt{\frac{21}{R}}.$$

Толщину стенки при компоновке сечения определяют из условия, чтобы отношение $h_{ст}/\delta_{ст}$ было в пределах 60—120; меньшие отношения принимаются при больших продольных силах и малых изгибающих моментах, большие — в обратных случаях. Стенку толщиной меньше 8 мм делать не рекомендуется. Окончательно местная устойчивость полков и стенки может быть проверена только после подбора сечения, так как она зависит от фактических напряжений на краях стенки.

4. Вычисляют геометрические характеристики принятого сечения и по формулам (VIII.22) и (VIII.25) проверяют устойчивость стержня в обеих плоскостях.

5. Проверяют местную устойчивость полков и стенки колонны.

Если колонна имеет изгибающие моменты в обеих плоскостях (M_x и M_y), то ее устойчивость (при $J_x > J_y$) проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{xy}^{вн} F_{бр}} \leq R, \quad (\text{VIII.28})$$

где $\varphi_{xy}^{вн} = \varphi_y^{вн} \sqrt{c}$; $\varphi_y^{вн}$ — коэффициент понижения расчетного сопротивления при внецентренном изгибе относительно оси $y-y$ [c — определяется так же, как и в формуле (VIII.25)].

2. СКВОЗНЫЕ КОЛОННЫ

Распространенные типы сечений сквозных внецентренно-сжатых колонн показаны на рис. VIII.9. Наличие изгибающего момента вызывает существенную поперечную силу, поэтому ветви внецентренно-сжатых колонн соединяют обычно раскосной решеткой. Симметричные сечения стержней колонн применяют при небольших усилиях или в тех случаях, когда изгибающие моменты действуют в обе стороны. При одностороннем моменте ветви колонн нагружаются неодинаково и более рациональны несимметричные сечения. Ширина обеих ветвей часто принимается одинаковой для удобства крепления раскосов решетки.

Сквозная колонна работает как ферма с параллельными поясами: расчетные усилия колонны N и M раскладываются по поясам, где возникают только осевые продольные усилия. Решетка колонны воспринимает усилия от поперечной силы фактической или условной (если условная окажется больше фактической).

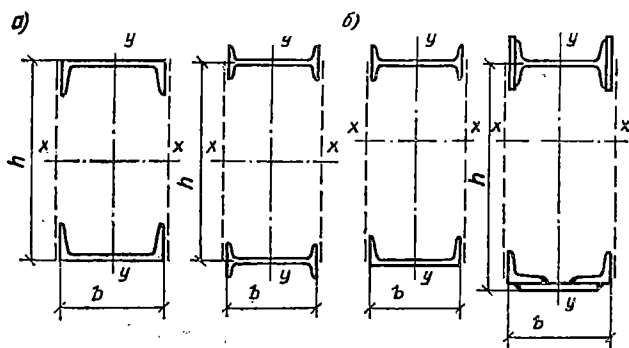


Рис. VIII.9. Сечения внецентренно-сжатых сквозных колонн
а — симметричные; б — несимметричные

В общем случае несимметричного сечения (рис. VIII.10) продольные усилия в ветвях колонны определяют по формулам: в ветви, догружаемой изгибающим моментом:

$$N_{B_1} = N \frac{y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0}; \quad (\text{VIII.29})$$

в ветви, разгружаемой изгибающим моментом:

$$N_{B_2} = N \frac{y_1}{h_0} - \frac{M}{h_0}. \quad (\text{VIII.30})$$

Здесь N и M — расчетные продольная сила и изгибающий момент; y_1 и y_2 — расстояния от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести соответствующих ветвей; $h_0 = y_1 + y_2$ — расстояние между центрами тяжести ветвей колонны.

После определения расчетных усилий в ветвях каждая из них проверяется на устойчивость в обеих плоскостях аналогично проверке ветвей центрально-сжатых сквозных колонн.

Устойчивость ветви 1 (рис. VIII.10)₁
в плоскости колонны

$$\sigma = \frac{N_{B_1}}{\varphi_1 F_{B_1}} \leq R, \quad (\text{VIII.31})$$

из плоскости колонны

$$\sigma = \frac{N_{B_1}}{\varphi_y F_{B_1}} \leq R, \quad (\text{VIII.32})$$

где φ_1 — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, взятый по табл. 1 прил. II в зависимости от гибкости ветви на расстоянии между узлами решетки $\lambda_{B_1} = l_{B_1}/r_1$; r_1 — радиус инерции сечения ветви относительно оси 1—1; φ_y — коэффициент продольного изгиба ветви относительно оси y — y , определяемый по той же таблице в зависимости от гибкости: $\lambda_y = l_y/r_y$ (здесь l_y — расчетная длина ветви из плоскости колонны; r_y — радиус инерции сечения ветви относительно оси y — y); F_{B_1} — площадь сечения ветви.

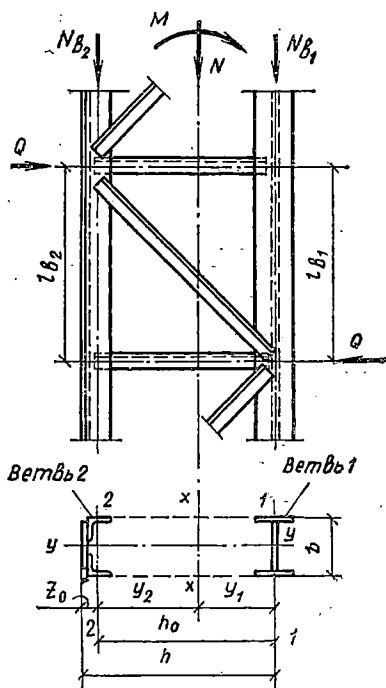


Рис. VIII.10. К расчету внецентренно-сжатой сквозной колонны

Точно так же проверяется устойчивость другой ветви колонны.

Внецентренно-сжатые сквозные колонны, особенно узкие и высокие, должны быть, кроме того, проверены на устойчивость в целом, т. е. в предположении, что колонна работает как единый стержень составного сечения. Устойчивость в плоскости действия момента проверяют

по той же формуле (VIII.22), что и для сплошных внецентренно-сжатых колонн:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F_{\text{бр}}} \leq R,$$

но коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ для сквозных колонн определяют в зависимости от *условной приведенной гибкости стержня* $\lambda_{\text{пр}} = \lambda_{\text{пр}} \sqrt{R/E}$ и относительного эксцентриситета m_x по табл. 3 прил. II для сквозных стержней. Приведенную гибкость вычисляют, как и для центрально-сжатых колонн, по формуле (VIII.10). Относительный эксцентриситет для сквозных сечений определяют по формуле

$$m_x = e_x \frac{F_{\text{бр}}}{W_x} = \frac{M}{N} \frac{F_{\text{бр}}}{I_x} y_1, \quad (\text{VIII.33})$$

где $F_{\text{бр}}$ — площадь сечения всего стержня (обеих ветвей); $I_x = F_{B_1} y_1^2 + F_{B_2} y_2^2$ — момент инерции сечения (рис. VIII.10); y_1 — расстояние от центра тяжести сечения колонны до центра тяжести сечения наиболее нагруженной ветви.

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня составного сечения из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости в этом направлении обеих ветвей по формуле (VIII.32). Чтобы увеличить сопротивление колонны скручиванию, ее ветви должны соединяться жесткими поперечными диафрагмами, которые располагают примерно через 3–5 м.

Элементы решетки сквозной внецентренно-сжатой колонны рассчитывают на большую из поперечных сил: реальную, определенную при статическом расчете, или условную, найденную так же, как и для центрально-сжатых колонн (см. табл. VIII.7). Подбор сечения элементов решетки выполняется точно так же, как и в центрально-сжатых колоннах (см. с. 202–204).

Подбор сечения сквозной внецентренно-сжатой колонны удобно выполнять в следующем порядке.

1. Определяют высоту сечения h , которая из условий жесткости не должна быть менее $1/15$ — $1/20$ высоты колонны.

2. По формулам (VIII.29) и (VIII.30) определяют ориентировочно усилия в ветвях колонны N_{B_1} и N_{B_2} . Так как заранее неизвестно положение центра тяжести сечения, то предварительно принимается $y_1 \approx (0,4–0,6) h$ и $h_0 = h$. Для симметричных сечений усилия в ветвях определяют сразу точно.

3. Далее находят требуемую площадь ветвей по формулам и

$$F_{B_1} = \frac{N_{B_1}}{(0,7–0,9) R} \text{ и } F_{B_2} = \frac{N_{B_2}}{(0,7–0,9) R} \quad (\text{VIII.34})$$

компонуют сечения ветвей. Из условия обеспечения общей устойчивости ширину ветвей принимают равной $1/20—1/30$ высоты колонны, что соответствует гибкости $\lambda \approx 60—100$. Ветви колонны работают на центральное сжатие, поэтому местную устойчивость элементов сечения (стенки, полки, свесов) обеспечивают так же, как в центрально-сжатых колоннах.

4. Определяют геометрические характеристики обеих ветвей и всего сечения. С учетом действительного положения центра тяжести сечения колонны по формулам (VIII.29) и (VIII.30) находят точное значение продольных сил в ветвях.

5. Проверяют устойчивость обеих ветвей по формулам (VIII.31) и (VIII.32). Если подбор сечений ветвей оказался неудачным (перенапряжение или большое недонапряжение), то на основе данных расчета выполняется корректировка сечений ветвей.

6. Подбирают сечения раскосов колонны, находят приведенную гибкость стержня и относительный эксцентриситет по формулам (VIII.10) и (VIII.33) и проверяют общую устойчивость колонны по формуле (VIII.22).

Пример расчета внецентренно-сжатой колонны приведен в § 41.

Проверка прочности, общей и местной устойчивости **внецентренно-сжатых сплошных и сквозных стержней из алюминиевых сплавов** производится по аналогичным формулам, что и для стальных стержней. При этом значения постоянных величин, зависящих от свойств материала (расчетное сопротивление, модуль упругости, условная поперечная сила, предельные отношения свесов поясов к их толщинам, высот стенок сечений к толщинам стенок и т. д.), принимаются по СНиП II-24-74.

§ 32. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ УЗЛОВ И ДЕТАЛЕЙ КОЛОНН

1. ОГОЛОВКИ КОЛОНН

Оголовок колонны служит опорой для вышележащей конструкции (балки, фермы) и распределяет сосредоточенную нагрузку на колонну равномерно по сечению стержня.

Вышележащие конструкции опираются на колонну сверху или примыкают сбоку. При опирании сверху широко распространено решение, в котором опорный узел вышележащей конструкции имеет поперечное ребро с выступающим на 15—25 мм фрезерованным торцом, через который передается давление на колонну (рис. VIII.11, а, б, в, г). Реже применяется конструкция узла, где опорное давление передается внутренним ребром,

расположенным над полкой колонны (см. рис. VIII.11, *б*, *е*).

Если поперечное ребро имеет выступающий торец, то опорное давление передается сначала на опорную плиту оголовка колонны, затем на опорное ребро оголовка, с этого ребра — на стенку колонны (или траверсу в сквозной колонне, рис. VIII.11, *в*, *г*) и далее равномерно рас-

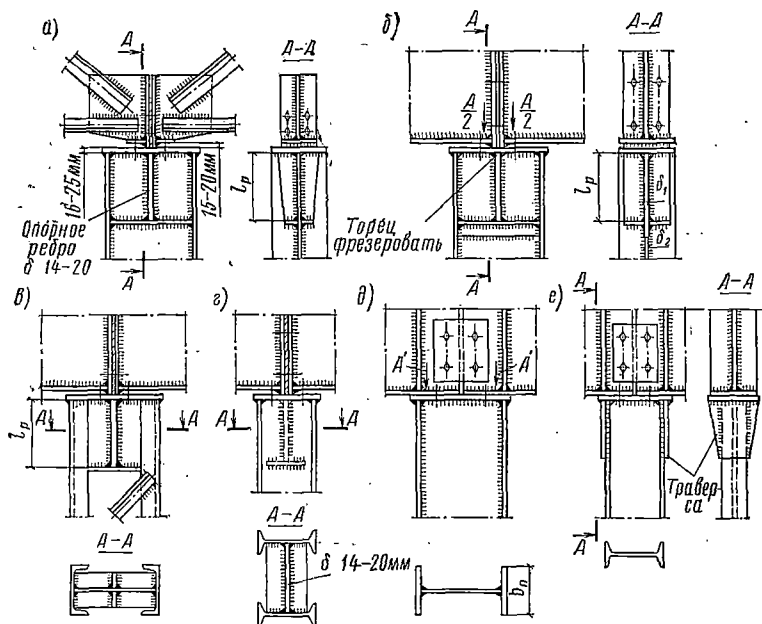


Рис. VIII.11. Оголовки колонн при опирании на них конструкций сверху

пределяется по сечению стержня. Опорная плита оголовка служит для передачи давления с торцов балки на опорные ребра оголовка, поэтому ее толщина определяется не расчетом, а конструктивными соображениями (неточность совпадения ребер балки и колонны, деформации опорной плиты от сварки и т. д.) и принимается обычно 16—25 мм.

С опорной плиты давление передается на опорные ребра оголовка через горизонтальные сварные швы, при-

крепляющие торцы ребер к плите. Длина этих швов должна быть не менее

$$\Sigma l_{\text{ш}} \geq \frac{A}{0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}}, \quad (\text{VIII.35})$$

где A — полное давление на оголовок.

В случае установки опорной плиты на фрезерованный торец стержня колонны обеспечивается плотное прилегание плиты к ребру колонны и опорное давление передается непосредственным контактом поверхностей, а сварные швы, прикрепляющие опорную плиту, принимаются конструктивно минимальной толщины по табл. V.5; на чертеже дается указание о фрезеровке торца колонны (рис. VIII.11, б).

Площадь опорных ребер оголовка определяется условием их сопротивления смятию опорным давлением

$$F_{\text{оп}} \geq \frac{A}{R_{\text{см.т}}}. \quad (\text{VIII.36})$$

Ширина ребер принимается в соответствии с шириной опирающегося торца фермы или балки. Толщина ребра должна быть не менее $1/15 \sqrt{21/R}$ его ширины.

Низ опорных ребер оголовка обрамляется обычно поперечными ребрами, которые препятствуют их скручиванию из плоскости колонны при неравномерном давлении торцов балок, возникающем от неточности изготовления или монтажа.

С опорных ребер давление на стенку колонны передается через угловые швы. Исходя из этого находят требуемую длину этих ребер:

$$l_p \geq A/4 \cdot 0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}. \quad (\text{VIII.37})$$

Расчетная длина швов при этом не должна превышать 60 толщин шва, а высота шва 1,2 δ .

Ребро следует также проверить на срез по формуле

$$\tau = \frac{A}{F_p} = \frac{A}{2l_p \delta_p} \leq R_{\text{ср}}, \quad (\text{VIII.38})$$

где δ_p — толщина опорного ребра.

При больших опорных давлениях и тонких стенках колонн может произойти разрушение металла стенки от

среза ее по граням крепления ребра. Напряжения среза определяют по аналогичной формуле

$$\tau = \frac{A}{2l_p \delta_{ст}} \leq R_{ср}, \quad (\text{VIII.39})$$

где 2 — число срезов; $\delta_{ст}$ — толщина стенки сплошной колонны или толщина траверсы сквозной колонны.

Иногда при очень больших опорных давлениях напряжения среза в стенке превышают расчетное сопротивление. В этом случае увеличивают длину ребра или принимают более толстую стенку. Можно увеличить толщину стенки только в оголовке колонны, однако это решение, хотя и снижает расход металла, менее технологично в изготовлении.

Дальнейшее распределение давления со стенки по всему сечению стержня сплошной колонны обеспечивается сплошными швами, соединяющими полки и стенку. В сквозных колоннах давление (см. рис. VIII.11, в, г) с траверсы передается на ветви колонны через угловые швы, толщина которых должна быть не менее

$$h_{ш} \geq \frac{A}{4 \cdot 0,7 l_p R_y^{св}}. \quad (\text{VIII.40})$$

Оголовок колонны с опорными ребрами балок, расположенными над полками колонны (рис. VIII.11, д, е), конструируется и рассчитывается аналогично предыдущему, только роль опорных ребер оголовка выполняют теперь полки колонны.

Если давление с плиты передается на колонну через сварные швы (торец колонны нефрезерованный), то толщина сварных швов, прикрепляющих одну полку колонны к плите (рис. VIII.11, д), определяется из условия среза их реакцией одной балки:

$$h_{ш} \geq \frac{A'}{2 \cdot 0,7 b_{п} R_y^{св}}, \quad (\text{VIII.41})$$

где A' — опорная реакция одной балки; $b_{п}$ — ширина полки колонны.

Если торец колонны фрезеруется, то сварные швы принимаются минимальной толщины.

Чтобы обеспечить передачу опорного давления по всей ширине опорного ребра балки при большой ширине поясов балок и узких полках колонн, приходится проектировать уширенную траверсу (см. рис. VIII.11, е). Ус-

ловно принимается, что опорное давление с плиты передается сначала полностью на траверсу, а затем с траверсы на полку колонны; в соответствии с этим рассчитывают и швы крепления траверсы к плите и колонне.

При опирании конструкций на колонну сбоку (рис. VIII.12) вертикальная реакция передается через строганный торец опорного ребра балки на торец опорного столика и с него — на полку колонны. Толщина опорного столика принимается на 5—10 мм больше толщины опорного ребра балки. Если опорная реакция балки не превосходит 200 кН, опорный столик делают из толстого уголка со срезанной полкой, при большей величине реакции столик делают из

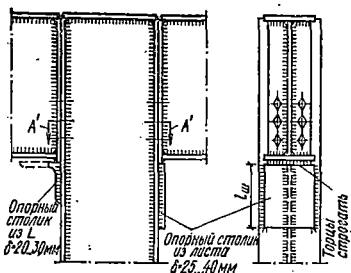


Рис. VIII.12. Оголовок колонны при опирании на нее конструкций сбоку

листа со строганным верхним торцом. Каждый из двух швов, прикрепляющих столик к колонне, рассчитывается на $\frac{2}{3}$ опорной реакции, чем учитывается возможная непараллельность торцов балки и столика вследствие неточностей при изготовлении и в связи с этим неравномерная передача давления между торцами. Требуемую длину одного шва крепления столика определяют по формуле (см. рис. VIII.12)

$$l_{\text{ш}} \geq \frac{2/3A'}{0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} \quad (\text{VIII.42})$$

Иногда столик приваривают не только по бокам, но и по нижнему торцу; в этом случае общую длину шва определяют по усилию, равному $4/3A'$.

Опорное ребро балки крепится к полке колонны на болтах грубой или нормальной точности, поставленных в отверстия на 3 мм большие, чем диаметр болтов, так как иначе при небольших отклонениях отверстий при изготовлении балка может зависнуть на болтах и не касаться опорного столика,

2. БАЗЫ КОЛОНН

База (башмак) колонны служит для распределения сосредоточенного давления от стержня колонны равномерно по площади опирания и обеспечивает закрепление нижнего конца колонны в соответствии с принятой расчетной схемой.

Базы центрально-сжатых колонн могут быть шарнирные или жесткие. Шарнирные базы имеют наиболее про-

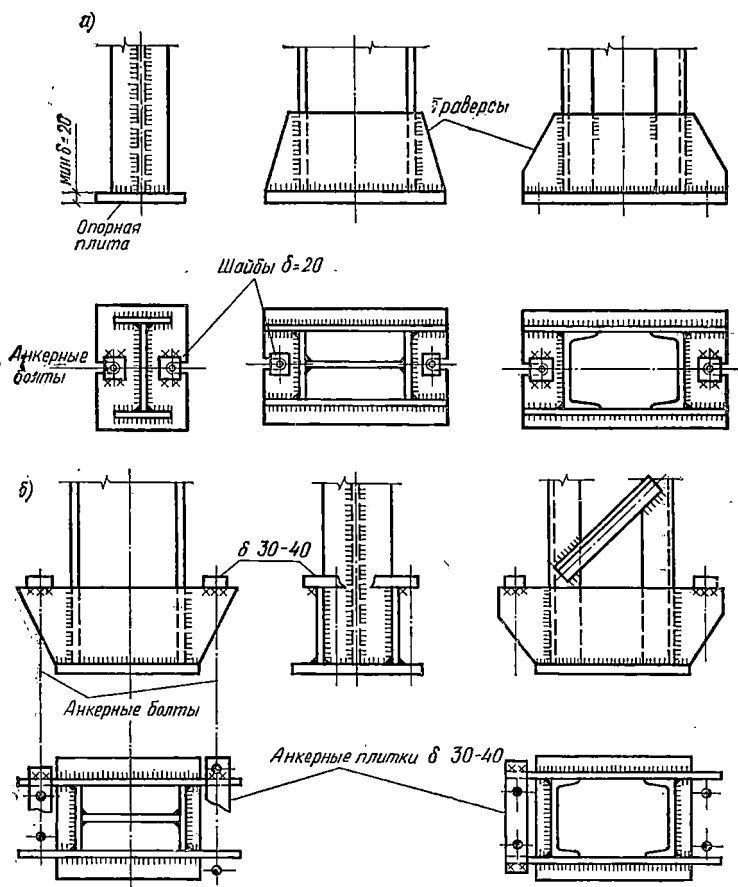


Рис. VIII.13. Базы центрально-сжатых колонн

а — шарнирные; б — жесткие

стую конструкцию (рис. VIII.13, а). Особенностью их является крепление анкерными болтами непосредственно за опорную плиту; анкерных болтов, как правило, два (иногда четыре). В сильно нагруженных колоннах для равномерной передачи давления на опорную плиту устанавливают траверсы и ребра.

Жесткие базы имеют не менее четырех анкерных болтов, которые крепятся к траверсам (см. рис. VIII.13, б). Благодаря этому после затяжки болтов исключается поворот колонны на опоре.

Толщину опорной плиты базы определяют расчетом, однако из конструктивных соображений не принимают менее 20 мм. Диаметр анкерных болтов в центрально-сжатых колоннах также принимают конструктивно: для шарнирных баз $d=20-30$ мм, для жестких баз $d=24-36$ мм и более (в зависимости от мощности колонны). Для удобства монтажа и возможности некоторой рихтовки при установке анкерные болты заводят в специальные проушины, ширина которых на 10—30 мм больше диаметра болта, или пропускают между траверсами. После этого на болты надеваются шайбы толщиной 20—30 мм с отверстием, на 3 мм большим, чем диаметр болта, или анкерные плитки толщиной 30—40 мм, завертываются гайки, а шайбы (плитки) привариваются монтажной сваркой к плите или траверсам.

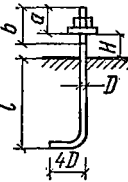
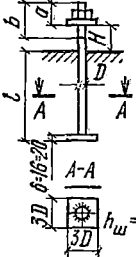
Опорная плита в легких колоннах обычно приваривается к траверсам и стержню колонны. Для мощных колонн может быть применен безвыверочный метод монтажа. В этом случае торец колонны и поверхность плиты фрезеруются, плита при помощи установочных болтов выверяется на фундаменте в проектное положение, подливается раствором и после этого на плиту устанавливается колонна. Устройство таких баз описано в § 41.

Длину заделки анкерного болта в фундамент, высоту выступающей части болта, длину нарезки и минимальный размер проушин принимают в зависимости от диаметра анкерного болта по табл. VIII.10.

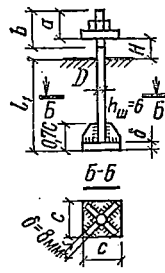
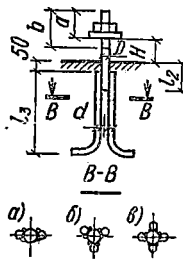
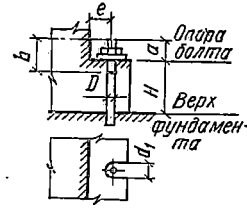
Обычно базы колонн устанавливаются на 500—1000 мм ниже отметки пола здания и обетонировываются для защиты от коррозии.

При расчете базы исходят из того, что вертикальное давление колонны N рассредоточивается траверсами и ребрами и уравнивается реактивными напряжениями фундамента σ_6 (рис. VIII.14, а). Требуемая площадь

**ТАБЛИЦА VIII.10 АНКЕРНЫЕ БОЛТЫ (СТАЛЬ
БЕТОН ФУНДАМЕНТОВ)**

Характеристика болтов				Тип I (для $d=20-36$ мм)	Тип II (для $d=42-90$ мм)
наруж- ный диаметр	внутрен- ний диаметр резьбы	расчетная площадь сечения	предель- ное расчетное усилие		
Нормальная заделка $l \approx 35d$					
D , мм	d , мм	F_{HT} , см ²	N , кН	l , мм	
20	16,93	2,25	31,5	700	—
22	18,93	2,81	39,4	800	—
24	20,32	3,24	45,3	850	—
27	23,32	4,27	59,7	1000	—
30	25,71	5,19	72,5	1050	—
36	31,09	7,58	106	1300	—
42	36,48	10,45	146	—	1500
48	41,86	13,75	192	—	1700
56	49,25	19,02	266	—	2000
64	56,64	25,2	352	—	2300
72	64,64	32,8	459	—	2600
80	72,64	41,4	580	—	2800
85	77,64	47,3	662	—	3000
90	82,64	53,6	750	—	3200

КЛАССА С 38/23 МАРКИ ВСт3кп2,
МАРОК 100—150)

Тип III (для $d=30-90$ мм)			Тип IV (для $d=42-80$ мм)			Обозначение и размеры деталей			
									
Мини- мальная заделка	Опорная плита		Число и диа- метр приви- ренных стержней	Заделка ос- нового нового стержня	Заделка при- варенных стержней	Длина высту- пающей части	Длина наре- зной части	Наименьшее приближение к траверсе	Отверстие или проуши- на для болта
	шири- на	толщи- на							
L_1 , мм	c , мм	δ , мм	$n \times d$, шт. $\times$ мм	L_2 , мм	L_3 , мм	a , мм	b , мм	e , мм	d_1 , мм
—	—	—	—	—	—	35	60	30	30
—	—	—	—	—	—	40	65	30	35
—	—	—	—	—	—	45	70	30	35
—	—	—	—	—	—	50	75	35	40
500	140	20	—	—	—	55	80	40	50
600	200	20	—	—	—	65	90	45	60
700	200	20	2Ø27	250	850	70	100	50	70
800	240	25	2Ø30	300	950	80	100	60	80
1000	240	25	2Ø36	350	1100	100	120	70	90
1100	280	30	2Ø36	350	1100	110	130	80	100
1300	280	30	3Ø36	350	1100	120	145	90	110
1400	350	40	4Ø36	350	1100	140	155	100	120
1500	350	40	—	—	—	140	170	120	130
1600	400	40	—	—	—	150	180	130	140

опорной плиты башмака обуславливается прочностью бетона фундамента:

$$F_{пл} = \frac{N}{R_{см}^6}, \quad (\text{VIII.43})$$

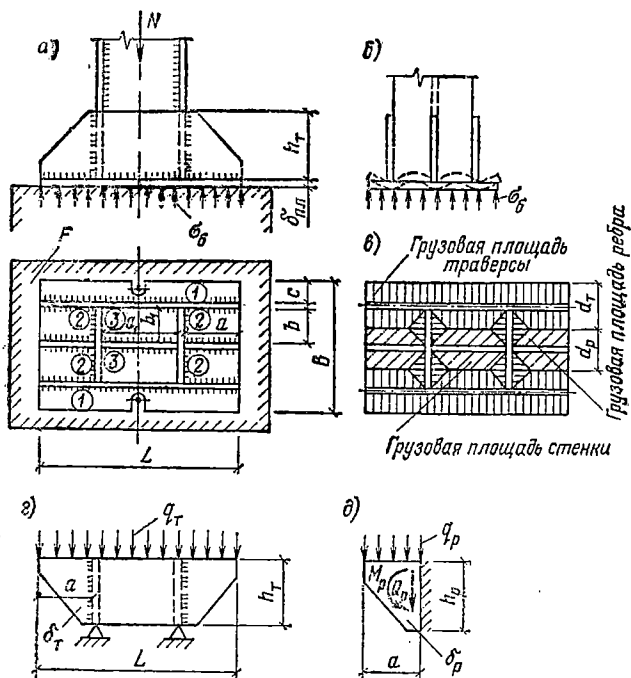


Рис. VIII.14. К расчету базы центрально-сжатой колонны

где N — расчетное усилие в колонне; $R_{см}^6$ — расчетное сопротивление бетона при местном смятии:

$$R_{см}^6 = \gamma R_{пр}^6 = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{пл}}} R_{пр}^6. \quad (\text{VIII.44})$$

Здесь $R_{пр}^6$ — призмечная прочность бетона. Для фундаментов обычно применяется бетон марок 100, 150 и реже 200, призмечная прочность для которых соответственно равна 0,44, 0,65 и 0,8 кН/см²; γ — коэффициент, увеличивающий сопротивление бетона смятию, в зависи-

мости от отношения площади опорной плиты базы $F_{пл}$ к площади поверхности фундамента F , на которую опирается плита (рис. VIII.14, а). Величина γ не должна превышать 1,5, и, если база рассчитывается до проектирования фундамента, часто принимается $\gamma=1,2$.

Определив требуемую площадь плиты, устанавливая первоначально ее ширину B , которая зависит от принятой конструкции башмака и условия размещения анкерных болтов. Чтобы плита не получилась слишком толстая, ее консольную часть (размер c , рис. VIII.14, а) принимают не более 100—120 мм. После этого находят длину плиты $L=F_{пл}/B$.

Толщину плиты определяют исходя из условия ее работы на изгиб. Нагрузкой на плиту является равномерное отпорное давление фундамента $\sigma_b=N/F_{пл}$, а ее опорами — траверсы, ребра базы и стержень колонны (рис. VIII.14, б).

Вся площадь опорной плиты может быть расчленена на различные участки по условиям опирания: 1 — консольные, 2 — опертые по трем сторонам и 3 — опертые по четырем сторонам (см. рис. VIII.14, а).

Изгибающий момент в плите консольного участка 1 можно определить, выделив полосу шириной 1 см:

$$M_1 = \frac{\sigma_b c^2}{2}. \quad (\text{VIII.45})$$

Наибольший момент участка плиты, опертого по трем сторонам 2, будет посередине свободной стороны b . Он определяется по формуле

$$M_2 = \alpha \sigma_b b^2, \quad (\text{VIII.46})$$

где b — длина свободного края плиты; α — коэффициент, принимаемый по табл. VIII.11, в зависимости от отношения сторон a/b .

При отношении сторон $a/b < 0,5$ влияние опирания на сторону a делается незначительным и плита рассчитывается по формуле (VIII.45) как консоль с вылетом $c=a$.

ТАБЛИЦА VIII.11. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА α

$\frac{a}{b}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	Более 2
α	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,12	0,126	0,132	0,133

Расчетный момент участка плиты, опертой по четырем сторонам 3, определяется по формуле

$$M_3 = \beta \sigma_b b_1^2, \quad (\text{VIII.47})$$

где b_1 — длина короткой стороны участка; β — коэффициент, принимаемый по табл. VIII.12, в зависимости от отношения сторон a_1/b_1 (рис. VIII.14, а).

ТАБЛИЦА VIII.12. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА β

$\frac{a_1}{b_1}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Более 3
β	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125

При отношении сторон $a_1/b_1 > 3$ плита работает как простая балка с пролетом b_1 и изгибающий момент

$$M_3 = \frac{\sigma_b b_1^2}{8}, \quad (\text{VIII.48})$$

что и соответствует последнему столбцу табл. VIII.12 ($0,125 = 1/8$).

Больший из изгибающих моментов всех участков будет расчетным, по которому из условия напряжения в плите, равному расчетному сопротивлению стали, определяется ее толщина

$$\sigma = \frac{M}{W_{пл}} = \frac{M}{\frac{18\delta_{пл}^2}{6}} = R,$$

откуда требуемая толщина опорной плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M}{R}}. \quad (\text{VIII.49})$$

При расчете опорных плит следует учитывать, что расчетное сопротивление сталей с увеличением толщины уменьшается (табл. IV.1). Обычно плиты толщиной до 40 мм применяют из низкоуглеродистой стали класса С 38/23, при больших толщинах целесообразно переходить на низколегированные стали повышенной прочности. Правка стали толщиной более 40 мм вызывает затруднения, поэтому поверхности толстых опорных плит и торца колонны в этих случаях обычно фрезеруют.

Давление плиты передается на элементы базы с грузовых площадей, построенных по законам биссектрис (см. рис. VIII.14, в). Сечения элементов базы и их соединения рассчитывают на приходящиеся на них доли нагрузок. Расчетную схему траверсы можно представить себе как двухконсольную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой (треугольные участки площадей у полков колонны для простоты обычно относятся к траверсам и ребрам) и опирающейся на полки колонны (см. рис. VIII.14, г). Погонная нагрузка на траверсу

$$q_T = \sigma_b d_T,$$

где d_T — ширина грузовой площади траверсы (см. рис. VIII.14, в). Изгибающий момент и поперечную силу консоли траверсы определяют по формулам

$$M_T = \frac{q_T a^2}{2} \text{ и } Q_T = q_T a.$$

Теперь может быть проверена прочность траверсы на изгиб и срез:

$$\sigma = \frac{M_T}{W_T} = \frac{6M_T}{\delta_T h_T^2} \leq R \text{ и } \tau = \frac{Q_T}{\delta_T h_T} \leq R_{ср}. \quad (\text{VIII.50})$$

Необходимая высота швов, прикрепляющих траверсу к полкам колонны, определяется по формуле

$$h_{ш} \geq \frac{q_T L}{2 \cdot 0,7 h_T R_y^{св}}, \quad (\text{VIII.51})$$

где $q_T L$ — полная нагрузка, приходящаяся на одну траверсу; 2 — количество швов.

Аналогично проверяется прочность ребер, которые также работают на изгиб и срез (см. рис. VIII.14, д):

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{M_p}{W_p} = \frac{q_p a^2}{2} : \frac{\delta_p h_p^2}{6} \leq R \\ \text{и} \\ \tau &= \frac{Q_p}{h_p \delta_p} = \frac{q_p a}{\delta_p h_p} \leq R_{ср} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VIII.52})$$

(здесь $q_p = \sigma_b d_p$, остальные обозначения величин понятны из рис. VIII.14, в, д).

Сварные угловые швы, прикрепляющие ребро к колонне, проверяются на равнодействующее напряжение от изгиба и среза по формуле

$$\sigma_{\text{ш}}^p = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2}, \quad (\text{VIII.53})$$

где

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{M_p}{W_{\text{ш}}} = \frac{q_p a^2}{2} : 2 \frac{0,7 h_{\text{ш}} h_p^2}{6};$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{Q_p}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} h_p}.$$

Расчет швов, прикрепляющих элементы базы к плите, выполняется в зависимости от принятого конструктивного решения. Если торец базы не фрезеруется и все продольное усилие N передается на плиту через сварные угловые швы, то крепление каждого элемента к плите рассчитывается на соответствующую долю давления с грузовых площадей (см. рис. VIII.14, в).

Так, например, требуемая толщина швов, прикрепляющих траверсу к плите, определится по формуле

$$h_{\text{ш}} \geq \frac{N_T}{0,7 \Sigma l_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}}, \quad (\text{VIII.54})$$

где $N_T = \sigma_b d_T L$ — давление, приходящееся на траверсу; $\Sigma l_{\text{ш}} = L + 2a$ — длина швов, прикрепляющих траверсу к плите (см. рис. VIII.14, а).

Аналогично требуемая толщина швов, прикрепляющих ребро к плите, должна быть не менее

$$h_{\text{ш}} \geq \frac{Q_p}{0,7 \Sigma l_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}}, \quad (\text{VIII.54}')$$

где $Q_p = q_T a = \sigma_b d_p a$ — давление на ребро; $\Sigma l_{\text{ш}} = 2a$ — длина швов.

Давление плиты на полки и стенку колонны собирается с небольших площадей (см. рис. VIII.14, в), и швы крепления к плите получаются очень тонкими. Однако, чтобы не усложнять изготовления, все швы, прикрепляющие элементы базы к плите, обычно принимаются одной или в крайнем случае двух толщин.

При конструктивном решении базы с фрезеровкой торца все давление колонны на плиту передается непосредственным контактом соприкасающихся поверхностей,

и швы, прикрепляющие элементы базы к плите, рассчитываются на условную силу, равную 15% общего давления (для восприятия случайных моментов и поперечных сил):

$$h_{ш} \geq \frac{0,15N}{0,7 \sum l_{ш} R_y^{CB}} \quad (VIII.55)$$

где $\sum l_{ш}$ — суммарная длина швов.

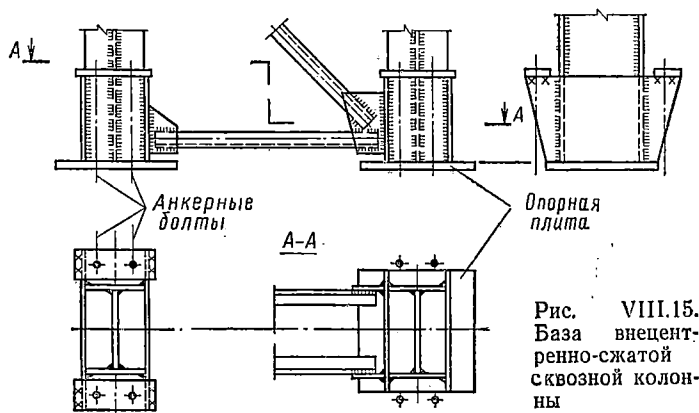


Рис. VIII.15.
База внецентренно-сжатой сквозной колонны

Указание о фрезеровке торца базы обязательно оговаривается на чертеже.

Базы внецентренно-сжатых сквозных колонн. Конструктивное решение баз внецентренно-сжатых сквозных колонн имеет много общего с базами центрально-сжатых колонн, так как ветви колонны нагружены центральной продольной силой (рис. VIII.15). Поэтому конструирование и расчет элементов баз внецентренно-сжатых сквозных колонн производится точно так же, как баз центрально-сжатых колонн (см. предыдущий раздел). При действии большого изгибающего момента и незначительной продольной силы в одной из ветвей колонны может возникнуть растяжение и она будет

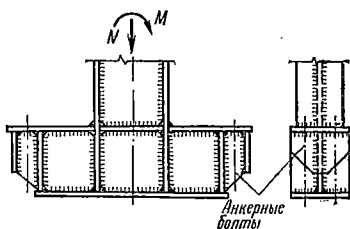


Рис. VIII.16. База внецентренно-сжатой сплошной колонны

стремиться оторваться от фундамента. Растянутая ветвь притягивается к фундаменту анкерными болтами, поэтому в данном случае болты являются рабочими и их сечение определяется расчетом.

Базы внецентренно-сжатых сплошных колонн имеют в плоскости действия момента вытянутую форму и боль-

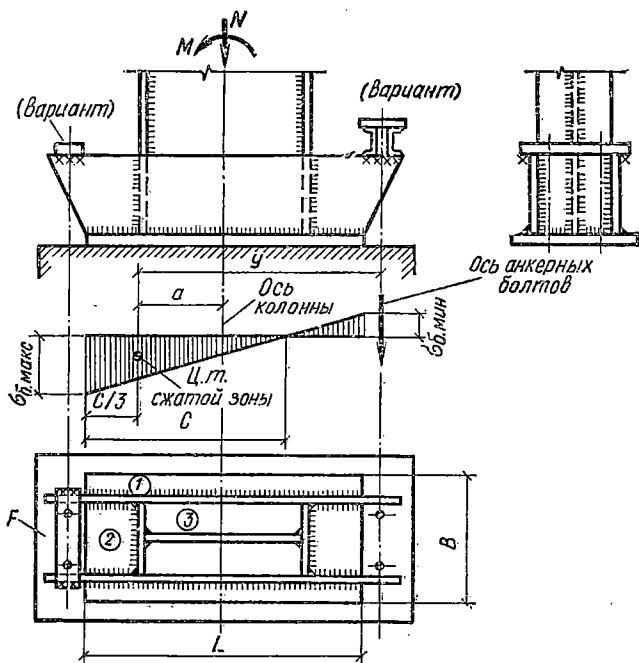


Рис. VIII.17. К расчету базы внецентренно-сжатой сплошной колонны

шее плечо анкерных болтов (рис. VIII.16 и VIII.17). Конструкции баз колонн желательно проектировать простыми, с минимальным количеством деталей, с доступностью сварки всех швов.

Ввиду воздействия изгибающего момента база внецентренно-сжатой колонны оказывает неравномерное давление на бетон фундамента (рис. VIII.17). Наибольшее и наименьшее давление на бетон по краям плиты определяют по формулам:

$$\sigma_{б, макс} = \frac{N}{F_{пл}} + \frac{M}{W_{пл}} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2}; \quad (\text{VIII.56})$$

$$\sigma_{б.мин} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2}, \quad (\text{VIII.57})$$

где B и L — ширина и длина плиты.

При большом значении изгибающего момента второй член формулы (VIII.57) может оказаться больше первого, и под плитой должно было бы возникнуть растяжение в бетоне $\sigma_{б.мин}$ (рис. VIII.17). Так как опорная плита базы лежит свободно на фундаменте и не может тянуть бетон вверх, то для сохранения силового равновесия растягивающие усилия передают на анкерные болты.

Расчет базы внецентренно-сжатой сплошной колонны выполняется в той же последовательности, что и центрально-сжатой.

Сначала по формуле (VIII.44) определяют сопротивление бетона смятию $R_{см}^б$ с учетом соотношения площадей плиты базы и бетона фундамента. Затем, задавшись шириной опорной плиты B , определяют ее требуемую длину

$$L = \frac{N}{2BR_{см}^б} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_{см}^б}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{см}^б}}, \quad (\text{VIII.58})$$

которая получена из формулы (VIII.56) при условии, что $\sigma_{б.макс} = R_{см}^б$.

Расчет производится на невыгоднейшую комбинацию сил N и M , дающую наибольшее сжатие бетона у края плиты.

Установив окончательно размеры опорной плиты, вычисляют фактические напряжения в бетоне фундамента σ_b по формулам (VIII.56) и (VIII.57). Так же, как в базах центрально-сжатых колонн, траверсы расчленяют опорную плиту на участки консольные 1, опертые по трем 2 и четырем 3 сторонам (см. рис. VIII.17). Определив по формулам (VIII.45), (VIII.46) и (VIII.47) изгибающие моменты в плите, находят по формуле (VIII.49) ее требуемую толщину. Так как давление бетона на плиту неравномерно, то при определении моментов в различных ее участках величину σ_b несколько в запас прочности принимают равной наибольшему значению в пределах участка (по масштабу с эпюры давления).

Сечения и крепления траверс базы рассчитывают по упрощенной балочной схеме на давления с соответствующих грузовых площадей аналогично, как и для баз центрально-сжатых колонн.

Требуемую площадь анкерных болтов определяют исходя из предположения, что растягивающая сила Z , вызванная растянутой зоной эпюры напряжений (см. рис. VIII.17), полностью воспринимается анкерными болтами. Составляя уравнение равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона, получим

$$M - Na - Zy = 0.$$

Отсюда суммарное усилие Z во всех анкерных болтах с одной стороны башмака

$$Z = \frac{M - Na}{y} \quad (\text{VIII.59})$$

и требуемая общая площадь их сечения

$$F_{\text{нт}}^a = \frac{Z}{R_p^a} = \frac{M - Na}{yR_p^a}, \quad (\text{VIII.60})$$

где R_p^a — расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению, принимаемое для болтов из стали класса С 38/23 равным 14 кН/см^2 (для сталей других классов, см. табл. VI.4); a и y — геометрические размеры, принимаемые по рис. VIII.17.

В табл. VIII.10 приведен сортамент анкерных болтов, из которой по усилию или площади нетто могут быть определены нужный диаметр болтов, длина заделки их в фундамент и минимальные установочные размеры.

При расчете анкерных болтов необходимо принимать невыгодную для них комбинацию нагрузок, дающую наибольший момент при небольшой нормальной силе (так как нормальная сила разгружает анкерные болты).

В раздельных базах (рис. VIII.15) внецентрально-сжатых сквозных колонн усилие в анкерных болтах равно растягивающему усилию в ветви колонны и определяется от невыгоднейшей комбинации усилий M и N по формуле (VIII.30).

Глава IX

ФЕРМЫ

Фермами называются решетчатые конструкции, работающие, как и балки, на изгиб. Конструкция фермы состоит из отдельных стержней, которые соединяются в узлах и образуют геометрически неизменяемую систему.

Нагрузка на ферму действует, как правило, в узлах, поэтому во всех ее стержнях возникают только продольные усилия сжатия или растяжения при работе в целом на изгиб. Благодаря этому металл в фермах используется более рационально, чем в балках, и они экономичнее балок по массе, но более трудоемки в изготовлении. Поэтому применяют фермы для перекрытия больших пролетов при относительно небольших нагрузках. В современном строительстве фермы применяют в самых разнообразных сооружениях.

§ 33. ХАРАКТЕРИСТИКА, КЛАССИФИКАЦИЯ, КОМПОНОВКА И ТИПЫ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ

Фермы состоят из верхнего и нижнего поясов, соединенных между собой решеткой из раскосов и стоек. Расстояние между узлами решетки фермы называется пане-

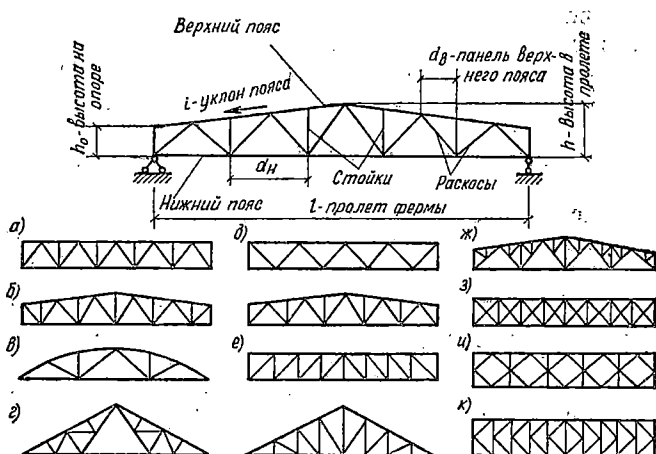


Рис. IX.1. Элементы ферм и их классификация по очертанию поясов и типу решетки

а — с параллельными поясами; б — полигональные; в — арочные (сегментные); г — треугольные; д — с треугольной решеткой; е — с раскосной решеткой; ж — со шпренгельной решеткой; з, и, к — со специальными решетками

лю, расстояние между ее опорами — пролетом. Разнообразие областей применения и конструктивных решений ферм позволяет классифицировать их по различным признакам:

по назначению — фермы мостов, покрытий (стропильные и подстропильные), транспортных эстакад, грузоподъемных кранов, гидротехнических затворов и других сооружений;

по очертанию поясов — фермы с параллельными поясами, полигональные, арочные и треугольные (рис. IX.1, а—г). Очертание поясов зависит главным образом от назначения фермы и принятой конструктивной схемы всего сооружения;

по системе решетки — фермы с треугольной решеткой и треугольной с дополнительными стойками решеткой (рис. IX.1, д), фермы с раскосной (рис. IX.1, е), шпренгельной решеткой (рис. IX.1, ж) и решетками специальных типов: крестовой, ромбической, полураскосной (рис. IX.1, з, и, к).

Система решетки зависит от схемы приложения нагрузок и специальных требований к ферме. Наиболее проста треугольная решетка. Дополнительные стойки ставят в тех случаях, когда в месте их расположения прикладываются сосредоточенные силы или когда хотят уменьшить длину панели верхнего, сжатого пояса.

Особенностью раскосной решетки является то, что все раскосы имеют усилия одного знака, а стойки — противоположного; при восходящем направлении раскосов стойки растянуты, а при нисходящем — сжаты. Шпренгельная решетка применяется при более частом приложении сосредоточенных сил к верхнему поясу. Фермы с крестовой решеткой применяются обычно при двусторонней нагрузке. Крестовые раскосы проектируют из гибких элементов или тяжей; они воспринимают только растягивающие усилия, а при сжатии выключаются из работы. Благодаря этому фермы с крестовой решеткой рассчитываются как статически определимые системы. Решетки ромбическая и полураскосная обладают повышенной жесткостью и применяются иногда в конструкциях с большими поперечными силами.

В зависимости от вида статической схемы различают фермы *разрезные*, *неразрезные* и *консольные*. По значению наибольших усилий в элементах фермы разделяют на *легкие* (пролетом l до 50 м с наибольшим усилием в поясах $N_{\max} \sim 5000$ кН) и *тяжелые*; по конструктивному решению — на *обычные*, *комбинированные* и с *предварительным напряжением*.

1. КОМПОНОВКА ФЕРМ

В задачу компоновки фермы входит определение ее рациональной схемы с учетом ряда требований: экономичности по затрате металла, простоты изготовления, транспортабельности, требований унификации и типизации. Эти требования часто входят в противоречия между собой, поэтому необходимо найти оптимальное решение, наилучшим образом удовлетворяющее одновременно комплексу требований.

Масса фермы зависит от отношения ее высоты к пролету. Усилия в поясах фермы возникают главным образом от изгибающего момента, а в решетке — от поперечной силы. Чем больше высота фермы, тем меньше усилия в поясах и их масса, но с увеличением высоты фермы возрастают длина решетки и ее масса. Наименьшая масса фермы достигается, когда масса поясов примерно равна массе решетки. Теоретическое значение отношения высоты к пролету для ферм наименьшей массы довольно велико: $h_{\text{опт}}/l = 1/4 - 1/6$. Изготовленные на заводе металлических конструкций отправочные элементы ферм в случае доставки их к месту монтажа железнодорожным транспортом должны иметь высоту не более 3900 мм (см. § 11, рис. IV.1).

Таким образом, оптимальные по затрате металла фермы пролетом более 18 м уже получаются негабаритными для перевозки. Фермы высотой более 3900 мм приходится собирать на месте монтажа, а это усложняет и удорожает строительство. Выгоднее сделать более тяжелую ферму с отношением h/l до $1/10$, но габаритную по условиям перевозки.

При компоновке схем ферм важнейшее значение придается удовлетворению требований унификации и типизации для снижения стоимости и трудоемкости заводских и монтажных работ. Например, ширина стандартных сборных железобетонных плит для покрытия промышленных зданий диктует постоянный размер панели ферм независимо от пролета; сопряжение ферм с колоннами в многопролетных зданиях требует одинаковой конструкции опорного узла и высоты на опоре ферм разных пролетов; применение сборочных кондукторов, упрощающих изготовление однотипных конструкций, возможно при полном подобии узлов фермы и т. д.

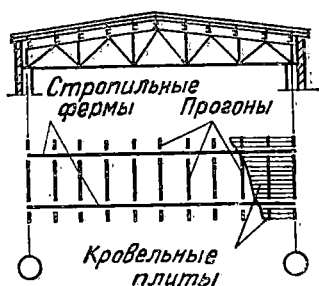


Рис. IX.3. Схема покрытия по прогонам

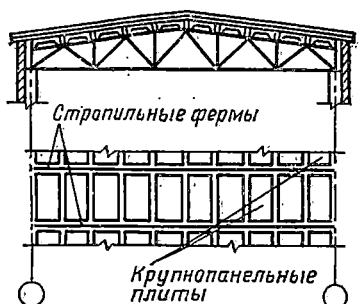


Рис. IX.4. Схема беспрогонного покрытия

Покрытие по прогонам

Наиболее простыми прогонами являются балки из прокатных швеллеров или двутавров (при шаге стропильных ферм 6 м). Прогоны устанавливают на верхний пояс фермы в ее узлах.

Для покрытий по прогонам неотапливаемых зданий применяют мелкогабаритные железобетонные плиты с асфальтовой стяжкой (выравнивающим слоем) и рубероидным ковром (рис. IX.5, а), волнистые асбестоцементные листы усиленного профиля, волнистые листы из стали или алюминиевых сплавов (рис. IX.5, б), а также плоские стальные листы толщиной 3—4 мм (в горячих цехах металлургических заводов) (рис. IX.5, в).

Для теплых кровель в качестве кровельных элементов, укладываемых по прогонам, широко применяют стальной профилированный настил, армоцементные и асбестоцементные плиты.

Стальной профилированный настил (рис. IX.6, а) изготовляют из оцинкованной стали толщиной $\delta=0,8; 0,9$ и 1 мм, шириной $B=680, 711$ и 782 мм, высотой профиля $h=40, 60$ и 80 мм и длиной до 12 м (можно и больше, но с такими листами трудно работать).

Условное обозначение листов по ТУ 34-5831-71: Н40-711-08, Н60-782-1 (0,9; 0,8), Н79-680-1 (настил, высота профиля h , ширина B , толщина листа δ).

Профилированные листы укладывают по прогонам, расположенным обычно через 3 м по разрезной или неразрезной схеме. Листы крепят к прогонам самонарезающими болтами (рис. IX.6, б) диаметром 6 мм. Между

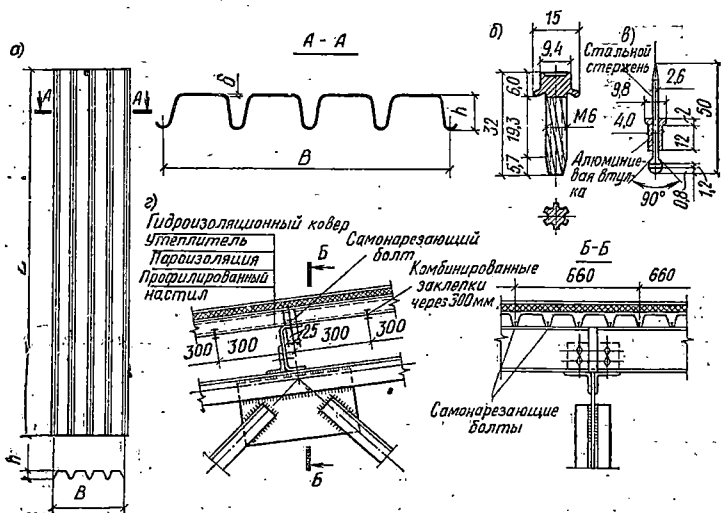
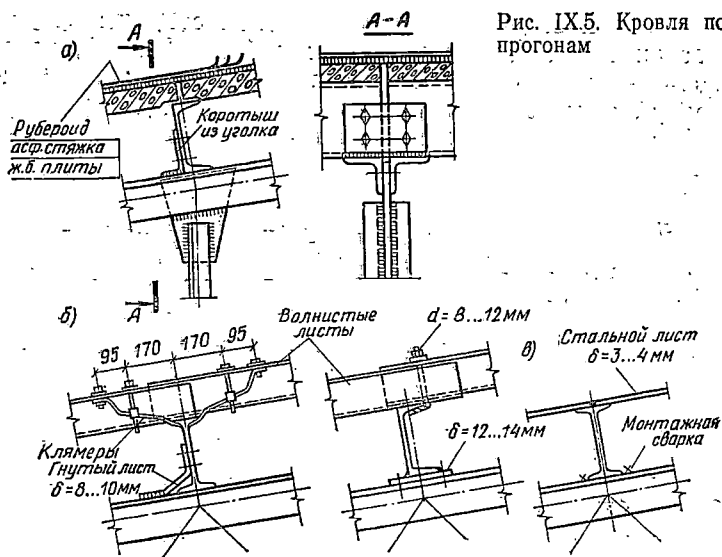


Рис. IX.6. Теплая кровля со стальным профилированным настилом
 а — профилированный настил; б — самонарезающий болт; в — комбинированная заклепка; г — угол кровельного покрытия

собой листы соединяют вдоль длинной стороны комбинированными заклепками $d=5$ мм (рис. IX.6, в), устанавливаемыми через 300 мм и позволяющими вести клепку с одной стороны настила (рис. IX.6, з).

Вес профилированного настила составляет 0,1—0,15 кН/м².

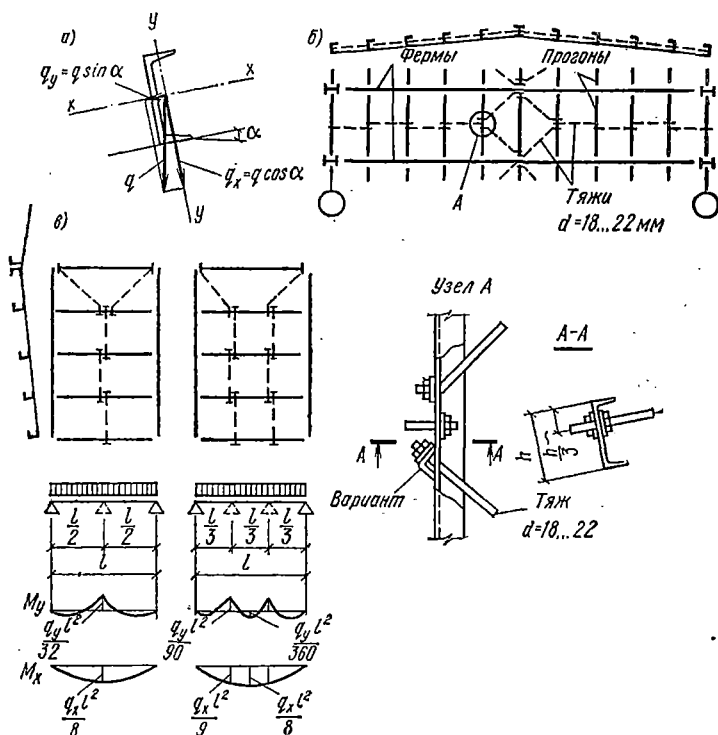


Рис. IX.7. К расчету прогонов

а — схема действия нагрузки; б — развязка прогона в плоскости ската тяжами; в — к определению расчетных усилий в прогоне

Сплошные прогоны, расположенные на скате кровли, работают на изгиб в двух плоскостях. Вертикальная нагрузка q может быть разложена на q_x , действующую в плоскости большей жесткости прогона, и скатную составляющую q_y (рис. IX.7, а). Хотя при небольших уклонах кровли скатная составляющая невелика, вследствие малой жесткости прогона относительно оси y — y напряже-

ния от нее получают большими. Чтобы уменьшить изгибающий момент от скатной составляющей, прогоны раскрепляют тяжами из круглой стали диаметром 18—22 мм (рис. IX.7, б), уменьшающими расчетный пролет прогона в плоскости ската. Тяжи ставят между всеми прогонами, за исключением конькового. В панелях у конька тяжи идут наклонно и крепятся к стропильной ферме или к коньковому прогону вблизи опор.

Составляющие нагрузки на прогон q_x и q_y в зависимости от угла наклона ската кровли α определяются:

$$q_x = q \cos \alpha \text{ и } q_y = q \sin \alpha. \quad (\text{IX.1})$$

Значения изгибающих моментов в плоскости меньшей жесткости прогона зависят от числа тяжей (рис. IX.7, в). При шаге ферм 6 м обычно ставят один тяж, при шаге 12 м или крутом скате лучше поставить два.

При установке одного тяжа изгибающий момент в плоскости ската находится как опорный момент в двухпролетной неразрезной балке (в том же сечении, где M_x максимален). Значения изгибающих моментов при установке одного и двух тяжей даны на рис. IX.7, в.

Наибольшие напряжения в прогоне от совместного действия изгиба в двух плоскостях:

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leq R. \quad (\text{IX.2})$$

Прочность прогонов разрешается проверять с учетом развития пластических деформаций по формуле

$$\sigma = \frac{M_x}{1,12W_x} + \frac{M_y}{1,12W_y} \leq R. \quad (\text{IX.3})$$

Если кровельный настил крепится к прогонам жестко и образует сплошное полотнище (например, плоский стальной лист приварен к прогонам; стальной профилированный настил прикреплен к прогонам самонарезающими болтами, а листы настила соединены между собой заклепками), то скатная составляющая будет восприниматься самим полотнищем кровли. В этом случае необходимость в тяжах отпадает и прогоны можно рассчитывать только на нагрузку q_x . Общую устойчивость прогонов не проверяют, так как устойчивость их обеспечена опирающимися на них по всей длине кровельными плитами или настилом.

Прогиб прогонов проверяют только в плоскости его большей жесткости. Он не должен превышать $1/200$ пролета (от нормативной нагрузки).

Прогоны крепят к поясам ферм при помощи коротышей из уголков, планок, гнутых элементов из листовой стали. Отдельные варианты узлов крепления прогонов показаны на рис. IX.5.

При шаге ферм 12 м применение сплошных прогонов увеличивает расход стали на 1 м² покрытия и тогда

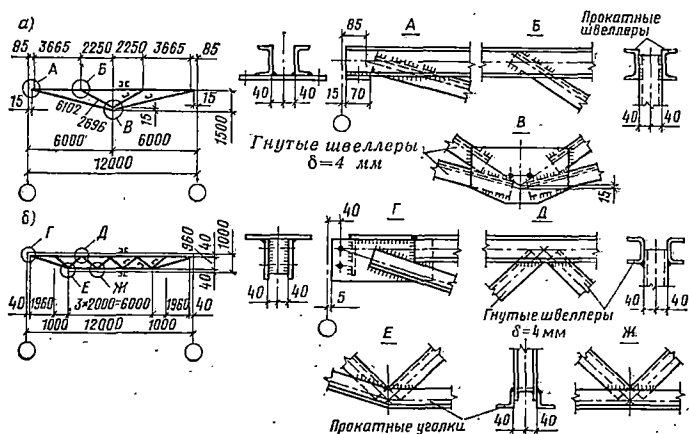


Рис. IX.8. Сквозные прогоны

а — конструкции ЦНИИПроектстальконструкции; б — конструкции ЦНИИПромзданий

применяют **сквозные прогоны**. На рис. IX.8 показаны конструкции сквозных прогонов, разработанные ЦНИИПроектстальконструкцией и ЦНИИПромзданий. Верхний пояс этих прогонов выполнен из двух прокатных или гнутых швеллеров, расположенных полками наружу на расстоянии 80 мм. Элементы решетки из гнутых швеллеров заводят между элементами пояса и приваривают к ним без фасонки. Такое решение обеспечивает достаточную простоту изготовления прогонов и существенно увеличивает их боковую жесткость.

Сквозные прогоны рассчитывают как фермы с соответствующей системой решетки и неразрезным верхним поясом. Верхний пояс прогонов работает на сжатие с изгибом (в одной плоскости, если отсутствует скатная составляющая нагрузки, или в двух плоскостях), остальные элементы испытывают продольные усилия.

Беспрогонное покрытие

Для беспрогонного покрытия широкое распространение получили различного вида крупнопанельные унифицированные железобетонные плиты шириной 1,5 и 3 м и длиной 6 и 12 м (рис. IX.9). Высота плит при пролете 6 м равна 300 мм, при пролете 12 м — 450 мм. Недостатком крупнопанельных железобетонных плит является их большой собственный вес ($1,2\text{--}2,4 \text{ кН/м}^2$), что приводит к утяжелению несущих конструкций здания (ферм, колонн, фундаментов).

Стремление облегчить теплую крупнопанельную кровлю приводит к поиску других конструктивных решений панелей с применением гнутых профилей, профилированного настила, алюминия, легких утеплителей. В качестве примера на рис. IX.10 показаны конструкции панелей для теплых кровель: панели размером $12 \times 3 \text{ м}$ из гнутых профилей и профилированного настила и панель размером $6 \times 1,5 \text{ м}$ из алюминия с утеплителем из пенопласта.

Для холодных кровель крупноразмерные панели применяются чаще, так как конструкция их получается достаточно простой. Некоторые решения таких панелей со стальными и алюминиевыми листами показаны на рис. IX.11.

2. СХЕМЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Схемы стропильных ферм, применяемые в покрытиях зданий, могут быть достаточно разнообразными (рис. IX.12).

В зависимости от конструкции кровли назначается ее уклон. При применении для кровли волнистых асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, чтобы предотвратить протекание воды между швами листов, ее уклон должен быть не менее $\frac{1}{7}$ для металлических кровель и $\frac{1}{4}$ для асбестоцементных. В случае рулонных или стальных кровель ($\delta = 3\text{--}4 \text{ мм}$) с заваренными швами уклон может быть меньше $\frac{1}{8}\text{--}\frac{1}{12}$. Широкое применение находят кровли с уклоном $1,5\%$, которые обычно проектируют с рулонным покрытием и защитой тонким слоем мелкозернистого гравия на битумных мастиках.

Тип решетки ферм определяется конструкцией покрытия, а также наличием нагрузок, приложенных к

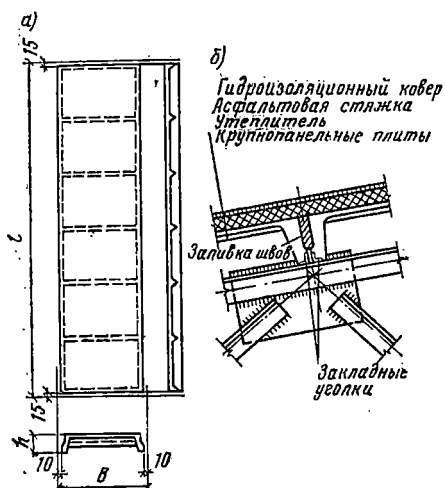


Рис. IX.9. Кровля по крупнопанельным плитам

а — плита; б — узел кровельного покрытия

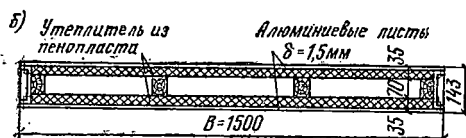
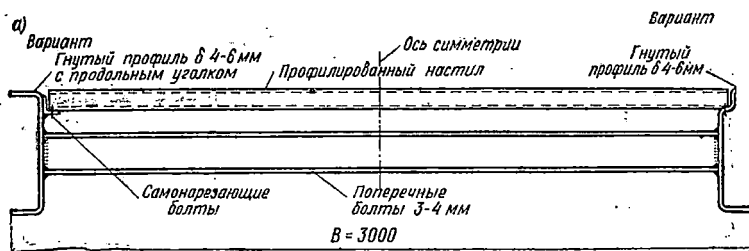


Рис. IX.10. Примеры конструкций панелей для теплых кровель
а — из гнутых профилей с профилированным настилом; б — алюминиевая с утеплителем из пенопласта

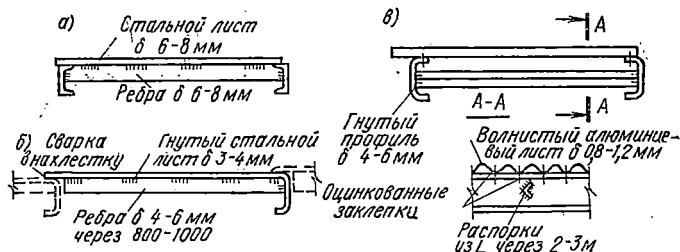


Рис. IX.11. Примеры конструкций панелей для холодных кровель

нижнему поясу (подвесные потолки, коммуникации, подвесной транспорт и т. д.). Обычно размер панели фермы кратен 3 м. При выборе схемы стропильных ферм учитывают также архитектурные соображения.

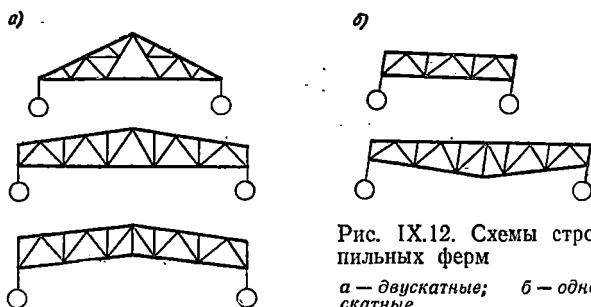


Рис. IX.12. Схемы стропильных ферм

а — двускатные; *б* — односкатные

§ 35. РАСЧЕТ ФЕРМ

Расчет ферм выполняют в следующем порядке: определяют нагрузку на ферму и вычисляют узловые силы, находят расчетные усилия во всех стержнях фермы и подбирают их сечения. После этого рассчитывают и конструируют соединения, узлы и детали.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК

Основными нагрузками на стропильные фермы являются:

постоянные нагрузки от веса кровли и собственного веса несущих конструкций покрытия;

нагрузка от снега;

прочие нагрузки, которые иногда прикладываются к фермам (подвесной транспорт, воздействие рамных моментов при жестком защемлении фермы на опорах и др.).

Постоянные нагрузки от веса кровли, собственного веса металлических конструкций стропильных ферм, связей по покрытию принимаются равномерно распределенными. Если к ферме прикладываются большие сосредоточенные силы свыше 30—50 кН, то их учитывают по фактическому расположению.

Постоянная нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции определяется по формуле

$$q = \frac{q_{\Phi}}{\cos \alpha}, \quad (\text{IX.4})$$

где q_{ϕ} — фактический вес кровельной конструкции на 1 м^2 ; α — угол наклона кровли к горизонту.

При уклонах кровли до $1/8$ включительно можно принимать $\cos \alpha = 1$. Расчетная погонная нагрузка на ферму определяется по формуле

$$q_p = qB, \quad (\text{IX.5})$$

где B — шаг стропильных ферм.

Узловые силы на ферму находят умножением погонной нагрузки на длину панели верхнего пояса d (рис. IX.13, а):

$$P = q_p d. \quad (\text{IX.6})$$

Нагрузка от снега, нормативная на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия, регламентируется СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» и определяется по формуле

$$p^n = p_0 c, \quad (\text{IX.7})$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 , принимаемый в зависимости от района СССР по карте, приведенной в СНиП; c — коэффициент, зависящий от конфигурации кровли.

Расчетная нагрузка на 1 м^2 кровли определяется умножением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки n , который принимается равным от 1,4 до 1,6 в зависимости от отношения нормативного веса покрытия к нормативному весу снегового покрова (см. табл. 1 прил. I). Расчетную погонную нагрузку от снега на ферму находят умножением нагрузки с 1 м^2 кровли на шаг ферм B :

$$p_p = n p^n B. \quad (\text{IX.8})$$

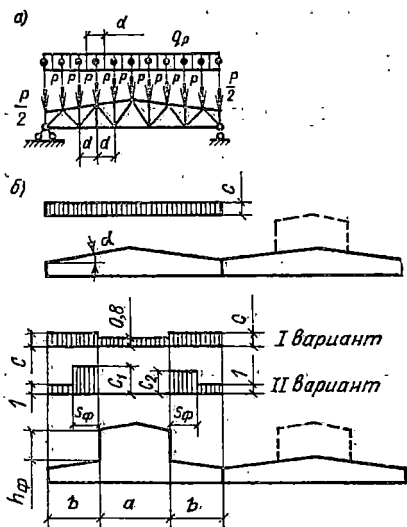


Рис. IX.13. К определению нагрузок на стропильные фермы

Коэффициенты c для однопролетных зданий и многопролетных зданий при сопряжении кровель в одном уровне принимают в соответствии с рис. IX.13. Для зданий без фонарей (рис. IX.13, б) при угле наклона кровли $\alpha \leq 25^\circ$ коэффициент $c=1$ и $c=0$ при $\alpha \geq 60^\circ$; промежуточные значения коэффициентов c определяются линейной интерполяцией.

Если здание имеет двускатное покрытие с углом наклона $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, то учитывают и второй вариант загрузки снегом: на одной половине — равномерно распределенная нагрузка с коэффициентом $c=0,75$ и на другой половине — равномерно распределенная нагрузка с коэффициентом $c=1,25$.

Для зданий с фонарями существуют два варианта загрузки снегом (см. рис. IX.13, в), а коэффициенты c определяются по формулам:

$$c = 1 + 0,1 \frac{a}{b}; \quad c_1 = 1 + 0,6 \frac{a}{s_{\text{ф}}}; \quad c_2 = 1 + 0,4 \frac{a}{s_{\text{ф}}}. \quad (\text{IX.9})$$

Значения c не должны превышать: 2,5 — для ферм и балок при нормативном весе покрытия более $1,5 \text{ кН/м}^2$; 2 — для железобетонных плит покрытия пролетом 6 м и менее; 2,5 — то же, более 6 м.

Значение $s_{\text{ф}}$ принимается равным высоте фонаря $h_{\text{ф}}$, но не более b .

Фермы с фонарем обычно рассчитывают только на первый вариант снегового нагружения, так как он вызывает наибольшие усилия в поясах и раскосах. На второй вариант рассчитывают прогоны и плиты покрытия, для которых местное повышение нагрузки (снеговые мешки) является наиболее неблагоприятным. На повышенную нагрузку от снеговых мешков должны проверяться также стойки фермы, усилия в которых равны непосредственно узловой силе.

При более сложных конфигурациях покрытия с перепадами пролетов по высоте снег сдувается на нижележащие фермы с высоких пролетов и образуются зоны повышенных нагрузок от снеговых мешков. Данные для определения этих нагрузок даны в СНиП II-6-74.

Расчетные узловые силы на ферму от веса снега также находят умножением расчетной погонной нагрузки на длину панели верхнего пояса d .

Прочие нагрузки. Если есть какие-либо дополнительные нагрузки на ферму, их принимают в соответствии с

заданием на проектирование. Эти нагрузки следует прикладывать к узлам фермы в виде сосредоточенных сил. Учет нагрузки от опорных моментов в рамных фермах приведен в § 40.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМЫ

Усилия в стержнях фермы определяют графическим или аналитическим способом. В фермах с наклонными поясами проще находить усилия графическим способом при помощи диаграммы усилий Кремены. Делается это в следующем порядке: определяют опорные реакции фермы, цифрами и буквами маркируют поля между силами и стержнями, строят диаграмму усилий, причем обход узлов выполняют с таким расчетом, чтобы в узле было не более двух неизвестных усилий. Построение диаграммы Кремены дано в примере IX.1.

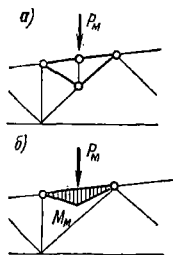


Рис. IX.14.
К расчету ферм

а — расчетная схема шпренгеля;
б — местный изгиб пояса

В фермах со шпренгелями узловые нагрузки первоначально собирают по основным узлам (как будто шпренгелей нет) и для такой схемы фермы строят диаграмму усилий. Затем отдельно рассматривают шпренгельный элемент (показан на рис. IX.14, а жирными линиями) как самостоятельную ферму, и в ней при помощи диаграммы Кремены находят усилия от силы на стойку шпренгеля P_m . После этого к усилиям основной фермы добавляют усилия от шпренгельного элемента на участках их совпадения, которые и будут расчетными для шпренгельной фермы.

Иногда не все силы совпадают с узлами ферм (например, при применении плит или панелей покрытия шириной 1,5 м в фермах с размером панели $d=3$ м). В этом случае продольные усилия в элементах фермы находят также от всей нагрузки, собранной в сосредоточенные силы по узлам фермы. Сила P_m , действующая между узлами, вызовет в стержне дополнительный местный изгибающий момент M_m (как в балке, перекинутой между узлами, рис. IX.14, б). В результате такой элемент будет работать на внецентренное сжатие от продольной силы и местного изгибающего момента, что

должно учитываться при подборе сечений. Учитывая неразрезность пояса, местные изгибающие моменты, найденные как для свободно опертых балок, могут быть уменьшены на 10% для всех панелей, кроме опорной. Местный изгиб сильно утяжеляет ферму по сравнению со шпренгельной фермой, однако шпренгельная решетка значительно увеличивает трудоемкость изготовления фермы.

В фермах с параллельными поясами расчетные усилия достаточно просто можно определить аналитическим способом. При расчете ферм все размеры принимаются по осевым линиям, проходящим через центры тяжести сечений элементов.

3. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ СТЕРЖНЕЙ ФЕРМ

Стержни ферм работают на продольные усилия сжатия или растяжения. Несущая способность сжатого стержня (определяемая потерей устойчивости) зависит от его расчетной длины

$$l_p = \mu l, \quad (\text{IX.10})$$

где μ — коэффициент, зависящий от способа закрепления концов стержня; l — геометрическая длина стержня (расстояние между центрами узлов).

Так как заранее не известно, выпучится ли стержень в момент потери устойчивости в направлении, лежащем в плоскости фермы, или в направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы), то необходимо знать расчетные длины и проверить устойчивость стержней в обоих направлениях. Несущая способность растянутых стержней не зависит от длины, однако слишком длинные и тонкие растянутые стержни могут провисать под воздействием собственной массы, а также колебаться при действии вибрационных нагрузок, поэтому гибкость растянутых элементов ферм ограничена нормами и, следовательно, для ее определения также необходимо знать расчетные длины растянутых стержней в плоскости и из плоскости фермы.

Расчетные длины всех стержней фермы в ее плоскости принимаются равными расстоянию между центрами узлов (рис. IX.15, а), за исключением промежуточных раскосов и стоек, примыкающих к растянутому поясу. Растягивающее усилие в нижнем поясе препятствует повороту нижнего узла (рис. IX.15, б), поэтому стержни

решетки имеют схему с шарнирным опиранием вверху и частичным защемлением внизу и их расчетная длина принимается равной 0,8 геометрической длины (расстояния между центрами узлов). Заметим, что к опорно-

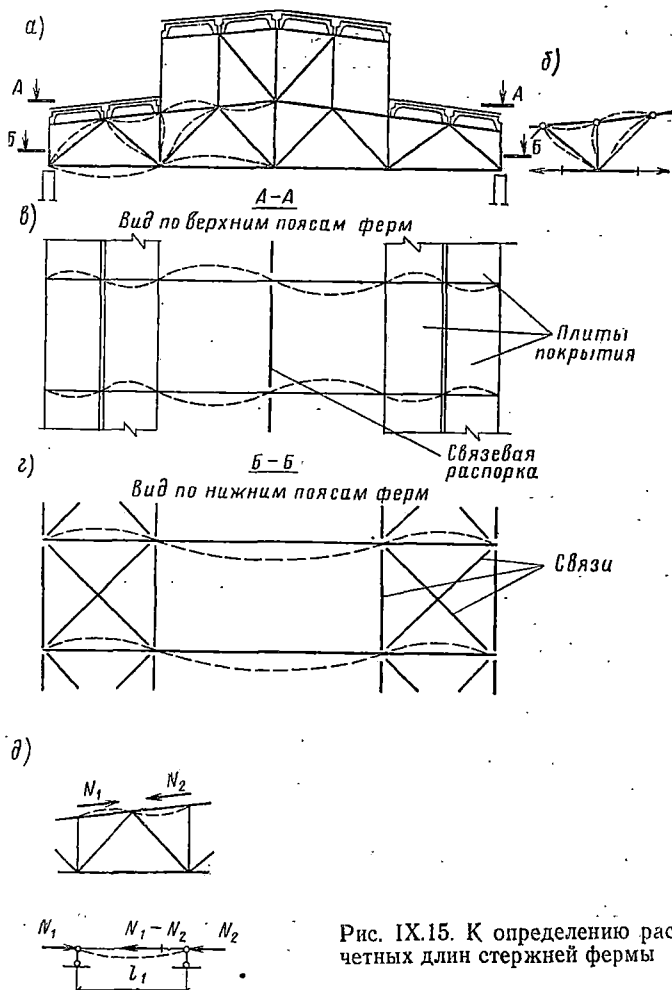


Рис. IX.15. К определению расчетных длин стержней фермы

му расколу растянутый нижний пояс подходит только с одной стороны, что не обеспечивает защемления узла, поэтому его расчетная длина принимается равной геометрической длине.

Устойчивость фермы из ее плоскости обеспечивается элементами конструкций покрытия и связями по верхним и нижним поясам. На верхний пояс укладывают прогоны или крупнопанельные плиты покрытия, которые крепят к поясу. В коньке фермы устанавливают связевую распорку, которая обеспечивает устойчивость ферм на монтаже и служит опорой фермы из плоскости при наличии фонаря (рис. IX.15, в). Нижний пояс фермы развязывается системой связей по нижним поясам (рис. IX.15, г). Таким образом, за расчетную длину поясов ферм принимают расстояния между точками, закрепленными от смещений из плоскости фермы связями, плитами или прогонами с коэффициентом $\mu=1$.

Все раскосы и стойки в направлении из плоскости фермы имеют расчетную длину, равную расстоянию между центрами узлов, так как небольшая жесткость поясов на кручение и гибкость узловых фасонок приближают работу этих стержней к схеме с шарнирным опиранием концов. На рис. IX.15, а—г пунктиром показаны направления выпучивания элементов фермы в ее плоскости и в перпендикулярном направлении.

Исходя из изложенного, расчетные длины стержней плоских ферм в соответствии с нормами проектирования принимаются по табл. IX.1.

ТАБЛИЦА IX.1. РАСЧЕТНЫЕ ДЛИНЫ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛОСКИХ ФЕРМ

Направление продольного изгиба стержня	Расчетная длина		
	поясов	опорных раскосов и стоек	промежуточных раскосов и стоек
В плоскости фермы . .	l	l	$0,8l$
Из плоскости фермы .	l_1	l	l

Примечание. l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов); l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

В фермах из труб (с непосредственным креплением элементов друг к другу без сплющивания, см. рис. IX.2, в) промежуточные раскосы и стойки в плоскости фермы имеют меньшее защемление, а из плоскости, наоборот, большее. Поэтому их расчетная длина как в плоскости, так и из плоскости фермы принимается одинаковой, равной 0,9 геометрической длины. Для поя-

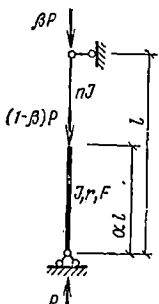
сов и опорных раскосов расчетная длина определяется так же, как и для обычных ферм.

В панелях ферм действуют разные продольные силы, и при закреплении из плоскости фермы через узел получается расчетная схема стержня, имеющего переменное (ступенчатое) усилие по длине (рис. IX.15, *б*). В этом случае его расчетная длина из плоскости фермы определяется (при $N_2 > N_1$) по формуле

$$l_p = l_1 (0,75 + 0,25N_1/N_2). \quad (\text{IX.11})$$

Это следует учитывать при существенной разнице сил (не менее чем на 25%). Кроме того, в целях экономии стали пояса часто проектируют различного сечения, соединяя их в узлах. В общем случае стержень может оказаться переменного сечения по длине и со ступенчатым приложением сил, тогда коэффициент его расчетной длины может быть принят по табл. IX.2.

ТАБЛИЦА IX.2. КОЭФФИЦИЕНТЫ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ μ ДЛЯ СТЕРЖНЕЙ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Схема и обозначения	α	β	n			
			0,02	0,1	0,5	1
	0,9	0,2 0,6 1	0,95 1,19 1,46	0,93 0,98 1,04	0,93 0,97 1	0,92 0,96 1
	0,8	0,2 0,6 1	1,52 2,16 2,61	0,92 1,13 1,35	0,87 0,94 1,03	0,86 0,93 1
	0,6	0,2 0,6 1	3,08 3,92 4,58	1,44 1,82 2,15	0,86 1,01 1,16	0,79 0,9 1
	0,4	0,2 0,6 1	4,37 5,32 6,15	1,97 2,39 2,78	0,98 1,16 1,31	0,79 0,89 1

Примечание. Гибкость стержня и проверка его устойчивости определяются по геометрическим характеристикам сечения более жесткой части:

$$\lambda = \frac{\mu l}{r} \text{ и } \sigma = \frac{P}{\varphi F} \leq R.$$

4. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ФЕРМ

Стропильные и подстропильные фермы для покрытий проектируются большей частью с тавровыми сечениями из парных уголков. Такие сечения очень удобны в конструктивном отношении, обеспечивая простое соединение стержней в узлах (см. рис. IX.2, а). Кроме этого, комбинируя типы уголков (равнополочные или неравнополочные) и их соединение в сечении (большими или малыми полками в сторону), можно конструировать стержни с различным радиусом инерции r_x и r_y . Это позволяет при различной расчетной длине l_x и l_y в плоскости и из плоскости фермы отдельных ее элементов подобрать наиболее экономичные, равноустойчивые (с одинаковой гибкостью λ_x и λ_y) в обоих направлениях сечения.

В табл. IX.3 приведены различные сечения из уголков и даны соотношения их радиусов инерции.

ТАБЛИЦА IX.3. СООТНОШЕНИЕ РАДИУСОВ ИНЕРЦИИ СЕЧЕНИЙ ИЗ УГОЛКОВ

Состав сечения				
Соотношение радиусов инерции	$r_x \approx r_y$	$r_y \approx 2r_x$	$r_x \approx 0,8r_y$	$r_x = r_y$ $r_{x_0} \approx 0,85r_x$

Верхние пояса ферм раскрепляют из плоскости прогонами или плитами покрытия в каждом узле, и тогда расчетные длины будут $l_x = l_y$, или через узел (например, на участке под фонарем, рис. IX.15, в), и тогда соотношение расчетных длин станет $l_y = 2l_x$. В первом случае наиболее экономичным было бы сечение пояса из двух неравнополочных уголков, поставленных малыми полками в сторону ($r_x \approx r_y$). Однако такое сечение применяется редко, так как из-за небольшой ширины пояса фермы она неудобна при транспортировании и монтаже. По этим соображениям при $l_x = l_y$ чаще применяют сечение верхнего пояса из двух равнополочных уголков. При расчетной длине пояса из плоскости фермы вдвое большей, чем в плоскости $l_y = 2l_x$, наиболее рационально

сечение из неравнополочных уголков, поставленных большими полками в сторону ($r_y = 2r_x$).

Нижние пояса ферм обычно работают на растяжение, поэтому соотношение радиусов инерции сечения не влияет на их несущую способность. Однако для обеспечения требований по предельной гибкости, а также из условий транспортирования и монтажа более рационально широкое сечение из неравнополочных уголков, поставленных большими полками в сторону.

Опорные раскосы имеют одинаковую расчетную длину в плоскости и из плоскости фермы ($l_x = l_y$). Поэтому лучшее для них сечение из неравнополочных уголков, поставленных малыми полками в сторону ($r_x = r_y$).

Промежуточные раскосы и стойки при сжимающих усилиях проектируют из равнополочных уголков ($r_x \approx \approx 0,8r_y$), что хорошо соответствует соотношению их расчетных длин в плоскости и из плоскости фермы ($l_x = 0,8l_y$). Растянутые элементы решетки могут приниматься и из неравнополочных уголков, если можно подобрать их сечение с меньшей площадью. Стойки ферм, к которым примыкают связевые элементы, часто проектируют крестового сечения. В этом случае их гибкость определяется наибольшей расчетной длиной (l_y из плоскости фермы) и минимальным радиусом инерции r_x .

Для вспомогательных элементов решетки (шпренгелей) иногда принимают сечения из одиночных уголков. В этом случае их гибкость также определяется большей расчетной длиной и минимальным радиусом инерции. Наибольший неравнополочный уголок $250 \times 160 \times 20$ имеет площадь сечения $78,5 \text{ см}^2$, поэтому при очень больших усилиях в стержнях приходится для всех элементов применять равнополочные уголки, площадь сечения которых больше и достигает 142 см^2 (для уголка 250×30).

Для ферм из труб диаметр труб поясов рекомендует- ся принимать не более чем в 3 раза бóльшим, чем диаметр труб решетки. Толщина стенки труб поясов и опорных раскосов желательна не менее 3 мм, отношение толщины стенки к диаметру трубы — $1/35$ — $1/45$. Для промежуточных раскосов и стоек толщину стенки труб можно брать до 2 мм с отношением ее к диаметру трубы до $1/80$.

Подбор сечения сжатых стержней обычно начинают

с элементов, имеющих большее усилие. Первоначально требуемую площадь двух уголков определяют по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R} = \frac{N}{(0,6 - 0,9) R}, \quad (\text{IX.12})$$

где N — расчетное усилие в стержне; φ — коэффициент продольного изгиба, которым ориентировочно задаются: 0,7—0,9 при подборе поясов; 0,6—0,8 при подборе элементов решетки; R — расчетное сопротивление стали.

Затем по сортаменту (табл. 3, 4 прил. III) подбираются близкие по требуемой площади уголки, выписываются геометрические характеристики сечения из двух уголков F , r_x и r_y (эти характеристики приведены в тех же таблицах) и определяются гибкости стержня в обоих направлениях (в плоскости и из плоскости фермы) по формулам:

$$\lambda_x = l_x / r_x \text{ и } \lambda_y = l_y / r_y,$$

где l_x и l_y — расчетная длина стержня в плоскости и из плоскости фермы.

Для сжатых стержней следует выбирать по сортаменту уголки с наиболее тонкими полками, так как сечения из них обладают большей жесткостью и несущей способностью (даже по сравнению с сечениями, имеющими большую площадь, но более толстостенными). Наибольшая гибкость стержней нормирована, она зависит от вида элемента фермы и ее материала (стали или алюминиевых сплавов). Поэтому, определив гибкости стержней, их следует сравнить с предельными, которые приведены в табл. 6 прил. I.

Удовлетворив условию предельной гибкости, проверяют напряжения в принятом сечении

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{мин}} F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (\text{IX.13})$$

где $\varphi_{\text{мин}}$ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по большей из гибкостей λ_x или λ_y ; $F_{\text{бр}}$ — площадь сечения выбранных уголков.

Если напряжение по формуле (IX.13) окажется больше расчетного сопротивления или значительно меньше его, то надо взять другие уголки и в том же порядке проверить их расчетом.

Усилия в панелях верхнего пояса фермы имеют различные значения, и, казалось бы, надо подбирать разные сечения. Однако такая ферма имела бы много стыков

и была трудоемка в изготовлении. Поэтому при пролетах ферм 18—24 м принимают единое сечение пояса по всей длине, а при больших пролетах пояс делают из двух сечений. В шарнирно опертых фермах крайние панели верхнего пояса совсем не имеют усилий, поэтому один из уголков пояса часто обрывается в узле у опорного раскоса. Иногда в этой панели обрывают оба поясных уголка и вместо них ставят другие, минимального (по предельной гибкости) сечения.

Длинные гибкие элементы решетки фермы могут быть легко погнуты, искривлены при перевозке, монтаже или других случайных воздействиях, поэтому напряжения в раскосах и стойках ферм (исключая опорный раскос) проверяют с введением коэффициента условий работы m , учитывающего эти факторы:

$$\sigma = \frac{N}{m\varphi F} \leq R, \quad (\text{IX.14})$$

где $m=0,8$ — для элементов решетки при гибкости их более 60. Из этих же соображений для любых сечений стержней ферм не применяют уголки менее чем 50×4 мм.

В фермах из труб в зоне примыкания раскосов и стоек к поясам имеет место неравномерное распределение напряжений по сечению трубы, поэтому сжатые элементы решетки при гибкости $\lambda < 60$ проверяются на прочность (без учета коэффициента φ) с коэффициентом условий работы $m=0,8$.

Подбор сечения растянутых стержней целесообразно начинать с элементов, имеющих наибольшие усилия. Требуемая площадь определяется по формуле

$$F_{\text{тр}} = N/R. \quad (\text{IX.15})$$

Выбрав по сортаменту ближайшие по площади уголки (если узлы соединяют заклепками или высокопрочными болтами, то с запасом на отверстия), выписывают геометрические характеристики сечения, составленного из двух уголков, и определяют гибкости стержня в плоскости и из плоскости фермы. Наибольшая гибкость растянутых стержней также нормирована и зависит от вида элемента фермы, условий ее работы и материала конструкции. Значения предельных гибкостей растянутых элементов для стальных и алюминиевых ферм даны в табл. 7 прил. I. Если гибкость подобранного элемента

не превосходит предельной, то проверяют фактические напряжения в стержне по формуле

$$\sigma = N/F_{нт} \leq R. \quad (IX.16)$$

В фермах из труб по тем же причинам, что и в сжатых элементах, при проверке прочности вводится коэффициент условий работы $m=0,8$.

Нижние пояса ферм в целях экономии стали иногда принимают по длине из двух различных сечений со стыком в узле.

Усилия в раскосах по мере их приближения к середине фермы уменьшаются, поэтому фактором, определяющим сечение средних раскосов, является предельная гибкость. Если средние раскосы имеют небольшое растяжение (примерно до 100 кН), то при случайной односторонней нагрузке (например, монтаже плит покрытия, очистке снега и др.) усилие может уменьшиться и перейти в сжатие. Учитывая это, в средних растянутых раскосах не допускают гибкость более 150 (подбирают по предельной гибкости для сжатых стержней).

Если по длине поясов принимаются различные сечения, то необходимо следить за тем, чтобы смещение центров тяжести уголков (эксцентриситет осей) не превышало 5% высоты пояса, иначе в узле возникнут значительные изгибающие моменты, которые должны учитываться расчетом.

При определении радиусов инерции сечения из двух уголков необходимо знать расстояние в свету между параллельными полками, которое определяется толщиной фасонки фермы. Эта толщина зависит от усилий в стержнях фермы и может быть принята по табл. IX.4. Фасонки обычно принимаются одинаковой толщины, однако в фермах больших пролетов допускается опорные фасонки делать на 2 мм толще, чем промежуточные.

ТАБЛИЦА IX.4. РЕКОМЕНДУЕМЫЕ ТОЛЩИНЫ ФАСОНОК ФЕРМ

Наибольшее расчетное усилие в опорном раскосе, кН	До 200	200—450	450—750	750—1150	1150—1650	1650—2250	2250—3000	3000—3800	До 5000
Толщина фасонки, мм	8	10	12	14	16	18	20	22	25

Подбирать сечения стержней ферм удобно непосредственно в табличной форме без промежуточных вычислений (форма таблицы дана в примере IX.1). Такая таблица позволяет выполнить расчет в наиболее компактной форме и в то же время служит контролем учета всех факторов расчета.

Определив необходимые сечения всех стержней фермы, надо проследить, чтобы уголков различных калибров было не слишком много. Если в фермах пролетом до 24 м их окажется больше пяти-шести и в фермах больших пролетов больше семи — девяти, то близкие сечения принимаются по большему уголку и число калибров уменьшают.

§ 36. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ УЗЛОВ И ДЕТАЛЕЙ ФЕРМ

1. ГЕОМЕТРИЧЕСКАЯ СХЕМА ФЕРМЫ И ЦЕНТРАЦИЯ УЗЛОВ

Осевые линии стержней фермы образуют ее геометрическую схему (рис. IX.16, а). Сами стержни располагают на геометрической схеме так, чтобы центры тяжести сечения совпадали с осевыми линиями. В сварных фермах со стержнями из уголков привязка обухов к осевым линиям z (рис. IX.16, б) берется из таблиц сортамента уголков и округляется до 5 мм, в клепаных фермах с осевыми линиями совмещаются риски уголков (табл. 1 прил. IV).

Часто первоначально задаются внешние габариты фермы, например, высота стропильных ферм по граням поясных уголков h (рис. IX.16, б). В этом случае геометрическая высота фермы на опоре $h_{оп}$ будет зависеть от привязки к осям поясных уголков z_1 и z_2 , уклона верхнего пояса i и расстояния от разбивочной оси до грани фермы a :

$$h_{оп} = (h + ia) - (z_1 + z_2 \sqrt{1 + i^2}).$$

Осевые линии стержней в узлах должны сходиться в одной точке (см. рис. IX.16, в); в противном случае сходящиеся в узле силы не уравновешиваются (рис. IX.16, г) и в узле возникнет дополнительный изгибающий момент $M = N_3 e$, который будет изгибать сходящиеся в узле стержни.

В случаях когда изменяют сечение поясов по длине фермы, принимают одну осевую линию поясов в геометрической схеме и к ней привязывают обушки поясных уголков.

При разных калибрах уголков поясов желательно наружную кромку уголков выдержать на одном уровне для удобства устройства стыков и укладки элементов кровли. При этом смещение центров тяжести поясов с оси не должно превышать 5% высоты пояса, иначе надо учитывать возникающие в узлах моменты.

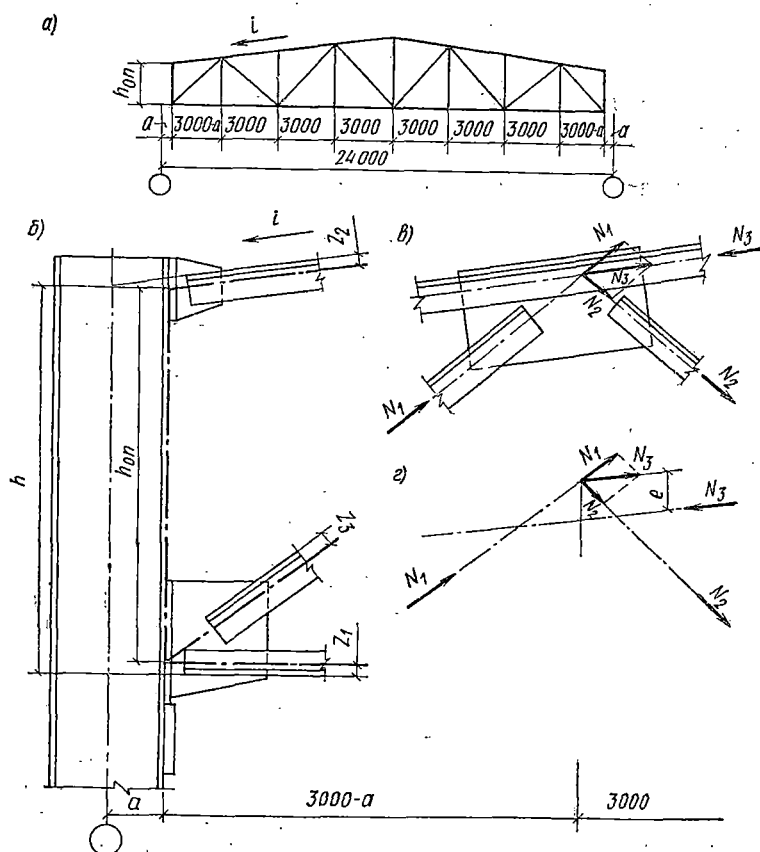


Рис. IX.16. Геометрическая схема фермы и центрация узлов

а — геометрическая схема фермы; *б* — опорный узел; *в* — промежуточный узел; *г* — неправильно центрированный узел

При разработке рабочих чертежей КМД длины всех стержней фермы в геометрической схеме должны определяться с точностью до 1 мм.

2. ПРОМЕЖУТОЧНЫЕ УЗЛЫ

Типичные конструкции промежуточных узлов ферм с сечениями из уголков показаны на рис. IX.17. Конструируют такие узлы обычно в следующем порядке.

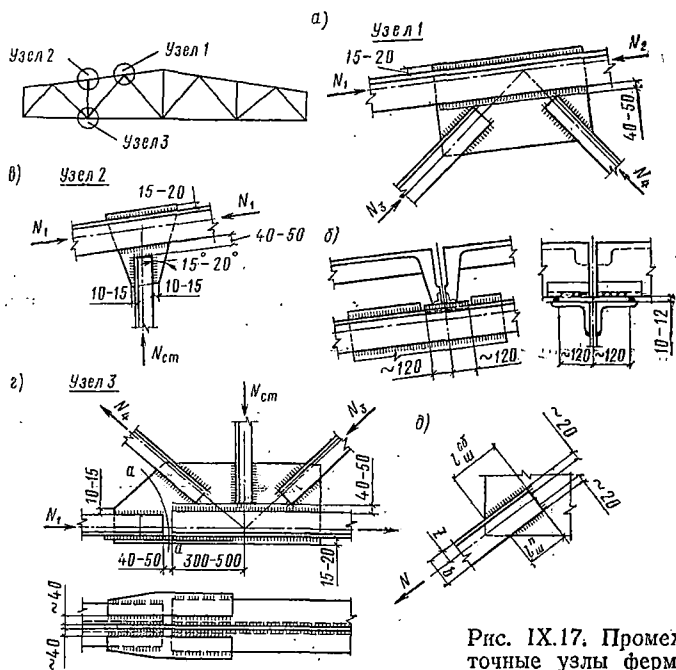


Рис. IX.17. Промежуточные узлы ферм

Сначала к осевым линиям привязываются поясные уголки, чем определяется возможное приближение торцов стержней решетки к узлам. Чтобы уменьшить сварочные напряжения, края элементов решетки не доводят до поясов на расстояние 40 — 50 мм (рис. IX.17, а, в, г). Далее рассчитывают необходимую длину швов для крепления стержней в узле и по этой длине швов определяют требуемые размеры фасонки. В клепаных фермах определяют необходимое количество заклепок для креп-

ления элемента и возможность их размещения, а также размер узловых фасонки. Элементы решетки приваривают к фасонкам фланговыми швами (концы которых для уменьшения концентрации напряжений выводят на торец элемента примерно на 20 мм). Продольная сила N воспринимается швами пера и обушка частями, обратно пропорциональными расстояниям от центра тяжести уголка до его краев. Длина шва на обушке

$$l_{ш}^{об} = \frac{N \frac{b-z}{b}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} R_y^{св}}; \quad (IX.17)$$

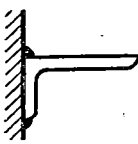
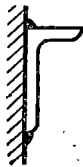
аналогично на перо

$$l_{ш}^{п} = \frac{N \frac{z}{b}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} R_y^{св}}. \quad (IX.18)$$

Здесь z — расстояние от центра тяжести уголка до его обушка; b — ширина полки уголка.

При практических расчетах долю силы N , приходящуюся на обушок и перо, можно принимать в зависимости от типа уголка по табл. IX.5.

ТАБЛИЦА IX.5. ДОЛЯ УСИЛИЯ НА СВАРНЫЕ ШВЫ ОБУШКА И ПЕРА

Тип уголка и схема его крепления	Доля усилия N	
	на обушок	на перо
	0,7	0,3
	0,75	0,25
	0,68	0,32

Вследствие радиуса закругления у пера наибольшая толщина шва может быть принята: для уголков толщиной до 6 мм $h_{ш}=4$ мм, для уголков толщиной $\delta=7-16$ мм $h_{ш}=\delta-2$ мм и для уголков толщиной $\delta>16$ мм $h_{ш}=\delta-4$ мм. Со стороны обушка наибольшая толщина шва не должна превышать $1,2 \delta$ (где δ — меньшая из толщин уголка или фасонки). Большое количество швов различной толщины в одном отправочном элементе усложняет изготовление конструкции, поэтому швов разной толщины должно быть не более трех-четырех. Откладывая требуемые длины швов для определения размеров фасонки, надо увеличивать длину шва примерно на 1 см на непровар у концов.

Раскосы и стойки крепят к узловым фасонкам на расчетные усилия в этих стержнях. Крепление поясов к фасонкам в тех случаях, когда сечение поясов не изменяется, рассчитывается на разность усилий в смежных панелях пояса (например, N_2-N_1 для узла 1, рис. IX.17, а). Эти швы по расчету часто получаются небольшой длины, однако их обычно принимают сплошными по всей длине фасонки и минимальной толщины.

Разность усилий в поясе, где к нему подходят только стойки (узел 2, рис. IX.17, в), равна нулю. Крепление стойки к фасонке и пояса к фасонке здесь производится на расчетное усилие в стойке $N_{ст}$. При опирании на верхний пояс стропильных ферм крупнопанельных железобетонных плит, когда толщина полок уголков при шаге ферм 6 м составляет менее 10 мм, а при шаге ферм 12 м — менее 14 мм, целесообразно усиливать поясные уголки в местах опирания приваркой сверху опорных листов толщиной 10—12 мм (рис. IX.17, б).

Если уголки пояса прерываются в узле, они должны быть перекрыты уголковыми или листовыми накладками (рис. IX.17, г). Решение с листовыми накладками более универсальное, так как уголковыми накладками можно перекрывать уголки только с одинаковой толщиной полок. Работа узла с прерванными поясами достаточно сложна, поэтому рассчитывается он в значительной степени условно. Уголок с большим усилием обычно заводится на 300—500 мм за центр узла, между соединяемыми поясами оставляют зазор 40—50 мм. Толщину накладки принимают не менее толщины фасонки, а площадь ее должна быть не менее площади выступающего пера меньшего пояса. Площадь накладки принимается

такой, чтобы была обеспечена прочность ослабленного сечения по линии $a-a$ (рис. IX.17, z). Это сечение представляет собой тавр, работающий на внецентренное растяжение или сжатие. Прочность его проверяют по формуле

$$\sigma = N_p / F_T + M / W_T \leq R, \quad (\text{IX.19})$$

где N_p — расчетное усилие в элементе, которое вследствие некоторой нечеткости работы узла рекомендуется принимать на 20% больше действительного, т. е. $N_p = 1,2 N_1$; $M = N_p e$ — изгибающий момент (e — эксцентриситет силы N_1 относительно центра тяжести тавра); F_T и W_T — площадь и момент сопротивления тавра.

Можно пользоваться упрощенным практическим приемом проверки таких сечений по формуле:

$$\sigma = N_p / F_{\text{усл}} \leq R, \quad (\text{IX.20})$$

где $F_{\text{усл}} = \Sigma F_n + \delta_f \cdot 2b$ — условная расчетная площадь, равная сумме площадей накладок и части площади фасонки высотой $2b$ (b — ширина полки прикрепляемого уголка, рис. IX.17, z).

Швы, прикрепляющие листовую накладку к поясам, рассчитывают на усилие в накладке

$$N_n = F_n \sigma, \quad (\text{IX.21})$$

где σ — напряжение в накладке, определенное по формуле (IX.20), а швы, прикрепляющие уголки пояса к фасонкам, — на расчетные усилия в поясах за вычетом усилия, передаваемого с уголка на уголок накладкой: соответственно $1,2 N_1 - 2N_n$ и $1,2 N_2 - 2N_n$, но не меньше чем

$$\frac{1,2 N_1}{2} \text{ и } \frac{1,2 N_2}{2}.$$

Узловые фасонки выпускают за обушки уголков на 15—20 мм для возможности наложения угловых швов, а угол обреза фасонки по отношению к элементу делают не менее 15—20°. Очертание узловых фасонки должно быть простым, с наименьшим количеством резов, допускающим раскрой листов с минимальными отходами.

В фермах из труб при бесфасоночном соединении эле-

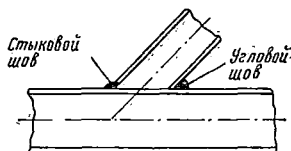


Рис. IX.18. К расчету соединения раскосов к поясам ферм из труб

ментов решетки с поясами сварные швы по периметру примыкания могут в зависимости от угла наклона примыкаемого элемента и способа обработки кромок изменяться от стыковых до угловых (см. рис. IX.18). Поэтому прочность сварных швов, прикрепляющих элемент, можно проверить по формуле

$$N \leq [(\beta h_{\text{ш}}) l_y R_y^{\text{св}} + \delta l_c R^{\text{св}}] m, \quad (\text{IX.22})$$

где N — расчетная продольная сила, действующая в прикрепляемой трубе; l_y и $h_{\text{ш}}$ — длина и толщина участков шва, которые можно отнести к угловым; l_c и δ — длина участка шва, который отнесен к стыковым, и толщина стенки примыкаемой трубы; $m=0,85$ — коэффициент условий работы шва, учитывающий неравномерное распределение усилия по периметру шва.

Если сварной шов на большей части своей длины может быть отнесен к стыковому, то проверку его прочности допускается производить по формуле

$$N \leq 0,95FR^{\text{св}}, \quad (\text{IX.23})$$

где F — площадь сечения прикрепляемой трубы.

3. ОПОРНЫЕ УЗЛЫ

Опорные узлы ферм могут иметь разнообразную конструкцию в зависимости от условий опирания.

При опирании стропильных ферм сверху часто применяют решения, показанные на рис. IX.19, а для полигональных ферм и на рис. IX.19, б — для ферм с большим уклоном верхнего пояса. Широко распространено опирание стропильных ферм сбоку колонны на опорный столик (рис. IX.19, в). Такое решение надежно в работе, просто в изготовлении и монтаже, допускает и шарнирное, и жесткое опирание фермы. Расчет и конструирование узла такого типа приведены в § 40. На рис. IX.19, г показан пример решения опорного узла фермы из труб. Конструкция опорных узлов типовых стропильных ферм для покрытия производственных зданий приведена в § 40 рис. X.21.

4. УКРУПНИТЕЛЬНЫЕ УЗЛЫ

Фермы больших пролетов перевозят железнодорожным транспортом в виде двух полуферм (иногда и меньшими частями), которые перед установкой на место укрупняют,

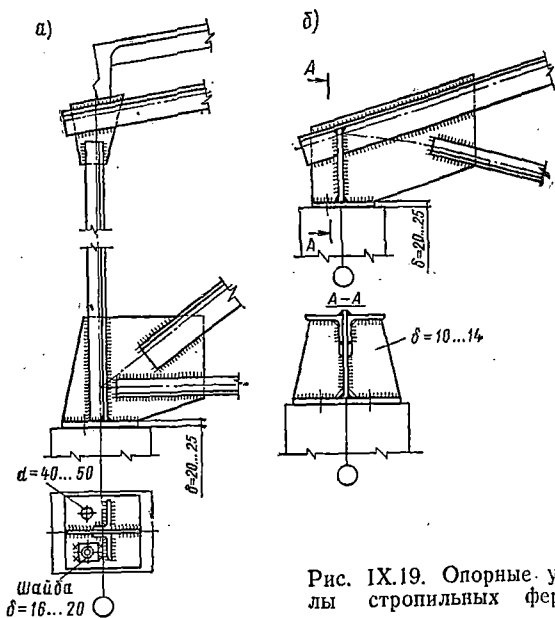
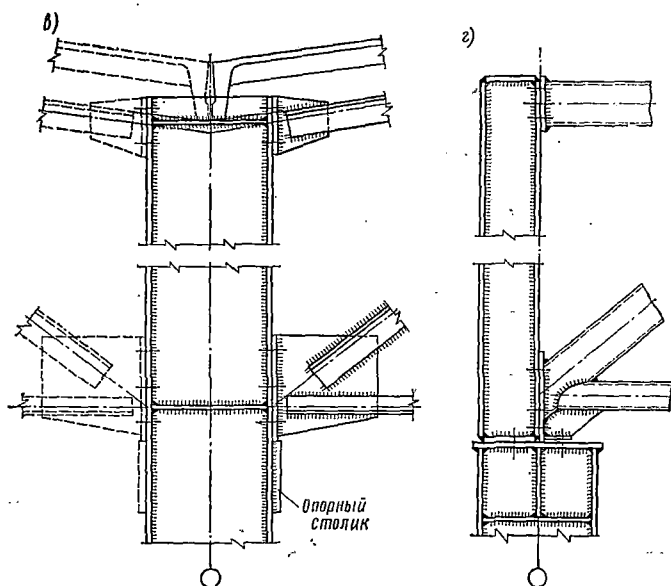
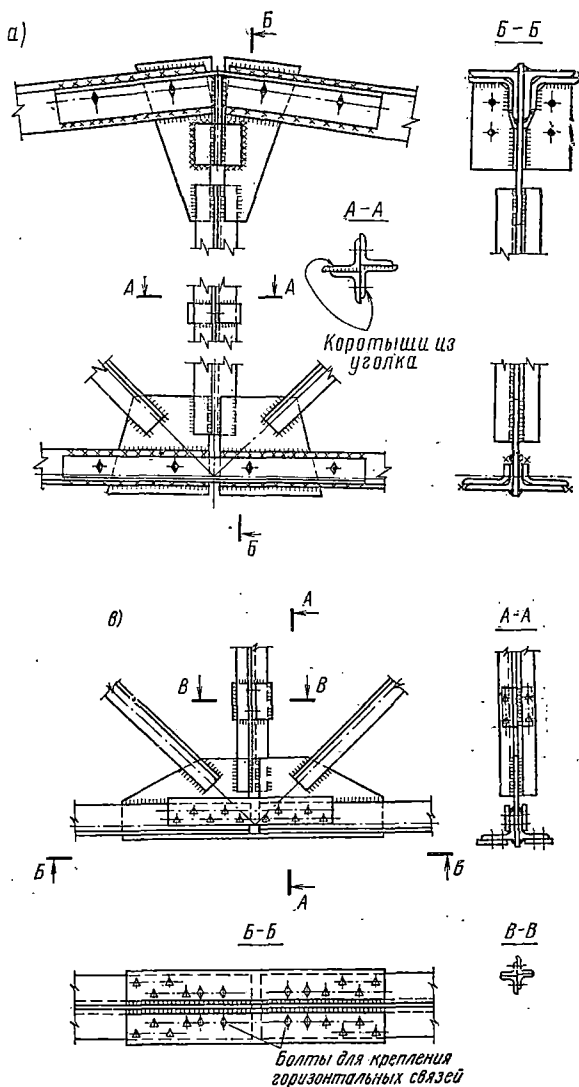


Рис. IX.19. Опорные узлы стропильных ферм





Укрупнительные или монтажные узлы осуществляются на строительной площадке, поэтому они должны быть простыми в выполнении и надежными в работе. Конструкция укрупнительных узлов ферм, расположенных

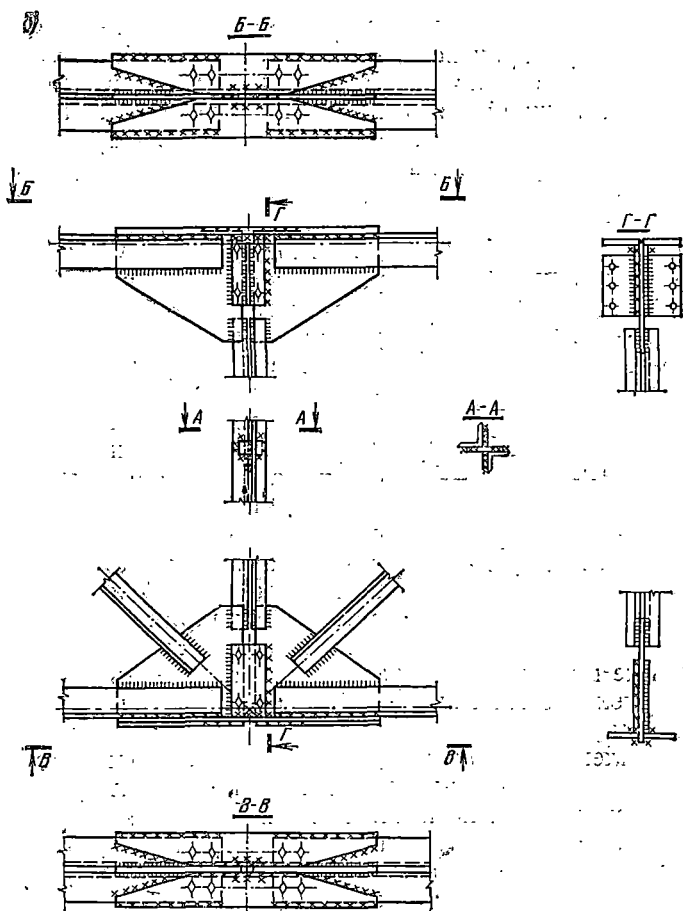


Рис. IX.20. Укрепительные узлы ферм

а — сварной с уголковыми накладками; б — сварной с листовыми накладками; в — на высокопрочных болтах с листовыми накладками

посередине фермы, должна обеспечивать полную идентичность правого и левого отправочных элементов полуферм, что приводит к уменьшению числа марок. По этим же соображениям желательно иметь одни и те же марки для фонарных, бесфонарных, торцовых и других мало отличающихся между собой ферм,

оси y_0 (см. рис. IX.22, в)]. Прокладки делают шириной 60—80 мм, длиной на 20—50 мм больше ширины уголков. Для всех уголков одной фермы следует иметь не более двух-трех типоразмеров прокладок.

ПРИМЕР РАСЧЕТА СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

Пример IX.1. Рассчитать и запроектировать шарнирно-опертую ферму производственного здания пролетом 30 м. На ферме имеется светоаэрационный фонарь высотой 4 м и шириной 12 м, шаг ферм в продольном направлении 12 м. Покрытие состоит из стального профилированного настила Н 79-680-1, уложенного по прогонам, утеплителя ФРП-1, рубероидного ковра и защитного гравийно-битумного слоя толщиной 15 мм. Нормативная снеговая нагрузка $p_s = 1$ кН/м² (III снеговой район). Материал фермы — сталь клас-

ТАБЛИЦА IX.6. ТАБЛИЦА ПОСТОЯННЫХ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК

Нагрузка	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Защитный гравийно-битумный слой ($\delta = 15$ мм)	0,27	1,2	0,32
Рубероидный ковер на битумной мастике	0,15	1,1	0,17
Утеплитель ФРП-1	0,05	1,2	0,06
Стальной профилированный настил Н 79-680-1	0,15	1,1	0,17
Прогоны	0,25	1,1	0,27
Собственный вес металлических конструкций (фермы, связи, фонари)	0,5	1,1	0,55
Итого	1,37	—	1,54

са С 38/23. Схема фермы в осях приведена на рис. IX.23, в (высота фермы по обухам поясных уголков равна 3150 мм).

1. **Определение расчетных нагрузок.** *Постоянная нагрузка.* Нагрузка от веса покрытия принята равномерно распределенной по пролету, ее значение на 1 м² подсчитано в табл. IX.6.

Расчетная нагрузка на единицу длины фермы (рис. IX.23, а):

$$q = 1,54 \cdot 12 = 18,5 \text{ кН/м.}$$

Снеговая нагрузка. Для фермы с фонарем должны рассматриваться два варианта снеговой нагрузки (см. рис. IX.13, б). Равномерно распределенная расчетная нагрузка на единицу длины фермы

$$p_p = 1,4 \cdot 1 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м,}$$

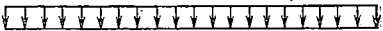
где коэффициент перегрузки $n = 1,4$ в зависимости от отношения нормативных нагрузок веса покрытия и снега $1,37/1 = 1,37$.

Коэффициенты c , характеризующие снеговую нагрузку на участках по длине пролета для обоих вариантов, определяют по формулам (IX.9):

$$c = 1 + 0,1 \cdot 12/9 = 1,13; \quad c_1 = 1 + 0,6 \cdot 12/4 = 2,8;$$

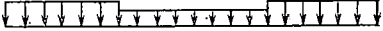
$$c_2 = 1 + 0,4 \cdot 12/4 = 2,2.$$

а) Постоянная нагрузка $q = 18,5 \text{ кН/м}$

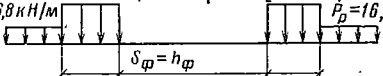


б) Снеговая нагрузка

I вариант $p = p' = 13,4 \text{ кН/м}$ $p = 19 \text{ кН/м}$



II вариант $p_1 = 47 \text{ кН/м}$ $p_2 = 37 \text{ кН/м}$
 $p_p = 16,8 \text{ кН/м}$ $p_p = 16,8 \text{ кН/м}$



в) Расчетная схема

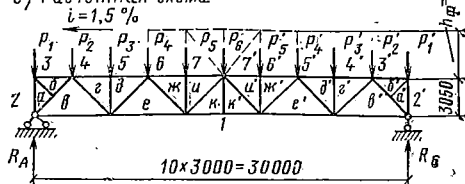
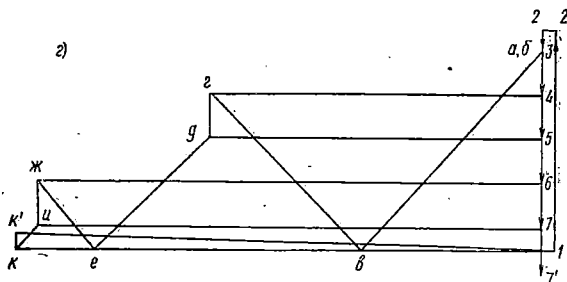


Рис. IX.23. К примеру расчета стропильной фермы



Расчетная погонная нагрузка на ферму с учетом коэффициентов c (рис. IX.23, б):

для первого варианта:

$$p = c p_p = 1,13 \cdot 16,8 = 19 \text{ кН/м};$$

$$p' = 0,8 p_p = 0,8 \cdot 16,8 = 13,4 \text{ кН/м};$$

для второго варианта:

$$p_1 = c_1 p_p = 2,8 \cdot 16,8 = 47 \text{ кН/м};$$

$$p_2 = c_2 p_p = 2,2 \cdot 16,8 = 37 \text{ кН/м}.$$

Узловые силы (табл. IX.7) для определения усилий в ферме находим от постоянной нагрузки и снеговой нагрузки I варианта. Вариант II снеговой нагрузки дает меньшие усилия в стержнях, за исключением усилий в стойках под снеговыми мешками (стойка $г-д$ на рис. IX.23, в), которые определим отдельно.

ТАБЛИЦА IX.7. ТАБЛИЦА УЗЛОВЫХ СИЛ

Обозначение узловых сил	Вычисление узловых сил	Значение сил, кН
$P_1=P'_1$	$(18,5+19)1,5$	56,25
$P_2=P_3=P'_3=P'_2$	$(18,5+19)3$	112,5
$P_4=P'_4$	$(18,5+19)1,5+(18,5+13,4)1,5$	104,1
$P_5=P_6=P'_5$	$(18,5+13,4)3$	95,7

2. Определение расчетных усилий в стержнях фермы. Сначала находим опорные реакции фермы

$$R_A = R_B = 18,5 \cdot 15 + 19 \cdot 9 + 13,4 \cdot 6 = 528,9 \text{ кН}$$

и затем при помощи диаграммы усилий (рис. IX.23, в) определяем усилия в стержнях фермы. Расчетные усилия в стойках $г-д$ $г'-д'$ под снеговыми мешками будут равны узловой силе P_3 от постоянной нагрузки и снега по II варианту:

$$P_3 = 18,5 \cdot 3 + 47(1,5 + 1) + 16,8 \cdot 0,5 = 181,5 \text{ кН.}$$

Обозначения стержней и расчетные усилия вписаны в табл. IX.8.

3. Определение расчетных длин. В плоскости и из плоскости фермы расчетные длины ее элементов принимаются в соответствии с табл. IX.1. Из плоскости фермы закрепленными от смещения в этом направлении точками верхнего пояса будут узлы опирания прогонов на первых трех панелях и коньковый узел, раскрепленный связевой распоркой. Таким образом, расчетная длина из плоскости фермы первых трех панелей равна 3 м и следующих двух — 6 м. По нижнему поясу даны продольные связевые фермы, раскрепляющие от смещения вторые от опоры узлы. Поэтому расчетная длина из плоскости фермы стержней $в-1$ и $в'-1$ будет 6 м, а стержней $1-е$, $1-к$, $1-к'$, $1-е'$ равна 18 м. Значения расчетных длин всех стержней также вписаны в табл. IX.8.

4. Подбор сечений начинается с наиболее нагруженного стержня сжатого верхнего пояса (панель 6—ж). Расчетное усилие в нем $N=1260$ кН, расчетные длины в плоскости фермы $l_x=3$ м и из плоскости $l_y=6$ м. При таком соотношении расчетных длин наиболее рациональным будет сечение из двух неравнополочных уголков, поставленных большими полками в сторону (см. табл. IX.3). Ориентировочно по формуле (IX.12) определяем требуемую площадь сечения:

$$F_{тр} = \frac{N}{(0,6 - 0,9) R} = \frac{1260}{0,7 \cdot 21} = 86 \text{ см}^2.$$

ТАБЛИЦА IX.8. ТАБЛИЦА ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ФЕРМЫ

Элемент фермы	Обозначение стержней	Расчетное усилие, кН	Сечение	Площадь, см ²	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости		$\phi_{\min}$	m	Напряженность, кН/см ²
					l_x	l_y	r_x	r_y	λ_x	λ_y			
Верхний пояс	3—б	0,0	} $\Gamma 140 \times 10$		300	300							
	4—г	—855		54,6	300	300	4,33	6,12	69	49	0,775	—	20,2
	6—ж	—1260	$\Gamma 200 \times 125 \times 14$	87,8	300	600	3,54	9,58	85	63	0,635	—	20,9
Нижний пояс	1—в	+462	$\perp 90 \times 7$	24,6	600	600	2,77	4,06	217	148	—	—	18,8
	1—е	+1110	} $\perp 180 \times 110 \times 12$		600	1800							
	1—к	+1360		67,4	600	1800	3,1	8,67	194	208	—	—	20,2

Раскосы

а-б	0,0	Г 75×5	7,39	170	212	$r_{\text{мин}}=1,49$	$\lambda_{\text{макс}}=\overline{142}$	—	—
б-в	-652	Г 160×100×9	45,8	216	431	2,85	7,67	56	0,742 —
в-г	+516	Г 90×7	24,6	340	425	2,77	4,06	105	— $\overline{21}$
г-д	-368	Г 125×9	44,4	345	43	3,86	5,48	90	79 0,655 0,8 $\overline{15,8}$
д-ж	+216	Г 75×5	14,78	340	425	2,31	3,42	$\overline{147}$	125 — 14,6
ж-з	-77	Г 75×5	14,78	345	431	2,31	3,43	$\overline{149}$	126 0,309 0,8 $\overline{21}$

Стойки

з-д	-181,5	Г 90×7	24,6	244	305	2,77	4,06	88	75 0,667 0,8 14,4
д-и	-95,7	Г 75×5	14,78	244	305	2,31	3,42	105	89 0,547 0,8 14,8
и-к	+41,5	Г 75×5	14,78	244	305	$r_{\text{мин}}=2,91$	$\lambda_{\text{макс}}=105$	—	— 2,8

По табл. 4 прил. III принимаем два неравнополочных уголка $200 \times 125 \times 14$ и выписываем геометрические характеристики сечения: $F = 87,8 \text{ см}^2$, $r_x = 3,54 \text{ см}$, $r_y = 9,58 \text{ см}$.

Гибкости принятого стержня в плоскости и из плоскости фермы:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{300}{3,54} = 85 < [120];$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{600}{9,58} = 63 < [120].$$

По наибольшей гибкости находим коэффициент продольного изгиба $\varphi_{\min} = 0,685$ (табл. 1 прил. II) и проверяем напряжения в стержне по формуле (IX.13):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} F} = \frac{1260}{0,685 \cdot 87,8} = 20,9 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Таким образом, гибкость стержня и напряжения в нем не превосходят допустимых величин, и он может быть принят. Все результаты расчета заносятся в таблицу подбора сечений (IX.8). Аналогичным образом подбираются и остальные стержни. При подборе сечений нужно стремиться к наиболее полному использованию напряжений, поэтому если с первой попытки подобранное сечение недонапряжено, нужно его уменьшить и вновь проверить напряжения. В табл. IX.8 раскос e — $ж$ имеет небольшие напряжения, однако уменьшить сечение нельзя, так как оно лимитируется предельной гибкостью (в табл. IX.8 в рамках указаны напряжения или гибкости, определившие сечение стержня).

Некоторые стержни фермы, приведенные в табл. IX.8, могли бы иметь меньшее сечение (например, стойка z — $д$ имеет запас гибкости и прочности), однако сечение ее принято из уже имеющихся в ферме уголков, чтобы не иметь в одной ферме большого количества типоразмеров уголков.

Обычно сечения подбирают непосредственно в таблице, без промежуточных вычислений.

5. Расчет и конструирование узлов и деталей. Толщины фасонки фермы принимают по табл. IX.4 в зависимости от усилия в опорном раскосе $N = 652 \text{ кН}$; фасонка опорного узла $\delta = 12 \text{ мм}$, остальные фасонки $\delta = 10 \text{ мм}$.

Опорный узел (рис. IX.24, а). Торцовый лист принимаем толщиной 20 мм и шириной 180 мм (из условия размещения болтов). Напряжения смятия у торца:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{R_A}{F_{\text{оп}}} = \frac{528,9}{2 \cdot 18} = 14,7 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{см.т}} = 32 \text{ кН/см}^2.$$

Толщину швов крепления опорного раскоса назначаем: на обшивке 10 мм, на пере 6 мм (из-за скругления пера). Их длины по формулам (IX.17), (IX.18) с учетом табл. IX.5:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,75 N_{\delta-\delta}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,75 \cdot 652}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 15} = 23,4 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,25 N_{\delta-\delta}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,25 \cdot 652}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 12,9 \text{ см}.$$

То же для швов нижнего пояса при толщине их у обушка 6 мм и пера 4 мм:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7N_{1-\delta}}{2,0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,7,462}{2,0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 25,6 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3N_{1-\delta}}{2,0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,3,462}{2,0,7 \cdot 0,4 \cdot 15} = 16,5 \text{ см}.$$

По требуемым расчетным длинам швов с учетом конструктивных требований (добавки 1 см длины шва на непровар и зазоров между швами) намечаем графически (по масштабу) конфигурацию и размеры опорной фасонки. Проверяем опорную фасонку на срез, а также швы ее крепления к торцовому листу (толщину швов назначаем 6 мм):

$$\tau = \frac{R_A}{h\delta} = \frac{528,9}{56 \cdot 1,2} = 7,9 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ср}} = 13 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{R_A}{2,0,7h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} = \frac{528,9}{2,0,7 \cdot 0,6 (56 - 1)} = 11,4 \text{ кН/см}^2 < R_y^{\text{св}} = 15 \text{ кН/см}^2.$$

Промежуточные узлы. Узел 2 (рис. IX.24, б). Толщину швов крепления стойки к фасонке у обушка назначаем 6 мм, у пера — 4 мм, длины швов по формулам (IX.17) и (IX.18):

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7N_{\varepsilon-\delta}}{2,0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,7,181,5}{2,0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 10,1 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3N_{\varepsilon-\delta}}{2,0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{0,3,181,5}{2,0,7 \cdot 0,4 \cdot 15} = 6,4 \text{ см}.$$

Толщину швов, прикрепляющих фасонку к верхнему поясу, назначаем 6 мм, требуемая их длина

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N_{\varepsilon-\delta}}{0,7h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{181,5}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 28,8 \text{ см}.$$

По расчетным длинам швов устанавливаем конфигурацию и размеры фасонки.

Узел 3 (рис. IX.24, в). Длины швов, прикрепляющих раскосы и стойку к фасонке, определяем аналогично предыдущим стержням по формулам (IX.17) и (IX.18). Сечение каждой из листовых накладок нижнего пояса принимаем 150×10 мм. По формуле (IX.20) проверяем прочность ослабленного сечения:

$$\sigma = \frac{N_p}{F_{\text{усл}}} = \frac{1,2,462}{2 \cdot 15 \cdot 1 + 1 \cdot 2 \cdot 9} = 11,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Длину швов, прикрепляющих накладку к нижнему поясу, рассчитываем на усилие накладки, формула (IX.21):

$$N_{\text{н}} = \sigma F_{\text{н}} = 11,6 \cdot 15 \cdot 1 = 174 \text{ кН}.$$

Толщину этих швов принимаем для крепления к уголкам $90 \times 7 - 4$ мм, а для крепления к уголкам $180 \times 110 \times 12 - 6$ мм; соответственно их суммарная длина:

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{н}}}{0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{174}{0,7 \cdot 0,4 \cdot 15} = 41,5 \text{ см};$$

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{п}}}{0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{174}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 27,6 \text{ см}.$$

Расчетным усилием для швов, прикрепляющих левые уголки пояса к фасонке, будет большее из:

$$N_{\text{р}} = 1,2 N_{1-\text{с}} - 2 N_{\text{н}} = 1,2 \cdot 462 - 2 \cdot 174 = 216 \text{ кН};$$

$$N_{\text{р}} = \frac{1,2 N_{1-\text{с}}}{2} = \frac{1,2 \cdot 462}{2} = 277 \text{ кН}.$$

Требуемую длину швов у обушка ($h_{\text{ш}} = 6$ мм) и у пера ($h_{\text{ш}} = 4$ мм) находим по формулам (IX.17) и (IX.18):

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,7 \cdot 277}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 15,4 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3 N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,3 \cdot 277}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 15} = 9,9 \text{ см}.$$

Расчетное усилие для правых уголков

$$N_{\text{р}} = 1,2 N_{1-\text{с}} - 2 N_{\text{н}} = 1,2 \cdot 1110 - 2 \cdot 174 = 982 \text{ кН};$$

$$N_{\text{р}} = \frac{1,2 N_{1-\text{с}}}{2} = \frac{1,2 \cdot 1110}{2} = 666 \text{ кН}.$$

Требуемая длина швов у обушка и пера при толщине их 6 мм:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,75 N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,75 \cdot 982}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 60 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,25 N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,25 \cdot 982}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 20 \text{ см}.$$

Конструктивно длина этих швов принимается по всей длине фасонки (см. рис. IX.24, в).

Также рассчитывают остальные промежуточные узлы фермы.

Укрупнительные узлы. Узел 4 (рис. IX.24, г). Горизонтальные листовые накладки принимаем сечением 220×14 мм. Прочность стыка по формуле (IX.20).

$$\sigma = \frac{N_{\text{р}}}{F_{\text{усл}}} = \frac{1,2 \cdot 1260}{2 \cdot 22 \cdot 1,4 + 2 \cdot 12,5 \cdot 1} = 17,4 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Усилие в листовой накладке: $N_{\text{н}} = F_{\text{н}} \sigma = 22 \cdot 1,4 \cdot 17,4 = 537 \text{ кН}.$

Суммарная длина швов, прикрепляющих одну накладку к уголкам верхнего пояса при толщине швов 10 мм,

$$\Sigma l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{н}}}{0,7h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{537}{0,7 \cdot 1 \cdot 15} = 51 \text{ см.}$$

Расчетное усилие для крепления уголков пояса к вертикальной фасонке:

$$N_{\text{р}} = 1,2N_{7-u} - 2N_{\text{н}} = 1,2 \cdot 1260 - 2 \cdot 537 = 440 \text{ кН};$$

$$N_{\text{р}} = \frac{1,2N_{7-u}}{2} = \frac{1,2 \cdot 1260}{2} = 755 \text{ кН.}$$

Требуемая длина этих швов у обушка ($h_{\text{ш}}=10$ мм) и пера ($h_{\text{ш}}=6$ мм):

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,75N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,75 \cdot 755}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 15} = 27 \text{ см};$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,25N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{0,25 \cdot 755}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 15} = 15 \text{ см.}$$

На усилие $N_{\text{р}}=755$ кН рассчитываем швы вертикальных листовых накладок, перекрывающие фасонки смежных ферм. Требуется длина одного вертикального шва при толщине шва $h_{\text{ш}}=12$ мм.

$$l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{р}}}{2 \cdot 0,7h_{\text{ш}} R_{\text{у}}^{\text{св}}} = \frac{755}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 15} = 30 \text{ см.}$$

Толщину накладок принимаем $\delta=12$ мм.

Длину швов, прикрепляющих раскосы и стойку, определяют по формулам (IX.17) и (IX.18).

Узел 5. Рассчитывается аналогично и в том же порядке, как и узел 4.

Глава X

КАРКАСЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

§ 37. ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КАРКАСОВ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Производство разнообразной промышленной продукции осуществляется в специальных зданиях, называемых производственными зданиями или цехами.

Наиболее широкое распространение получили одноэтажные производственные здания, оборудованные мостовыми электрическими кранами. Перемещаясь по подкрановым балкам на требуемой высоте, такие краны могут обслуживать практически всю площадь цеха, что весьма удобно для организации самых разнообразных производственных процессов.

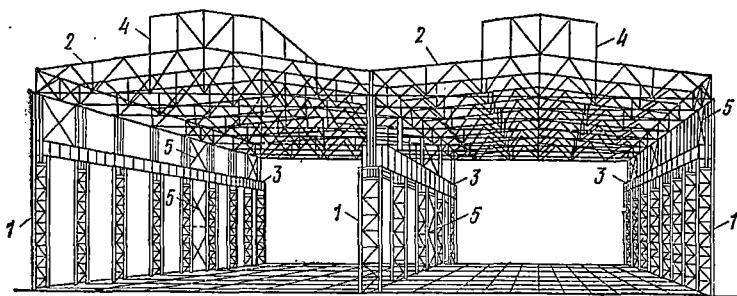


Рис. X.1. Конструктивная схема стального каркаса двухпролетного производственного здания

1 — колонны; 2 — стропильные фермы; 3 — подкрановые балки; 4 — светоаэрационные фонари; 5 — связи по колоннам

Современные производственные здания имеют большие пролеты и высоту, часто оборудуются мощными кранами, вследствие чего в несущих конструкциях здания возникают большие усилия.

Комплекс несущих конструкций, воспринимающих нагрузки от веса ограждающих конструкций здания (кровля, стеновые панели, переплеты остекления и т. п.), атмосферные нагрузки (снег, ветер), нагрузки от кранов, а в некоторых случаях и от другого технологического оборудования, называется *каркасом здания*.

В зависимости от размеров здания, грузоподъемности и режима работы кранов, определяемых технологией производства, а также от условий и сроков строительства конструктивные элементы каркаса здания делают из стали или из железобетона. Помимо *стальных* или *железобетонных* широко применяются *смешанные каркасы* производственных зданий, в которых отдельные конструкции (чаще всего конструкции покрытия и подкрановые балки) — из стали, а колонны — из сборного железобетона.

Конструктивная схема стального каркаса двухпролетного производственного здания показана на рис. X.1.

Основу каркаса составляют поперечные рамы, состоящие из колонн, жестко защемленных в фундаменте, и ригелей (стропильных ферм), жестко или шарнирно соединенных с колоннами. Расстояние между осями колонн в поперечном направлении здания называется *пролетом*. Расстояние между рамами называется *шагом рам*. В продольном направлении на рамы опираются подкрановые балки, элементы покрытия и фонари.

Жесткость и устойчивость каркаса и его отдельных элементов обеспечивается системой связей: вертикальными связями по колоннам, воспринимающими продольные усилия от действия ветра на торец здания и сил продольного торможения кранов; горизонтальными и вертикальными связями по шатру здания, обеспечивающими устойчивость конструкций покрытия.

К элементам каркаса крепят ограждающие конструкции. По ригелям рам и фонарю укладывают конструкции покрытия. Для поддержания стен, переплетов остекления и ворот устанавливают элементы стенового каркаса — фахверк, который также крепят к рамам.

Производственные здания бывают *однопролетными* и *многопролетными*.

По условиям производства здание может быть оборудовано мостовыми кранами в двух ярусах с мощными рабочими площадками для тяжелого оборудования, что приводит к существенному усложнению несущих конструкций каркаса.

2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КАРКАСАМ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструкция здания должна полностью удовлетворять назначению сооружения и в то же время быть наиболее экономичной. Поэтому при проектировании производственных зданий в первую очередь необходимо учитывать *эксплуатационные требования и экономические факторы*.

Чрезвычайно большое влияние на работу каркаса здания оказывают воздействия кранов. Являясь динамическими, многократно повторяющимися и большими по величине, крановые воздействия часто приводят к раннему износу и повреждению конструкций каркаса,

особенно подкрановых балок¹. Поэтому при проектировании каркаса здания особое внимание должно быть уделено учету эксплуатационного режима работы мостовых кранов, который зависит от назначения здания и производственного процесса в нем.

По правилам Госгортехнадзора² различают пять режимов работы кранов: с *ручным приводом* (Р); с *машинным приводом — легкий* (Л), *средний* (С), *тяжелый* (Т) и *весьма тяжелый* (ВТ).

Краны с ручным приводом (Р) имеют небольшую грузоподъемность и в современных производственных зданиях применяются очень редко (для ремонтных и вспомогательных работ).

Краны легкого режима работы (Л) имеют большие перерывы в работе и редко поднимают грузы предельной величины. Примерами кранов легкого режима работы являются крюковые краны, предназначенные для монтажа оборудования и выполнения ремонтных работ.

Краны среднего режима работы (С) характеризуются более интенсивной работой. Типичными для этого режима работы являются крюковые краны механических и сборочных цехов со среднесерийным производством, а также краны ремонтно-механических предприятий.

Краны тяжелого режима работы (Т) работают еще более интенсивно, поднимая грузы, близкие к предельным. Сюда относятся крюковые краны цехов с крупносерийной продукцией, а также литейные, ковочные и завалочные.

Краны весьма тяжелого режима работы (ВТ) характеризуются интенсивной круглосуточной работой с грузами предельной величины. К этой группе кранов относятся также специальные краны с повышенными динамическими воздействиями. К кранам весьма тяжелого режима работы относятся преимущественно мостовые краны некоторых металлургических цехов, грейферные, магнитные с жесткой и гибкой траверсой, магнитно-грейферные, магнитные краны шихтовых, скрапных и копровых отделений, мульдوماгнитные, литейные, ко-

¹ Кикин А. И., Васильев А. А., Кошутин Б. Н. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. М., Стройиздат, 1969.

² Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов. М., «Металлургия», 1970.

лодцевые, краны для раздевания слитков, краны с лапами и траверсами на жестком подвесе¹.

Несущие конструкции каркасов зданий с кранами «особого» режима работы подвергаются весьма интенсивным силовым воздействиям динамического характера, поэтому при конструировании и расчете элементов каркаса таких зданий необходимо учитывать специальные требования (особые коэффициенты условий работы, меньшие предельные гибкости, прогибы и деформации, конструктивные ограничения и т. д.), приведенные в нормах проектирования стальных конструкций.

На работу строительных конструкций здания большое влияние оказывают внутрицеховая среда, степень агрессивного воздействия которой определяется скоростью коррозионного поражения поверхности металла в мм/год: слабая (до 0,1 мм/год), средняя (до 0,5 мм/год) и сильная (свыше 0,5 мм/год).

При проектировании металлических конструкций зданий со средней и сильной степенью агрессивного воздействия среды следует применять гладкие, открытые элементы, легкодоступные для очистки и окраски, с соответствующим видом лакокрасочного защитного покрытия.

При проектировании зданий, эксплуатируемых в условиях *низких температур* (климатический пояс с расчетными температурами от -40 до -65°C), вследствие возможности хрупкого разрушения стали необходимо также учитывать специальные требования, приведенные в «Нормах проектирования стальных конструкций». Конструкции рассчитывают только по упругой стадии работы, предусматривают дополнительные связи по покрытию, уменьшают размеры температурных отсеков, предусматривают мероприятия, уменьшающие концентрацию напряжений.

Кроме удовлетворения эксплуатационным требованиям строительные конструкции должны быть экономичны в самом широком смысле слова.

К *экономическим факторам* относятся прежде всего затраты, связанные с возведением сооружения, включающие стоимость материалов, изготовления, перевозки и монтажа конструкций. Необходимо учитывать эффект, получаемый от сокращения времени строительства и бо-

¹ Согласно СНиП II-V.3-72, такие краны относятся к кранам «особого» режима работы.

лее раннего начала производства продукции, а также расходы, связанные с поддержанием сооружения в состоянии, обеспечивающем условия его нормальной эксплуатации в течение всего срока службы.

Эти факторы очень сложны, порой зависят от конъюнктурных условий, часто противоречат один другому (например, расход стали и трудоемкость изготовления конструкций; затраты на возведение сооружения и расходы на поддержание конструкций в необходимом состоянии и т.д.). При проектировании конструкций здания все это должно учитываться; необходимо найти оптимальное технико-экономическое решение, наилучшим образом удовлетворяющее всем условиям¹.

Вопрос о выборе материала для каркаса здания (металлический, железобетонный или смешанный) должен решаться с учетом назначения сооружения (эксплуатационные требования) и экономических факторов.

Металлический (стальной) каркас особенно рационален по условиям эксплуатации для зданий с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, поскольку при больших, непрерывно повторяющихся динамических воздействиях металлические конструкции наиболее надежны.

Особенно рациональны стальные каркасы для производственных зданий, возводимых в труднодоступных районах или при значительном удалении объектов строительства от производственных баз, что определяется относительно малой массой стальных конструкций.

Необходимо отметить, что применение стальных конструкций позволяет сократить сроки возведения зданий, а это предопределяет не только удешевление строительства, но и быстрее введение в эксплуатацию производственных мощностей.

Исходя из условий экономии стали в обычных условиях, металлические каркасы следует применять в зданиях с большими пролетами ($L \geq 30$ м, а в неотапливаемых зданиях $L \geq 18$ м), значительной высоты (при расстоянии до низа ферм более 14 м), при большом шаге колонн ($B \geq 12$ м), в зданиях с тяжелыми кранами ($Q > 50$ т), при двухъярусном расположении кранов¹.

¹ Стрелецкий Н. С., Стрелецкий Д. Н. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. М.: Стройиздат, 1964.

Смешанные каркасы рационально применять для зданий легкого и среднего режима работы при меньших пролетах и высоте, оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 т. При еще меньших параметрах зданий возможен железобетонный каркас, подкрановые балки в котором целесообразно выполнять стальными.

Основным критерием выбора материала конструкций каркаса во всех случаях являются стоимостные показатели, определяемые вариантным проектированием².

Стоимость стальных конструкций в деле в основном определяется стоимостью металла, изготовления и монтажа.

Оптимальное решение, учитывающее одновременно стоимость металла, изготовления и монтажа, дает типизация конструкций, которая должна рассматриваться как основное направление современного проектирования. Под типизацией подразумевается комплекс правил и требований, которым должна быть подчинена конструктивная форма однородных конструкций, чтобы она в целом наиболее полно отвечала признакам оптимальности: была наиболее экономичной по затратам металла, наименее трудоемкой в изготовлении и удобной в монтаже.

Принципиальное решение основной технико-экономической задачи типизации конструкции показано на рис. X.2. Кривая 1 характеризует уменьшение стоимости и расхода металла при увеличении числа типоразмеров конструкций. Естественно, чем полнее учтены индивидуальные особенности каждого объекта, тем экономичнее по затрате металла будут конструкции, однако такой объект будет иметь свои, частные размеры конструкций и их число в целом для всех проектируемых производственных зданий будет очень велико. Сокращение числа типоразмеров вызывает перерасход металла, так как в пределах каждой установленной градации должен применяться больший типоразмер с запасом для всего интервала. Кривая 2 отражает снижение стоимости изготовления и монтажа конструкций при уменьшении числа применяемых типоразмеров, т. е. с увеличением серийности конструктивных элементов. Это снижение стоимости происходит благодаря упрощению и удешевлению производства и монтажа: применению типовой оснастки и приспособ-

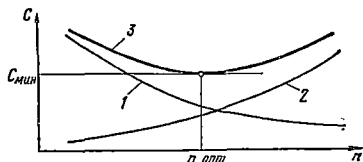


Рис. X.2. Принципиальное решение основной технико-экономической задачи типизации конструкций

1 — стоимость металла; 2 — стоимость изготовления и монтажа; 3 — суммарная стоимость

¹ Технические правила по экономному расходованию основных строительных материалов. ТП 101-76.

² Лихтарников Я. М. Металлические конструкции. Методы технико-экономического анализа при проектировании. М., Стройиздат, 1968.

лений, специальных поточных линий, наличие готовых типовых нормалей, чертежей и пр. Суммарная стоимость конструкций (кривая 3) имеет наименьшее значение при оптимальном числе типоразмеров $n_{\text{опт}}$.

Основной предпосылкой типизации является *принцип модульности*, т. е. соизмеримости размеров элементов, кратности их определенной величине, называемой модулем¹. Для объемно-планировочных и конструктивных решений всех строительных конструкций установлен основной модуль M , равный 10 см. В целях сокращения применяемых типоразмеров конструкций для отдельных объемно-планировочных и конструктивных размеров установлены *укрупненные модули, равные $2M$, $3M$, $6M$ и т. д.*² Так, для основных планировочных размеров (пролеты, шаги колонн) одноэтажных производственных зданий установлен укрупненный модуль $60M = 6$ м; пролеты зданий 18, 24, 30 и 36 м и более; шаг наружных колонн 6 и 12; шаг внутренних колонн 6, 12 и 18 м, а если необходимо — и более (кратный 6 м). Полезная высота зданий (от отметки чистого пола до низа конструкций покрытия) принимается кратной $6M = 60$ см. Этому же модулю кратны размеры высот ограждающих конструкций (стеновых панелей, окон, проемов для ворот). Ширина фонарей принимается 6 и 12 м (кратно укрупненному модулю $60M$).

Унификация объемно-планировочных и конструктивных решений позволяет резко сократить число типоразмеров конструктивных элементов каркасов зданий и открывает возможность разработки типовых конструкций для многократного применения.

В настоящее время для производственных зданий общего назначения разработаны чертежи типовых колонн, ферм, подкрановых балок, фонарей и вспомогательных конструкций, применение которых резко ускоряет проектирование и изготовление конструкций, снижает их стоимость, улучшает качество и повышает надежность.

§ 38. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ КАРКАСА

Проектирование каркаса производственного здания начинают с компоновки его конструктивной схемы. Исходным материалом является технологическое задание, в котором даются расположение и габариты агрегатов и оборудования цеха, число кранов, их грузоподъемность и режим работы. Технологическое задание содержит данные о районе строительства, условиях эксплуатации цеха (освещенность, температурно-влажностный режим и т. д.).

При компоновке конструктивной схемы каркаса решаются вопросы размещения колонн здания в плане,

¹ Единая модульная система в строительстве. Основные положения проектирования СНиП II-A.4-62.

² Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий. СН 223-62.

выбирается схема поперечной рамы, устанавливаются внутренние габариты здания, назначаются генеральные размеры основных конструктивных элементов каркаса, решается система связей по колоннам и шатру здания.

1. РАССТАНОВКА КОЛОНН

В плане колонны промышленных зданий должны расставляться по модульной сетке разбивочных осей (рис. X.3, а). Размеры пролетов принимаются кратными

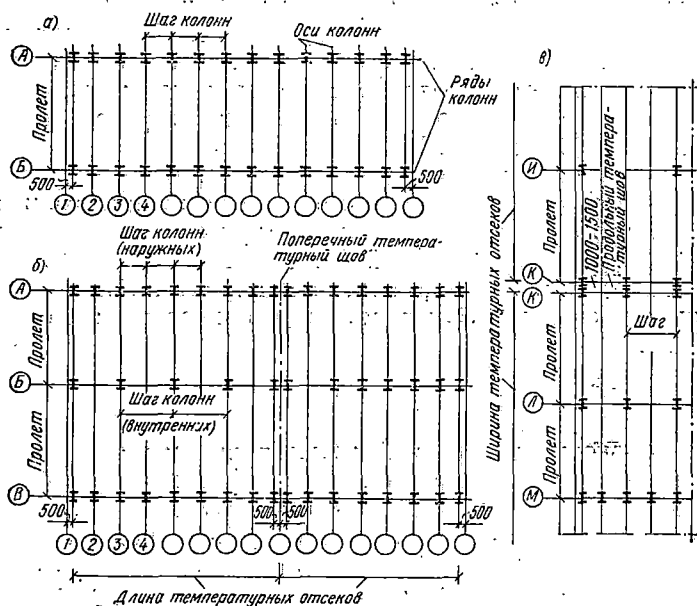


Рис. X.3. Сетка колонн

а — одноэтажного здания; б — многопролетного здания с поперечным температурным швом; в — здания с продольным температурным швом

6 м (12, 18, 24, 30, 36 м и т. д.), наиболее употребительные из них 24, 30 и 36 м. Шаги рам (шаг колонн) также кратны 6 м и принимаются: для наружных рядов 6 или 12 м, для внутренних рядов — в соответствии с технологическими требованиями (передача продукции из пролета в пролет) 6, 12, 18 м или более (рис. X.3, б). В этом

случае между колоннами средних рядов приходится устанавливать подстропильные фермы, на которые опираются фермы покрытия. Колонны у торцов здания обычно смещают на 500 мм внутрь для удобства выполнения углов цеха из стандартных кровельных и стеновых панелей.

Продольные элементы каркаса зданий больших размеров удлиняются или укорачиваются от колебаний температуры и в конструкциях возникают большие дополнительные напряжения. Поэтому большие здания разрезают в продольном и поперечном направлениях на отдельные отсеки температурными швами (т. ш.). У поперечных температурных швов (см. рис. X.3, б) ставят две колонны на расстоянии 500 мм от разбивочной оси. Если устраивается продольный температурный шов, то колонны устанавливают на разных осях с расстоянием 1000 или 1500 мм (рис. X.3, в).

Предельные расстояния между температурными швами, при которых согласно нормам можно не производить специального расчета на температурные воздействия, зависят от категории зданий (отапливаемые или неотапливаемые) и материала конструкций (сталь или алюминиевые сплавы). Эти расстояния приведены в табл. 8 прил. I.

2. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных (генеральных) габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой (рис. X.4). Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации. Сначала целесообразно установить вертикальные размеры.

Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства. Они определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса h_1 и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия h_2 . В сумме размеры h_1 и h_2 определяют полезную высоту цеха H .

Размер h_2 диктуется высотой мостового крана:

$$h_2 = (H_k + 100) + a,$$

где $H_k + 100$ — габаритный размер от головки рельса до верхней точки тележки крана плюс установленный по требованиям техники безопасности зазор между этой точкой и строительными конструкциями, равный 100 мм; a — размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия (ферм, связей), принимаемый равным 200—400 мм, в

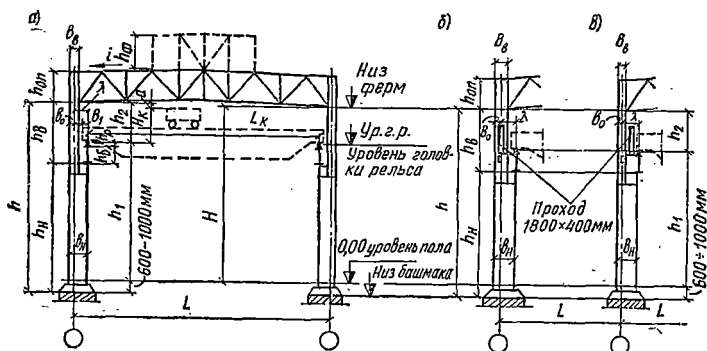


Рис. X.4. Компоновка поперечных рам

а — схема поперечной рамы однопролетного здания; *б, в* — крайние колонны с проходами вдоль подкрановых путей (внутри колонны и сбоку колонны)

зависимости от величины пролета (для больших пролетов больший размер).

Габаритные размеры мостовых кранов даются в соответствующих стандартах¹ и заводских каталогах.

Окончательный размер h_2 принимается обычно кратным 200 мм.

Далее устанавливают высоту цеха от уровня пола до низа стропильных ферм:

$$H = h_2 + h_1,$$

где h_1 — наименьшая отметка головки кранового рельса, которая задается по условиям технологического процесса (обуславливается высотой подъема крюка крана над уровнем пола).

Размер H в соответствии с «Основными положениями по унификации» принимается кратным 1,2 до высоты 10,8 м, а при большей высоте — кратным 1,8 м (8,4; 9,6;

¹ ГОСТ 3332—54. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 5—50 т; ГОСТ 6711—70. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 80—320 т.

10,8; 12,6; 14,4; 16,2; 18 м) из условия соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями. В отдельных случаях при соответствующем обосновании размер H принимают кратным 0,6 м.

Далее устанавливают размеры верхней части колонны h_v , нижней части h_n и высоту у опоры ригелей $h_{оп}$. Высота верхней части колонны

$$h_v = h_b + h_p + h_2,$$

где h_b — высота подкрановой балки, которая предварительно принимается $1/8$ — $1/10$ пролета балки (шага колонн);

h_p — высота кранового рельса, принимаемая предварительно равной 200 мм.

Размер нижней части колонны

$$h_n = H - h_2 + (600 - 1000) \text{ мм},$$

где (600—1000) мм — обычно принимаемое заглубление опорной плиты башмака колонны ниже нулевой отметки пола.

Общая высота колонны рамы от низа башмака до низа ригеля

$$h = h_v + h_n.$$

Высота колонны у опоры ригеля $h_{оп}$ зависит от принятой конструкции стропильных ферм и равна их высоте на опоре. В типовых стропильных фермах под рулонную кровлю с уклоном верхнего пояса $i=0,015$, $h_{оп}=3150$ мм.

Если на здании есть светоаэрационные или аэрационные фонари, то их высоту h_f определяют светотехническим или теплотехническим расчетом с учетом требований унификации. После этого устанавливают основные размеры по горизонтали.

Привязка наружной грани колонны к разбивочной оси b_0 может быть нулевой ($b_0=0$) или иметь размер 250 или 500 мм. Нулевую привязку принимают в зданиях без мостовых кранов, а также в невысоких зданиях (при шаге колонн 6 м), оборудованных кранами грузоподъемностью до 30 т включительно.

Привязку размером $b_0=500$ мм принимают для очень высоких зданий с кранами грузоподъемностью 80 т и более, а также для зданий с кранами «особого» режима работы, если в верхней части колонны устраиваются проемы для прохода. В остальных случаях $b_0=250$ мм.

Ширина верхней части колонны из условия необхо-

димой жесткости не должна быть меньше $b_v \geq 1/12 h_v$. Очень часто ширину колонны b_v принимают равной 500 и 1000 мм, тогда ось колонны располагается посередине верхней части колонны.

В каркасах зданий с кранами «особого» режима работы безопасность сквозного прохода вдоль подкрановых путей (для их обслуживания) может быть обеспечена устройством проемов в стенке верхней части колонн (рис. X.4, б) или свободным пространством между внутренней гранью колонны и концом кранового моста (рис. X.4, в). В первом случае ширина верхней части колонны b_v должна быть не менее 1000 мм, так как наименьшие размеры проема для прохода установлены в 400 мм по ширине и 1800 мм по высоте (в чистоте).

Чтобы кран при движении вдоль цеха не задевал колонну, расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны (размер λ) должен быть не менее

$$\lambda \geq B_1 + (b_v - b_0) + (60 \dots 75) \text{ мм},$$

где B_1 — часть кранового моста, выступающая за ось рельса, принимаемая по ГОСТам на краны; $b_v - b_0$ — расстояние от оси до внутренней грани верхней части колонны; (60—75) мм — зазор между краном и колонной по требованиям безопасности, принимаемый по ГОСТам на краны.

При устройстве прохода вне колонны размер λ включает еще 450 мм (400 мм табарит прохода и ~50 мм на ограждение). Пролеты кранов имеют модуль 500 мм, поэтому размер λ должен быть кратным 250 мм. Исходя из этого принимают:

$\lambda = 750$ мм — для кранов грузоподъемностью до 50 т включительно при отсутствии проходов в надкрановой части колонны;

$\lambda = 1000$ мм — для кранов грузоподъемностью более 50 т при отсутствии проходов и для кранов грузоподъемностью до 125 т при наличии внутренних проходов;

$\lambda = 1250$ мм (или более, кратно 250) — для некоторых специальных и очень тяжелых кранов, а также при наличии прохода вне колонны.

Ширину нижней части колонны b_n назначают в зависимости от грузоподъемности кранов и высоты здания. Ось подкрановой ветви колонны обычно совмещают с осью подкрановой балки. В этом случае ширина нижней части колонны $b_n = \lambda + b_0$.

Из условия обеспечения жесткости цеха в поперечном направлении ширину нижней части колонны b_n назначают не менее $1/20 h$ в промышленных зданиях со средним режимом работы и $1/15 h$ — в зданиях с тяжелым режимом работы.

Верхнюю часть колонны обычно проектируют сплошной двутаврового сечения, нижнюю часть принимают сплошной при ширине до 1 м включительно, а при большей ширине ее экономичнее делать сквозной.

Для легких промышленных зданий с кранами небольшой грузоподъемности иногда применяют сквозные или сплошные колонны постоянного сечения ($b_v = b_n$) с расположением подкрановых балок на консолях, ширина таких колонн не должна быть менее $1/25 h$.

Размеры пролета здания L и пролета крана L_k связаны зависимостью

$$L = L_k + 2\lambda.$$

Колонны средних рядов в многопролетных зданиях komponуются точно так же. Они обычно проектируются симметричными с шириной нижней части $b_n = 2\lambda$.

3. ПРОДОЛЬНАЯ КОМПОНОВКА КАРКАСА

Устойчивость колонн в продольном направлении обеспечивается вертикальными связями между колоннами. Связи располагают посередине здания или температурного отсека, чтобы меньше препятствовать температурным деформациям продольных элементов (рис. X.5, а).

При длине здания (или температурного отсека) более 120 м между колоннами обычно ставят две системы вертикальных связей (рис. X.5, б), причем расстояние между связями и торцом здания не должно превышать допустимого, приведенного в табл. 8 прил. I.

Наиболее простая схема связей крестовая, она применяется при шаге колонн до 12 м. Рациональный угол наклона связей $35—55^\circ$, поэтому при небольшом шаге, но большой высоте колонн устанавливают две крестовые связи по высоте нижней части колонны (рис. X.5, в). В таких же случаях иногда проектируют дополнительную развязку колонн из плоскости рамы распорками (рис. X.5, г). Вертикальные связи ставят по всем рядам здания. При большом шаге колонн средних рядов, а также чтобы не мешать передаче продукции из пролета в

пролет, конструируют связи. portalной и полупортальной схем (рис. X.5, д). Связи между колоннами на уровне опорных частей ригелей в связевом блоке и торцовых шагах проектируют в виде фермы (одного монтажного элемента), в остальных местах ставят распорки. Вертикальные связи между колоннами воспринимают усилия от ветра, действующего на торец здания, и про-

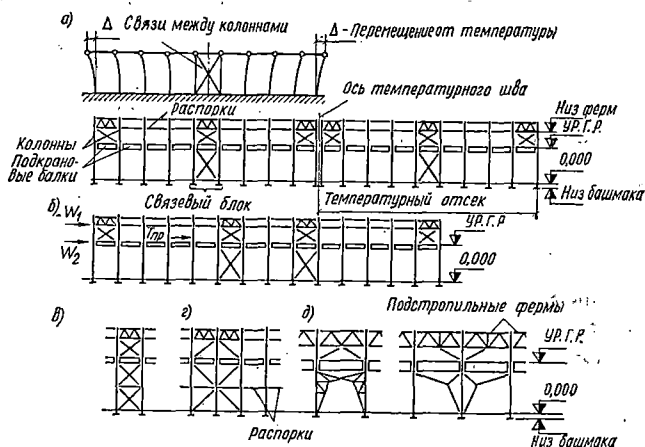


Рис. X.5. Вертикальные связи между колоннами

дольного торможения кранов. Ветровую нагрузку собирают с площади торца в сосредоточенные силы W_1 и W_2 (см. рис. X.5, б). Сила продольного торможения определяется от двух кранов одного или смежных пролетов по формуле (для каждого крана)

$$T_{\text{пр}} = 0,1nP_{\text{макс}}n_0, \quad (\text{X.1})$$

где n — коэффициент перегрузки крановой нагрузки (табл. 1 прил. I); $P_{\text{макс}}$ — максимальное давление колеса крана; n_0 — число тормозных колес на одной стороне крана (обычно оно равно половине колес одной стороны крана).

Элементы крестовых и порталных связей работают на растяжение. Сжатые стержни вследствие большой гибкости выключаются из работы и в расчете их не учитывают. Гибкость растянутых элементов связей, расположенных ниже уровня подкрановых балок, не должна

превышать 300 для обычных зданий и 200 для зданий с «особым» режимом работы кранов, для связей выше подкрановых балок — соответственно 400 и 300 (табл. 7 прил. I).

4. СВЯЗИ ПО ПОКРЫТИЮ

Связи по конструкциям покрытия (шатра) здания ставят для обеспечения пространственной жесткости каркаса, устойчивости покрытия в целом и его элементов в отдельности. Связи по покрытию располагают (рис. X.6):

1) в плоскости верхних поясов стропильных ферм — поперечные связевые фермы и продольные элементы между ними;

2) в плоскости нижних поясов стропильных ферм — поперечные и продольные связевые фермы, а также иногда продольные растяжки между поперечными связевыми фермами;

3) между стропильными фермами — вертикальные связи;

4) по фонарям.

Связи по верхним поясам ферм состоят из поперечных связевых ферм и продольных элементов между ними (рис. X.6, а).

Элементы верхнего пояса стропильных ферм сжаты, а потому необходимо обеспечить их устойчивость при продольном изгибе из плоскости ферм. Ребра кровельных плит и прогоны могут рассматриваться как опоры, препятствующие смещению верхних узлов из плоскости фермы при условии, что они закреплены от продольных перемещений связями, расположенными в плоскости кровли. Такие связи наиболее целесообразно располагать в торцах цеха, чтобы вместе с поперечными горизонтальными связями, расположенными по нижним поясам ферм, и вертикальными связями обеспечить пространственную жесткость покрытия. При большой длине здания или температурного блока целесообразны дополнительные промежуточные поперечные связевые фермы, расстояние между которыми должно быть не более 60 м.

Чтобы обеспечить устойчивость верхнего пояса ферм, необходимо обращать особое внимание на завязку узлов ферм в пределах фонаря, где нет кровельного настила. Здесь для раскрепления узлов верхнего пояса ферм из их плоскости предусматриваются специальные распор-

ки, причем такие распорки в коньковом узле фермы обязательны. В процессе монтажа (до установки плит покрытия или прогонов) гибкость верхнего пояса из плоскости фермы должна быть не более 220. Поэтому, если коньковая распорка не обеспечивает этого условия, между ней и распоркой в плоскости колонн ставят дополнительную распорку.

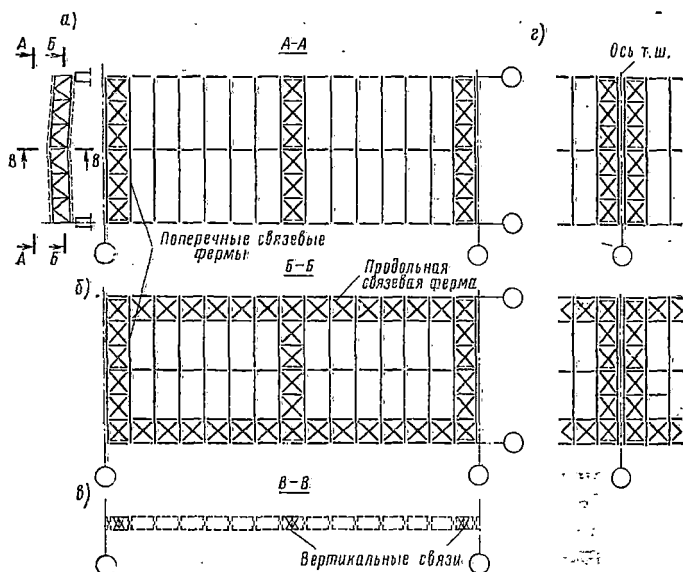


Рис. X.6. Связи по покрытию

а — по верхним поясам ферм; б — по нижним поясам ферм; в — вертикальные связи между фермами; г — связи у температурных швов

Система связей по нижним поясам ферм состоит из поперечных и продольных связевых ферм (рис. X.6, б).

Эти связи обеспечивают пространственную неизменяемость конструкций каркаса в плане, уменьшают смещение отдельных плоских рам распределением сосредоточенных крановых воздействий на соседние рамы, служат верхней опорой стоек торцевого фахверка, обеспечивают боковую развязку нижних поясов стропильных ферм из плоскости рам.

Поперечные связевые фермы располагают у торцов здания. Продольные связевые фермы в однопролетных

цехах располагают по краям здания, в многопролетных — обязательно по краям и в промежутках через 60—90 м, в цехах с пролетами разной высоты — у краев здания и в местах перепада высот. В плоскости нижних поясов целесообразно также устраивать промежуточные поперечные связи, расположенные в тех же панелях, что и поперечные связи по верхним поясам ферм (см. рис. X.6, а, б).

В длинных зданиях, состоящих из нескольких температурных отсеков, поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам ставят у каждого температурного шва (как у торцов, рис. X.6, г) с учетом того, что каждый температурный блок представляет собой законченный пространственный комплекс.

Вертикальные связи между стропильными фермами взаимно их связывают и препятствуют опрокидыванию.

В типовых конструкциях покрытий производственных зданий принята иная система связей по шатру здания. Поперечных связевых ферм по верхним поясам стропильных ферм не устраивают и передают их функции на вертикальные связи между фермами, устанавливаемые в местах расположения поперечных связевых ферм по нижним поясам стропильных ферм, но более часто — через каждые 6 м (рис. X.8, г). Такую схему связей применяют при шаге стропильных ферм как 6, так и 12 м.

Если в здании имеются фонари, то они развязываются горизонтальными связями в уровне верхних поясов фонарей и вертикальными связями между фонарями (рис. X.7).

По верхним поясам фонарей в крайних шагах устанавливают поперечную связевую ферму, аналогичную ферме по верхним поясам стропильных ферм. В этих же шагах ставят вертикальные связи между фонарями, служащие для обеспечения их устойчивости в продольном направлении. При длине фонаря более 60 м и в его средней части устраивают промежуточную систему связей (такую же, как и у торцов), которую располагают в том же шаге, где и поперечные связевые фермы по покрытию. Крайние стойки фонаря из плоскости фермы развязывают прогонами остекления.

Конструктивная схема связей зависит главным образом от шага стропильных ферм. Для горизонтальных связей при шаге ферм 6 м может быть применена крестовая решетка, раскосы которой работают только на

растяжение (рис. X.8, а). При этом стойки, работающие на сжатие, конструируются из двух уголков (обычно крестового сечения), а раскосы — из одиночных уголков. В последнее время в основном применяются связе-

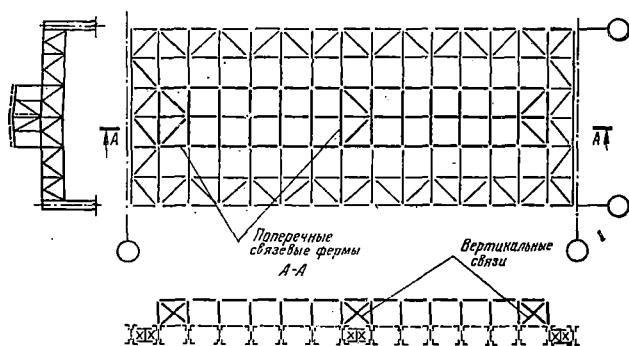


Рис. X.7. Связи по фонарям

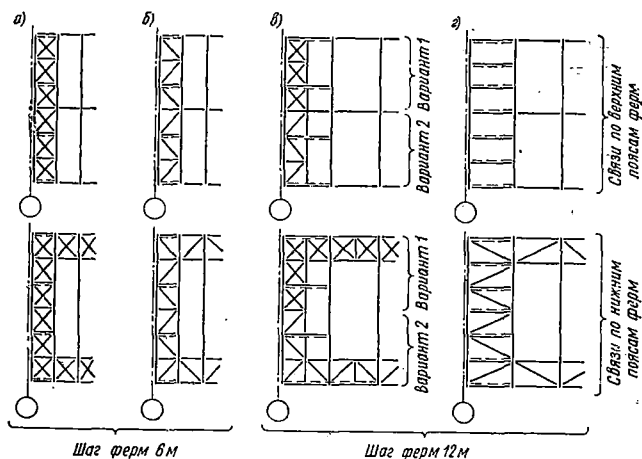


Рис. X.8. Системы связей по покрытию

а, б — при шаге ферм 6 м; в, г — при шаге ферм 12 м

вые фермы с треугольной решеткой (рис. X.8, б). Здесь раскосы работают как на сжатие, так и на растяжение, поэтому их гибкость должна быть не более 200. Благодаря уменьшению числа элементов значительно упрощается монтаж таких связей, а применение трубчатых

или холодногнутых замкнутых профилей позволяет снизить расход металла на 35—40%.

При шаге стропильных ферм 12 м ширина связевых ферм может быть как 6, так и 12 м. В первом случае вводится дополнительный пояс связевой фермы, опирающийся на 12-метровые распорки (рис. X.8, в), а диагональные элементы вписываются в квадрат со стороной 6 м. Во втором случае дополнительного пояса нет, и диагональные элементы вписываются в ячейку 6×12 м (рис. X.8, г).

Вертикальные связи между фермами и фонарями лучше всего делать в виде отдельных transportable ферм, что возможно, если их высота будет менее 3900 мм.

5. ФАХВЕРК

Система фахверковых стоек и ригелей образует несущий каркас для ограждающих конструкций стен: па-

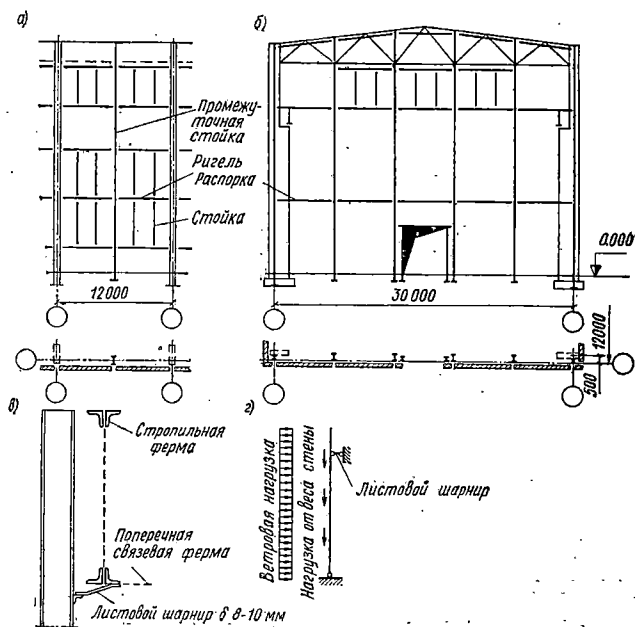


Рис. X.9. Фахверк

а — продольный; б — торцовый; в — крепление стойки фахверка листовым шарниром; г — расчетная схема

нелей, оконных переплетов, аэрационных проемов; ворот (рис. X.9). При шаге наружных колонн 6 м стеновые панели (или кирпичная стена) крепятся непосредственно к колоннам; при шаге наружных колонн 12 м и стеновых панелях длиной 6 м устанавливаются промежуточные фахверковые стойки (рис. X.9, а).

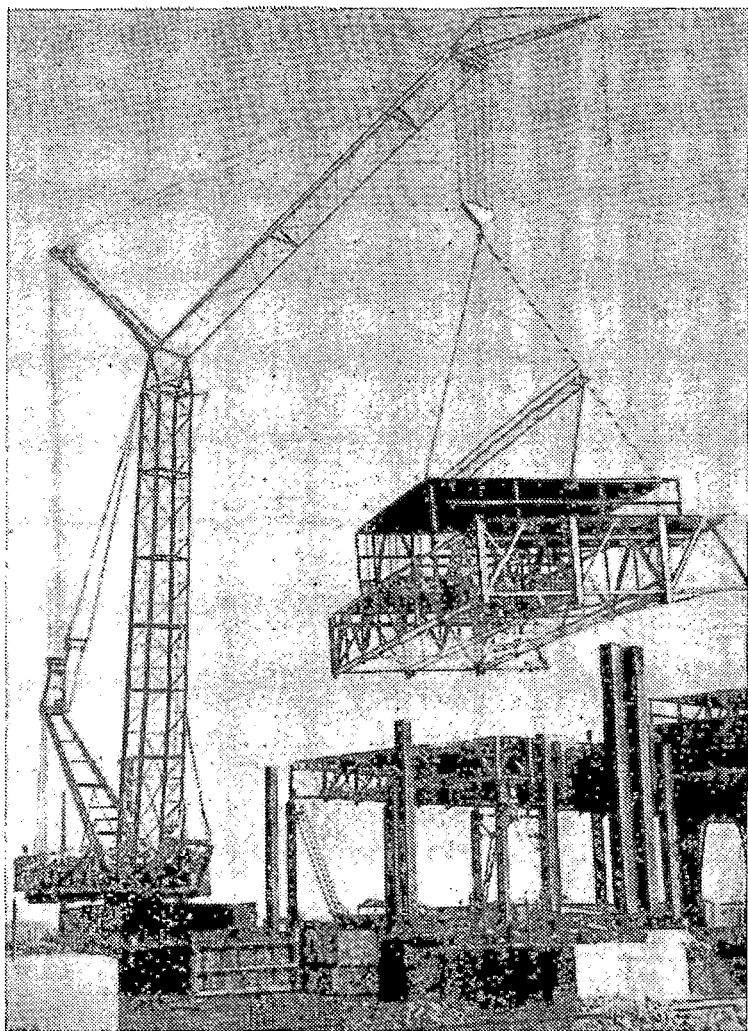
Торцовый фахверк состоит из вертикальных стоек, которые ставят через 6 или 12 м (рис. X.9, б). Верхние концы стоек в горизонтальном направлении опирают на поперечную связевую ферму в уровне нижних поясов. Чтобы не препятствовать прогибу стропильных ферм от временных нагрузок, опирание стоек осуществляется с помощью *листовых шарниров* (рис. X.9, в). Такой шарнир представляет собой тонкий ($\delta = 8-10$ мм) лист шириной 150—200 мм, который в вертикальном направлении легко изгибается, не препятствуя прогибу фермы; в горизонтальном направлении он работает на продольное усилие. К стойкам фахверка крепят ригели для оконных проемов, при большой длине стоек в плоскости торцовой стены ставят распорки, сокращающие их свободную длину.

Стены из кирпича или бетонных блоков устраивают самонесущими, т. е. воспринимающими весь свой вес, и только боковая нагрузка от ветра передается стеной на колонну или стойку фахверка. Стены из крупнопанельных железобетонных плит устанавливаются на столики колонн или фахверковых стоек (один столик через три—пять плит по высоте), и в этом случае фахверковая стойка работает на внецентренное сжатие. Расчетная схема стойки торцового фахверка показана на рис. X.9, г.

6. ОСОБЫЕ РЕШЕНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ КАРКАСОВ

Рассмотренные выше конструктивные схемы металлических каркасов производственных зданий являются традиционными, имеющими преобладающее распространение. Однако экономические, производственные и эксплуатационные требования, а также появление новых материалов и конструкций диктуют поиск новых конструктивных решений каркасов зданий.

Рациональным компоновочным решением для *высоких и небольших по длине* зданий является конструктивная схема каркаса с несмещающимися в поперечном направлении верхними концами колонн. В таких зданиях проектируют жесткий торцовый фахверк, развязанный диагональными связями (рис. X.10, а), и развитую систему горизонтальных связей по нижним поясам стропильных ферм. Верхние



положением кранов. В зданиях такого типа, имеющих пролеты более 40 м, переходят на поперечное расположение кранов, устанавливая подкрановые балки у нижних поясов ферм главных рам.

Есть и другие интересные идеи для компоновки конструктивных схем каркасов, в том числе с применением оболочек, складок, висячих систем, предварительно-напряженных конструкций и т. д. Особенности таких решений освещены в специальной литературе.

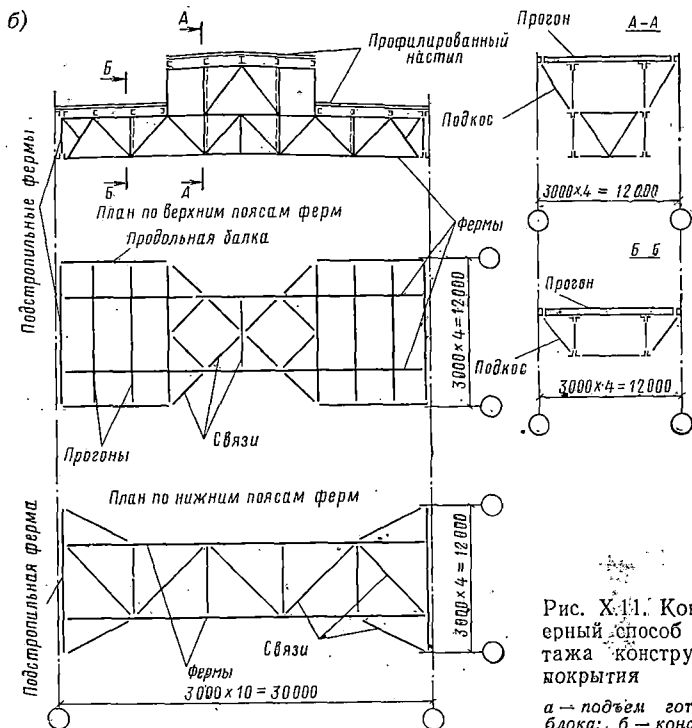


Рис. X.11. Конвейерный способ монтажа конструкций покрытия

а — подъем готового блока; б — конструктивные схемы блоков

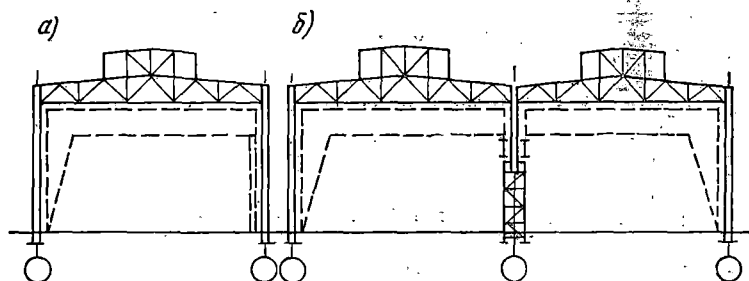


Рис. X.12. Схемы каркасов зданий

а — с козловыми кранами; б — с полукозловыми кранами

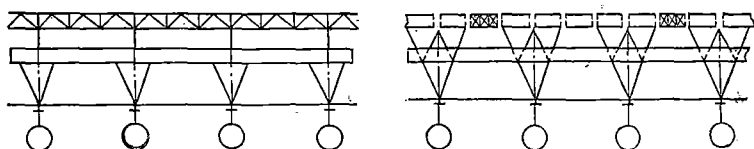


Рис. X.13. Схемы подкрановых систем для средних рядов колонн

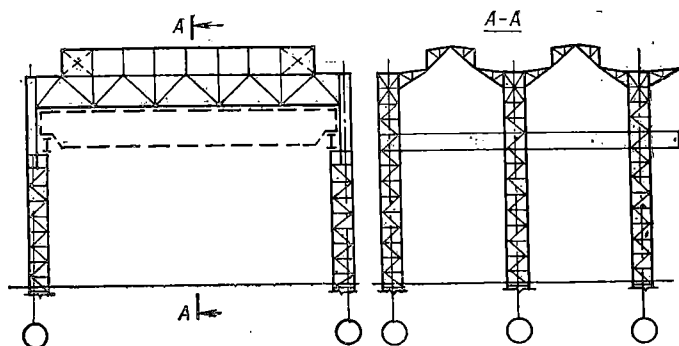


Рис. X.14. Схема каркаса здания с колоннами и ригелями пространственного сечения

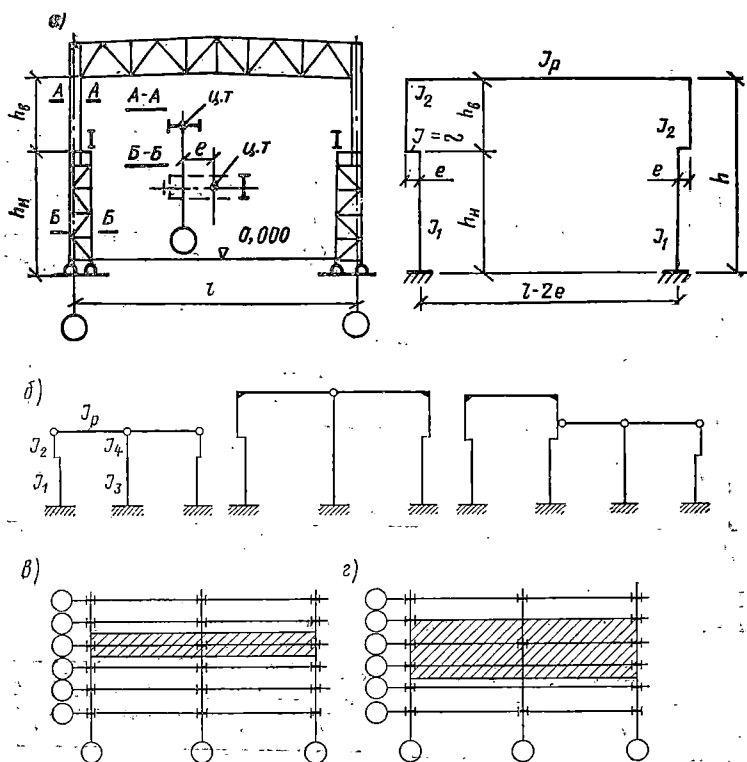


Рис. X.15. Расчетные схемы рам

a — конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы; *б* — виды расчетных схем рам; *в, г* — выделение расчетного блока

§ 39. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ

Поперечные рамы промышленных зданий — статически неопределимые системы. Для расчета рамы необходимо наметить ее расчетную схему; собрать действующие на раму нагрузки, произвести статический расчет и выявить комбинации наибольших расчетных усилий. По этим комбинациям подбирают сечения элементов рамы.

Расчетная схема рамы. Для расчета рамы ее конструктивную схему надо привести к расчетной. На рис. X.15, а показаны конструктивная схема однопролетной рамы с жестким защемлением ригеля в ступенчатых колоннах и расчетная схема этой же рамы. Оси стоек в расчетной схеме совмещают с центрами тяжести (ц. т.) сечений надкрановой и подкрановой частей колонн. В колоннах крайнего ряда центры тяжести сечений верхней и нижней частей лежат не на одной оси, и поэтому стойка в расчетной схеме имеет уступ с эксцентриситетом

$$e = (0,55 \dots 0,5) b_H - 0,5 b_B, \quad (X.2)$$

где b_B и b_H — соответственно ширина верхней и нижней частей колонны.

Расчетная ось ригеля рамы совмещается с точками крепления нижнего пояса стропильной фермы с колоннами и при небольших уклонах его принимается прямолинейной. При расчете статически неопределимых систем требуется знать жесткости EI_i элементов или при одном и том же модуле упругости E — соотношения моментов инерции. Этими моментами инерции предварительно задаются на основе прикидочных расчетов или ранее запроектированных аналогичных рам. Обычно соотношения моментов инерции (рис. X.15, а, б) элементов рамы находятся в пределах (по отношению к самому гибкому I_{12}):

$$\begin{aligned} \frac{I_{11}}{I_2} &= 7 - 10; \quad \frac{I_p}{I_2} = 25 - 40; \\ \frac{I_3}{I_2} &= \begin{cases} 10 - 30 & \text{— при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 20 - 60 & \text{— при шаге внутренних колонн вдвое больше, чем наружных;} \end{cases} \\ \frac{I_4}{I_2} &= \begin{cases} 1,5 - 3 & \text{— при одинаковом шаге внутренних и наружных колонн;} \\ 2,5 - 7 & \text{— при шаге внутренних колонн вдвое больше, чем наружных.} \end{cases} \end{aligned}$$

Отклонение в соотношениях жесткостей элементов рамы до 30% мало сказывается на расчетных усилиях в раме, поэтому, если после подбора сечений элементов фактические соотношения моментов инерции отличаются от первоначально принятых не более чем на 30%, перерасчет рамы можно не производить.

При кранах грузоподъемностью более 30 т и высоте цеха свыше 10 м однопролетные рамы осуществляют с жестким защемлением ригеля в колоннах (для увеличения ее поперечной жесткости). Рамы двухпролетные или с большим числом пролетов с ригелями в одном уровне чаще принимаются с шарнирным опиранием ригелей. Иногда сложные поперечные рамы разбивают на ряд П- и Г-образных систем с жестким или шарнирным соединением (см. рис. X.15, б).

При одинаковом шаге наружных и внутренних колонн многопролетных рам расчетной является плоская рама по одной из осей (рис. X.15, в). Если шаг колонн различен, то выделяют расчетный блок, определяемый полушагами внутренних колонн (рис. X.15, г). Этот расчетный блок приводится к плоской раме: крайние колонны, входящие в зону блока, заменяются одной условной колонной суммарной жесткости.

Нагрузки на раму собирают отдельно по видам (от собственного веса конструкций, снега, кранов, ветра и т. д.) с тем, чтобы от каждой нагрузки определить усилия и затем составить их невыгоднейшие сочетания, которые для разных элементов рамы могут быть от различных составляющих.

При статическом расчете поперечных рам разрешается ряд предположений, мало влияющих на величину определяемых усилий, однако существенно упрощающих и сокращающих расчет.

1. На все нагрузки, кроме непосредственно приложенных к ригелю, можно рассчитывать раму, приняв жесткость ригеля $I_p = \infty$, если отношение

$$\frac{I_p}{l} : \frac{I_1}{h} \geq \frac{6}{1 + 1,1 \sqrt{\frac{I_1}{I_2} - 1}}. \quad (X.3)$$

Обозначения даны на рис. X.15, а.

2. В многопролетных зданиях при трех пролетах и более разрешается определять усилия в стойках рамы от нагрузок, приложенных в отдельных местах здания (например, крановых), без учета смещения верха стойки.

3. При расчленении рам сложной конфигурации на отдельные расчетные схемы допускается не учитывать взаимной связи этих схем, если влияние, оказываемое ими друг на друга, невелико.

Установив с допустимыми упрощениями расчетную схему рамы, расчет ее на отдельные загрузки выполняют или непосредственно способами строительной механики (метод сил, перемещений, распределения моментов и др.), или практическими методами с использованием вспомогательных таблиц, формул, графиков, или с помощью электронно-вычислительных машин.

§ 40. КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

Система покрытия производственных зданий состоит из кровельных (ограждающих) конструкций, несущих элементов (прогонов, ферм, фонарей), на которые опирается кровля, и связей по покрытию, обеспечивающих пространственную неизменяемость, жесткость и устойчивость всего покрытия и его отдельных элементов.

Конструкции кровель, расчет и конструирование прогонов и ферм рассмотрены в гл. IX, устройство связей изложено в § 38. В настоящем параграфе рассматриваются особенности проектирования и расчета конструкций покрытия, относящиеся к производственным зданиям.

1. СХЕМЫ СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

Как уже отмечалось, для несущих конструкций покрытия производственных зданий в большинстве случаев применяется рамная система, состоящая из ригелей — стропильных ферм, опирающихся на колонны. В многопролетных зданиях при шаге внутренних колонн боль-

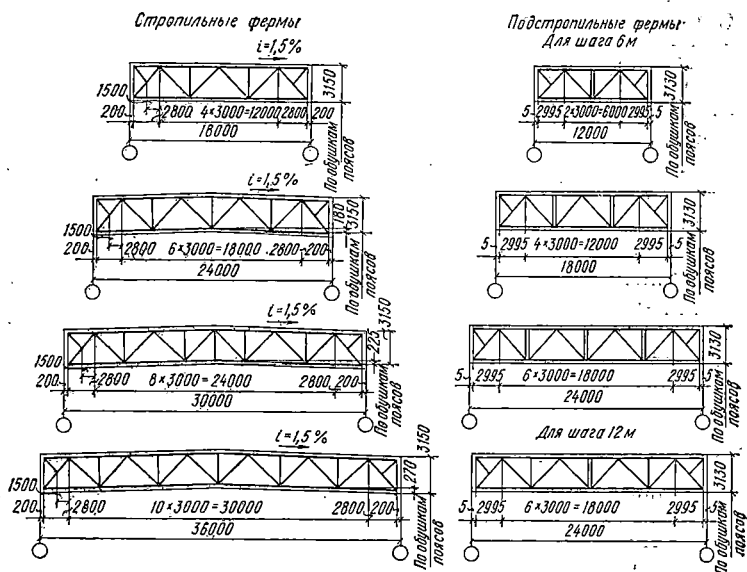


Рис. X.16. Схемы типовых ферм для покрытий с уклоном кровли 1,5%

ше, чем наружный, по внутренним колоннам устанавливают подстропильные фермы, которые служат опорами для промежуточных стропильных ферм.

При рулонных кровлях рекомендуется применять фермы с горизонтальными поясами, образующие плоскую (вернее малоуклонную кровлю, так как для организованного стока воды пояса фермы имеют уклон, равный 1,5%). Плоские кровли защищают тонким (10—15 мм) слоем мелкозернистого гравия на битумных мастиках, благодаря чему получается более долговечная кровля, и хотя расход металла на трапециевидные фермы с уклоном верхнего пояса меньше, приведенная стоимость

(с учетом эксплуатационных расходов) покрытия оказывается меньшей при плоской кровле.

Для одноэтажных производственных зданий разработаны и утверждены типовые стропильные и подстропильные фермы с уклоном кровли 1,5%, схемы которых приведены на рис. X.16.

Холодные кровли с применением волнистых асбестоцементных, стальных и алюминиевых листов требуют большого уклона, поэтому для этих кровель применяют фермы трапецеидального или треугольного очертания.

Подстропильные фермы имеют горизонтальные пояса, треугольную систему решетки со стойками, к которым крепятся стропильные фермы.

Если типовые фермы применить не удастся (например, при жестком сопряжении стропильных ферм с колоннами, на что типовые фермы не рассчитаны, при необычных нагрузках на фермы и т. п.), проектируют индивидуальные фермы, схемы которых целесообразно принимать близкими к типовым.

2. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СТРОПИЛЬНЫХ И ПОДСТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Сопряжение ригелей (стропильных ферм) с колоннами проектируют шарнирным или жестким. При шарнирном опирании стропильной фермы на колонны ферма

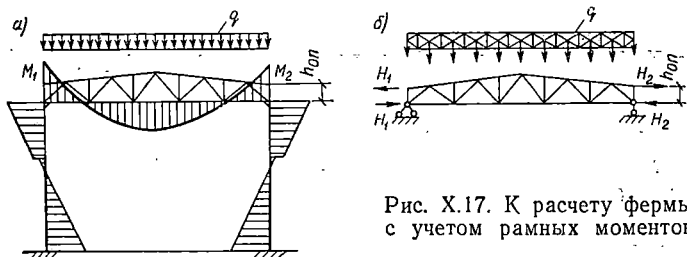


Рис. X.17. К расчету фермы с учетом рамных моментов

рассчитывается как отдельная самостоятельная система. Расчет и подбор сечений таких свободно опертых ферм см. в § 35.

Другое положение будет при жестком сопряжении фермы с колонной. Рамный момент у сопряжения ригеля с колонной воздействует на ферму (рис. X.17, а), и она

становится нагруженной не только вертикальной нагрузкой q , но и парами горизонтальных сил

$$H_1 = \frac{M_1}{h_{\text{оп}}} \quad \text{и} \quad H_2 = \frac{M_2}{h_{\text{оп}}}$$

[$h_{\text{оп}}$ — расстояние между осями верхнего и нижнего поясов фермы на опоре (рис. X.17, б)].

Величина опорных моментов берется из таблицы расчетных усилий колонны для ее верхнего сечения (моменты в узле рамы одинаковы на стойке и ригеле); при этом, взяв наибольший момент для левой опоры фермы M_1 , надо определить момент для правой опоры M_2 для той же самой комбинации нагрузок.

Опорные моменты M_1 и M_2 вызывают в стержнях фермы дополнительные усилия. Расчетные усилия, по которым подбирают сечения стержней фермы, получают сложением усилий, вызванных вертикальной нагрузкой, и дополнительных усилий от опорных моментов. При этом, если усилие в каком-либо стержне от опорных моментов того же знака, что и от вертикальной нагрузки (стержень догружается), оба усилия суммируются; если знаки их разные и усилие от опорного момента меньше, чем от вертикальной нагрузки, то берется наибольшее усилие только от одной вертикальной нагрузки (разгрузка стержня не учитывается). Так делается потому, что опорное крепление ригеля может несколько ослабеть и разгружающее усилие уменьшится или даже пропадет совсем. Если же усилия имеют разные знаки и усилие от опорных моментов больше усилия от вертикальной нагрузки, то стержень должен быть проверен также и на алгебраическую сумму этих усилий.

Определив расчетные усилия в стержнях фермы с учетом опорных моментов, подбирают сечения ее элементов точно так же, как и обычных свободно опертых ферм.

Подстропильные фермы имеют, как правило, шарнирное опирание на колонны, поэтому их расчет и подбор сечений выполняются так же, как и для обычных ферм.

3. ОПОРНЫЕ УЗЛЫ

Конструкция опорных узлов ферм может быть довольно разнообразной и решается в зависимости от способа сопряжения ригеля с колонной. Широко распространено опирание стропильных ферм сбоку колонны на

опорный столик (рис. X.18, а). Такое решение обеспечивает надежную работу, просто в изготовлении и удобно при монтаже. Оно позволяет осуществлять как шарнирное, так и жесткое соединение фермы с колонной.

Вертикальная реакция A передается с опорного фланца фермы толщиной $\delta = 16-20$ мм через строганные по-

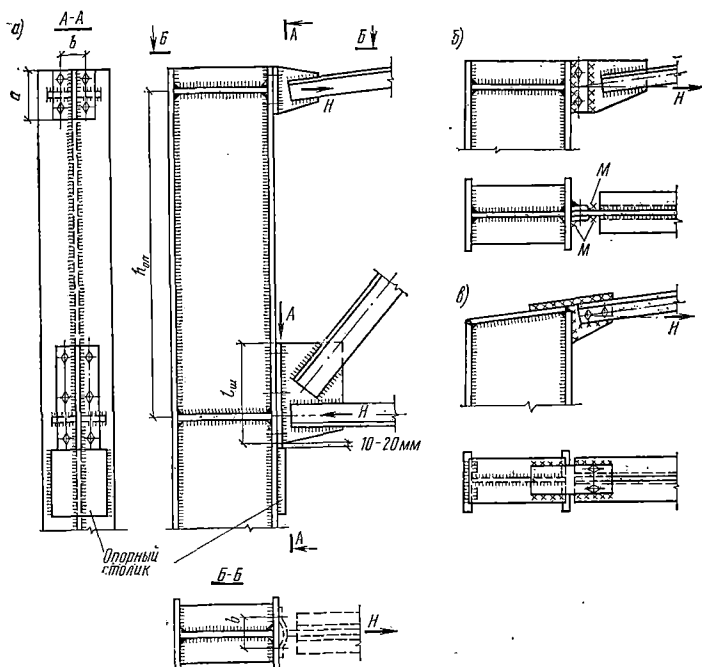


Рис. X.18. Узлы опирания стропильной фермы на колонну

а — общий вид; б, в — варианты крепления верхнего пояса при рамном сопряжении ригеля с колонной

верхности на опорный столик. Опорный фланец для четкости опирания выступает на 10—20 мм ниже фасонки опорного узла. Площадь торца фланца определяют из расчета на смятие

$$F \geq \frac{A}{R_{\text{см.т}}}, \quad (\text{X.4})$$

где $R_{\text{см.т}}$ — расчетное сопротивление смятия торцевой поверхности,

Опорный столик делается из листа $\delta = 30\text{--}40$ мм или при небольшой опорной реакции $A < 200\text{--}250$ кН — из уголка со срезанной полкой. Каждый из двух фланговых швов, крепящих опорный столик к колонне, рассчитывают на усилие, равное $\frac{2}{3}A$, вследствие возможной неравномерности передачи реакции опорным фланцем. Опорный фланец крепят к полке колонны на болтах грубой или нормальной точности, которые ставят в отверстия на 3 мм больше диаметра болтов (чтобы они не могли принять на себя опорную реакцию фермы в случае возможных неточностей разметки отверстий).

При шарнирном опирании фермы на колонну сварные швы, прикрепляющие опорный фланец к фасонке, работают на действие опорной реакции A ; их длину определяют по формуле

$$l_{\text{ш}} \geq \frac{A}{2\beta h_{\text{ш}} R_{\text{св}}^{\text{св}}} \quad (\text{X.5})$$

В фермах с жестким опиранием ригеля эти швы работают на одновременное действие опорной реакции A и внецентренно-приложенной силы H (вследствие эксцентриситета приложения силы H по отношению середины шва, см. рис. X.18, а). Наибольшее равнодействующее напряжение в шве в этом случае проверяют по формуле

$$\sigma_{\text{ш}}^{\text{р}} = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2} \leq R_{\text{св}}^{\text{св}} \quad (\text{X.6})$$

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{H}{2\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}} + \frac{6He}{2\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}^2};$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{A}{2\beta h_{\text{ш}} l_{\text{ш}}},$$

где $l_{\text{ш}}$ — длина одного шва; e — эксцентриситет силы H по отношению к середине длины шва.

Сила H прижимает фланец к колонне, вызывая небольшие напряжения смятия, проверка которых не требуется. В узле крепления верхнего пояса сила H отрывает фланец от колонны и вызывает его изгиб (вид по $B\text{—}B$ на рис. X.18, а). Если фланец сделать тонким ($\delta = 8\text{--}10$ мм); возможно малой длины, а расстояние между болтами принять достаточно большим ($b = 160\text{--}200$ мм), то он будет столь гибким, что не сможет воспринимать существенной по величине горизонтальной силы H . Опир-

вание ригеля в этом случае можно считать *шарнирным*.

Если же надо запроектировать опорный узел *жестким*, то толщину фланца принимают $\delta = 16-20$ мм, расстояние между болтами b назначают минимальным, и крепление необходимо рассчитать на силу H .

Момент при изгибе фланца определяют как в защемленной балке пролетом b , равным расстоянию между болтами:

$$M = \frac{Hb}{8}, \quad (X.7)$$

напряжение в нем

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Hb}{8} : \frac{a\delta^2}{6} = \frac{3}{4} \frac{Hb}{a\delta^2} \leq R, \quad (X.8)$$

где a и δ — длина и толщина фланца.

Обычно стремятся запроектировать верхний узел так, чтобы линия действия силы H проходила через центр фланца. В этом случае напряжение в швах, прикрепляющих фланец к фасонке, проверяют по формуле

$$\tau = \frac{H}{2\beta h_{\text{ш}} a} \leq R_{\text{у}}^{\text{св}}. \quad (X.9)$$

Необходимое число болтов для крепления фланца к колонне

$$n \geq \frac{N}{[N]_{\text{р}}^6}, \quad (X.10)$$

где $[N]_{\text{р}}^6$ — несущая способность одного болта на растяжение.

Если по каким-либо причинам не удастся законструировать узел так, чтобы линия действия силы H проходила через центры сварного и болтового соединений, то швы и болты рассчитывают с учетом имеющегося эксцентриситета.

В высоких рамах с легкой кровлей и тяжелыми краями расчетный опорный момент может быть другого знака. В этом случае нижний узел фермы должен быть проверен на растягивающее усилие H , отрывающее его от колонны.

Возможны также другие решения прикрепления верхнего пояса фермы в рамных узлах (рис. X.18, б и X.18, в).

Опирающие стропильные фермы на подстропильные также может быть выполнено различными способами. В ка-

честве примера на рис. X.19 показано крепление стропильной фермы к подстропильной, имеющей стойки крестового сечения из уголков. Для удобства монтажа на стойке есть монтажный столик. После установки листовой накладки и сболчивания соединения выполняется монтажная сварка трех вертикальных швов. Верхний пояс стропильной фермы крепят на болтах нормальной точности, что обеспечивает некоторую подвижность при загрузке и не приводит к защемлению фермы на опоре.

Опирающие подстропильные фермы на колонны часто делают по тому же принципу, что и опирание стропильных. На рис. X.20 показан узел опирания подстропильной фермы на колонну при жестком присоединении стропильных ферм к колоннам. Для удобства монтажа подстропильная ферма имеет нисходящий опорный раскос и опирается на колонну сверху (при восходящем

опорном раскосе подстропильную ферму трудно было бы завести между полками колонны). Опорная реакция подстропильной фермы передается через строганный торец на столик, приваренный к стенке колонны. Фланец опорного узла фермы крепится к стенке колонны болтами нормальной точности. Нижний пояс подстропильной фермы делают укороченным (чтобы не заводить внутрь колонны) и крепят накладкой к ребру колонны.

На рис. X.21 показаны опорные узлы типовых стропильных и подстропильных ферм. Одно из важнейших требований, предъявляемых к типовым конструкциям, — универсальность их использования. Поэтому опорные узлы стропильных ферм запроектированы так, чтобы

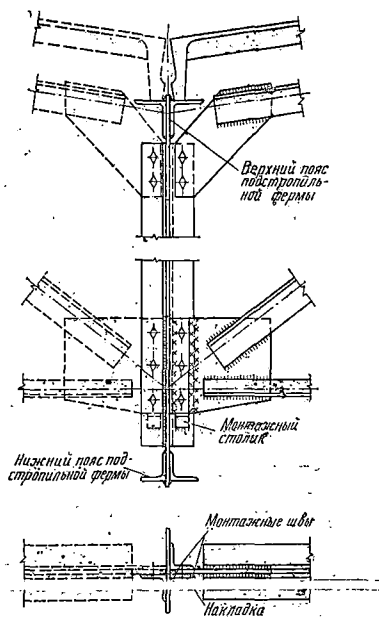


Рис. X.19. Узел опирания стропильных ферм на подстропильную ферму

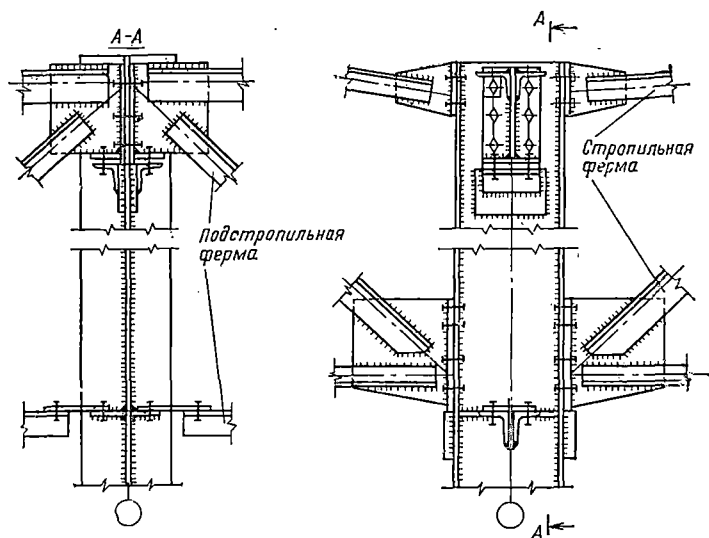


Рис. X.20. Узел опирания подстропильной фермы на колонну

можно было осуществить опирание фермы как на стальную, так и на железобетонную колонну, как на подстропильную ферму, так и на колонну, на которую одновременно опираются подстропильные фермы. Такая универсальность, естественно, усложняет конструкцию узла (для каждого конкретного случая опирания узел мог бы быть проще), однако это позволяет существенно уменьшить число типоразмеров ферм.

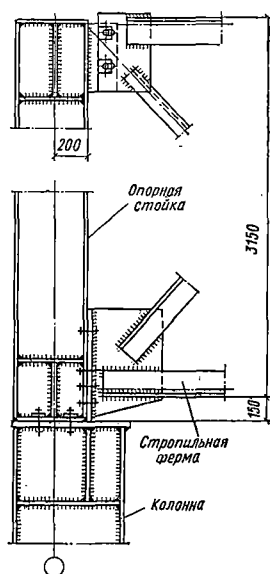
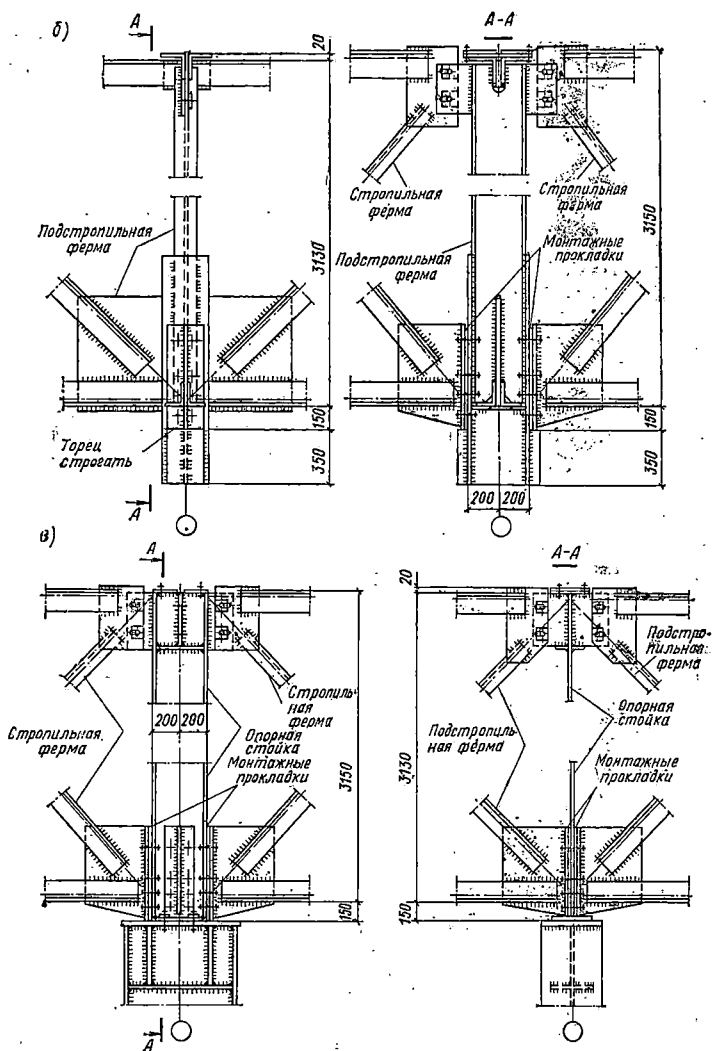


Рис. X.21. Узлы опирания типовых ферм
а — стропильных на колонны; б — стропильных на подстропильные; в — подстропильных на колонны



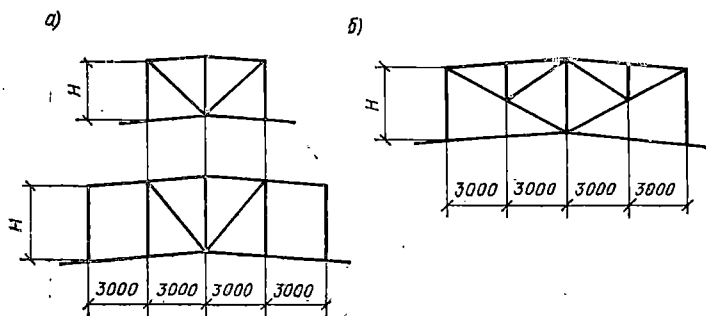
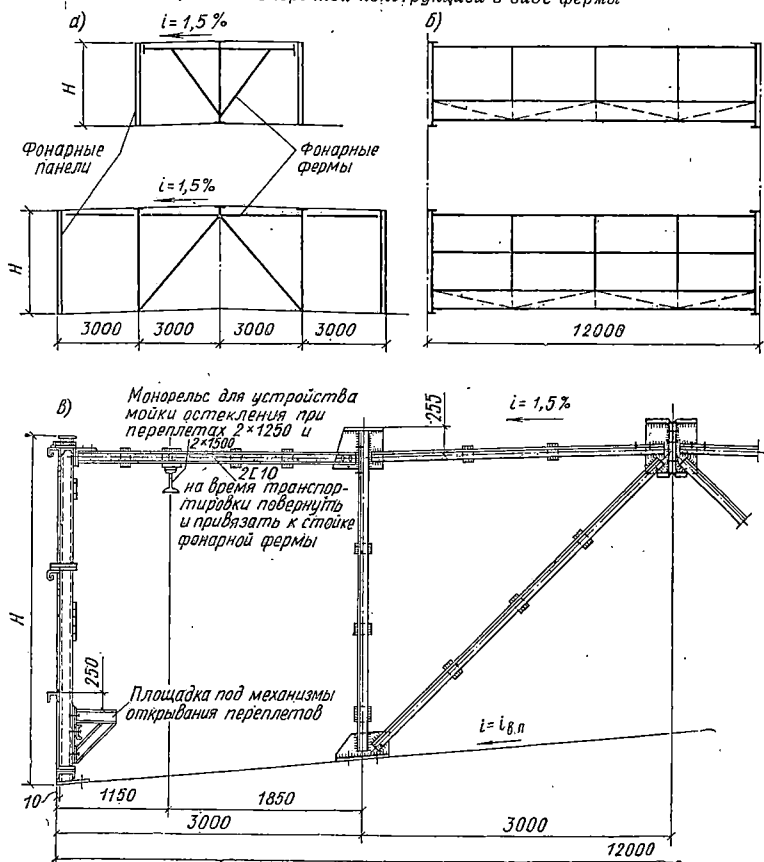


Рис. X.22. Схемы светоаэрационных фонарей

а — стойечного типа; б — с поперечной конструкцией в виде фермы



4. ФОНАРИ

В зависимости от назначения фонари производственных зданий подразделяют на *светоаэрационные* и *аэрационные*.

Наиболее часто применяемые схемы конструкций **светоаэрационных фонарей** показаны на рис. X.22 и X.23, а. Ширина фонарей из условия опирания стоек в

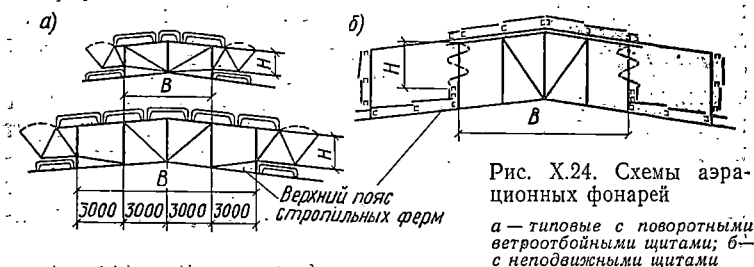


Рис. X.24. Схемы аэрационных фонарей

а — типовые с поворотными ветроотбойными щитами; б — с неподвижными щитами

узлы ферм имеет модуль 6 м. При пролетах здания до 18 м применяются фонари шириной 6 м, при пролетах 24 м и более — 12 м, фонари большей ширины делают редко.

Высоту фонаря H принимают в зависимости от требуемой освещенности и определяют светотехническим расчетом. Типовые фонарные переплеты остекления имеют высоты 1250, 1500 и 1750 мм. Для фонарей шириной 6 м применяют одну ленту остекления высотой 1750 мм или две высотой 1250 мм, для фонарей шириной 12 м используют также одну ленту остекления высотой 1750 мм или две ленты по 1250 или 1500 мм. Полная высота фонаря H складывается из высоты переплетов остекления, а также высота борта и карниза фонаря.

Борт фонаря (глухая часть фонаря от кровли до низа остекления) должен иметь высоту 600—800 мм, чтобы остекление не заносило снегом. Суммарная высота борта и карниза фонаря составляет 900—1000 мм.

На рис. X.23 показаны схемы и конструктивное решение типовых светоаэрационных фонарей с продольными фонарными панелями. Поперечная конструкция фонаря

Рис. X.23. Типовые светоаэрационные фонари с продольными фонарными панелями

а — схемы фонарных ферм; б — схемы фонарных панелей; в — конструктивное решение фонаря шириной 12 м

состоит из одной (при ширине фонаря 6 м) или двух (при ширине 12 м) ферм заводского изготовления. Крайние панели верхнего пояса фонаря шириной 12 м при перевозке поворачиваются на болтах и привязываются к стойке (рис. X.23, в).

Боковые грани фонаря проектируют в виде продольных фонарных панелей (см. рис. X.23, б), которые на монтаже соединяются с поперечными фонарными фермами. Фонарные панели изготовляют целиком на заводе из легких профилей; они включают в себя промежуточные стойки и прогоны остекления. Фонарная панель в нижней части имеет раскосы, благодаря чему она воспринимает вертикальную нагрузку от остекления и бортовых плит на пролете 12 м. Конструктивное решение светоаэрационных фонарей с продольными панелями увеличивает степень их заводской готовности, а также упрощает монтаж конструкций.

Для естественного освещения зданий в последнее время начали применять ограждающие конструкции из светопрозрачных материалов: светопрозрачные кровельные плиты с использованием стеклоблоков, листов поливинилхлорида или органического стекла, зенитные фонари.

Аэрационные фонари предназначены только для аэрации зданий, производственные процессы в которых связаны с большими тепловыделениями (рис. X.24). Особенность аэрационных фонарей — наличие ограждающих (ветроотбойных) щитов, благодаря которым фонари не задуваются при ветре любого направления, а ветровой поток служит побудителем тяги.

Размеры горловины (проема) аэрационного фонаря B должны быть увязаны с размерами типовых кровельных конструкций и поэтому принимаются равными 6 или 12 м (более широкие фонари применяются крайне редко). Высоту проемов фонарей H определяют расчетом в соответствии с заданным тепло- или газообменом. Производительность фонарей при суточных и сезонных изменениях атмосферной среды регулируется поворотом ветроотбойных щитов.

На рис. X.24, а показаны схемы типовых аэрационных фонарей с шириной горловины B , равной 6 и 12 м. Такие фонари имеют высоту 1260 или 1700 мм при $B=6$ и $H=2400$ мм для фонарей при $B=12$ м. На консольной части фонаря установлен ветроотбойный щит, который

может поворачиваться вокруг нижнего шарнира, регулируя его производительность. Поворот щитов типовых аэрационных фонарей осуществляется механическим способом.

Рассчитывают фонари на вес покрытия, снеговую и ветровую нагрузки по упрощенной схеме в предположении шарнирности всех узлов. Раскосы стоечных фонарей рассчитывают только на растяжение, второй (сжатый) раскос считают выключившимся из работы.

В многопролетных зданиях фонари иногда располагают не посередине пролета, а по оси колонн (один фонарь на два пролета). В этом случае необходимо обеспечить такое конструктивное решение, при котором фонарь не включался бы в работу при прогибе ферм. Игнорирование этого требования может привести к увеличению усилий в элементах фонаря и перераспределению усилий в элементах стропильной фермы, что может повлечь за собой серьезные повреждения конструкций покрытия и даже их разрушение.

§ 41. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ КОЛОНН ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

1. ТИПЫ КОЛОНН

Стальные колонны могут быть трех типов: *постоянно-го по высоте сечения, переменного по высоте сечения — ступенчатые и раздельные.*

В колоннах **постоянного по высоте сечения** (рис. (X.25, а) нагрузка от мостовых кранов передается на стержень колонны через консоли, на которые опираются подкрановые балки. Стержень колонны может быть сплошного или сквозного сечения. Достоинства колонн постоянного сечения (особенно сплошных) — их конструктивная простота и небольшая трудоемкость изготовления. Эти колонны применимы при сравнительно небольших крановых нагрузках (Q до 15—20 т) и незначительной высоте цеха (h до 8—10 м).

При кранах большой грузоподъемности выгоднее переходить на **ступенчатые колонны** (рис. X.25, б—г), которые для одноэтажных производственных зданий являются основным типом колонн. Подкрановая балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси ее ветви, называемой подкрановой ветвью. Верхний участок колонны проектируют

сплошного сечения, нижний при ширине до 1 м включительно — сплошного (см. рис. X.25, б), при большей ширине — сквозного сечения (рис. X.25, в).

В зданиях с кранами «особого» режима работы необходимо осматривать и ремонтировать подкрановые пути без остановки мостовых кранов. Поэтому колонны таких

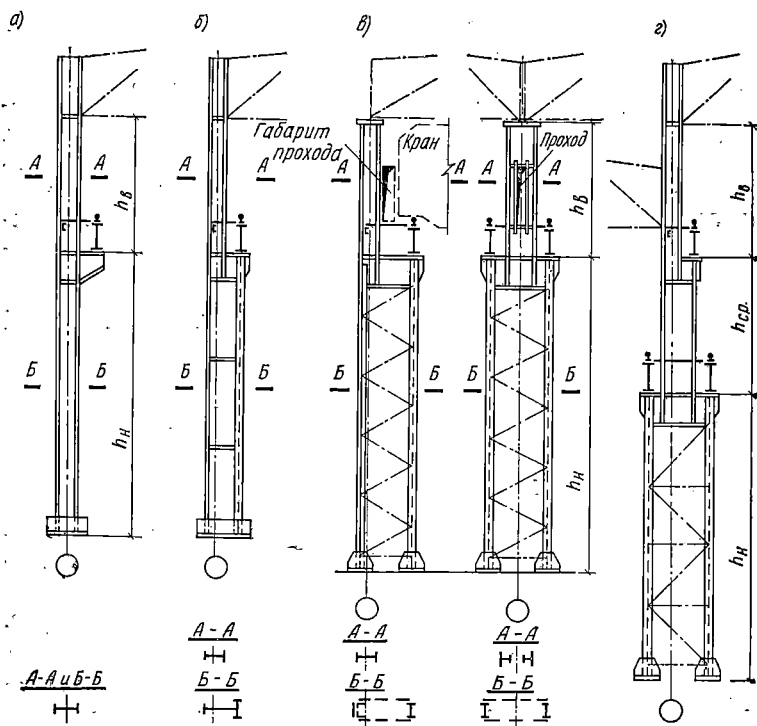


Рис. X.25. Колонны производственных зданий

а — постоянного по высоте сечения; б—г — ступенчатые

цехов или делают с уширенной нижней частью, чтобы иметь габарит прохода между краном и внутренней гранью верхней части колонны, или для прохода устраивают проем в верхней части колонны (см. рис. X.25, в), однако это решение является более трудоемким при изготовлении.

В производственных зданиях с перепадами пролетов по высоте или при двухъярусном расположении кранов конструкция колонн усложняется (рис. X.25, г), они мо-

гут иметь три участка с разными сечениями по высоте (двухступенчатые колонны), дополнительные консоли для кранов и т. д.

Генеральные размеры колонн назначают при компоновке поперечной рамы.

В раздельных колоннах (рис. X.26) подкрановую стойку проектируют из одного прокатного или сварного двутавра, связанного с шатровой колонной гибкими горизонтальными планками толщиной $\delta = 10-12$ мм. Благодаря этому стойка работает только на осевую силу с расчетной длиной из плоскости рамы, равной расстоянию от низа башмака до низа подкрановой балки, и в плоскости рамы, равной расстоянию между планками. Раздельные колонны применяют сравнительно редко, они рациональны при низком расположении кранов большой грузоподъемности и удобны при расширении цеха.

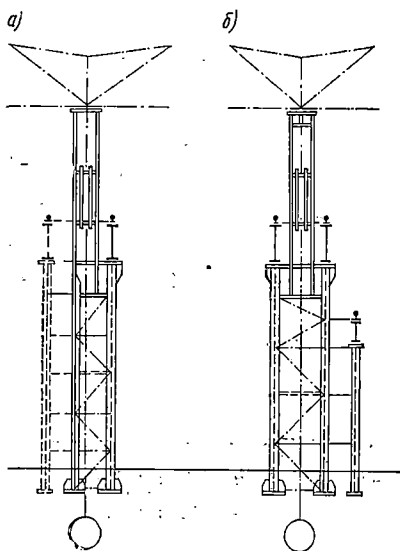


Рис. X.26. Раздельные колонны

а — при расширении здания; б — при низко расположенных тяжелых кранах

2. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА КОЛОНН

Колонны промышленных зданий работают на сжатие с изгибом. Расчет внецентренно-сжатых стержней сплошного и сквозного сечений разобран в § 31. Исходными данными для подбора сечений таких стержней являются продольная сила N , изгибающий момент M и расчетные длины в обеих плоскостях.

Расчетные усилия N и M для верхней и нижней частей колонны получают при определении расчетных усилий в элементах рамы, затем определяют расчетные длины верхней и нижней частей колонны, что и является главной особенностью расчета колонн производственных зданий.

Расчетная длина одноступенчатых колонн в плоскости рамы. Первоначально надо установить условия опирания верхнего конца колонны. В соответствии с Нормами проектирования их может быть четыре.

1. Колонны однопролетных рам с шарнирным опиранием ригеля (рис. X.27, а). Предполагается, что обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одно-

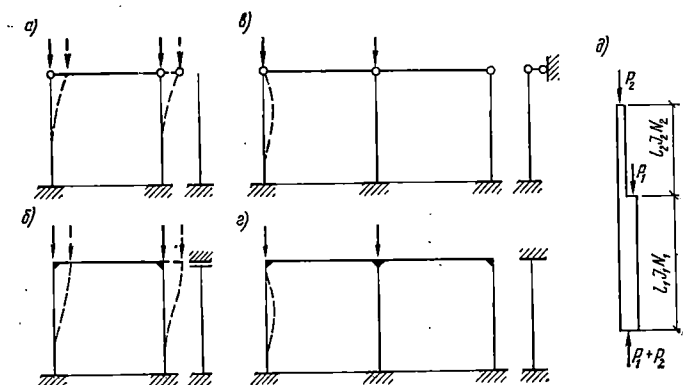


Рис. X.27. К определению расчетных длин колонн

а — конец колонны свободен; б — конец закреплен только от поворота; в — неподвижный шарнирно-опертый конец; г — неподвижный и закрепленный от поворота конец; д — обозначения

временно потерять устойчивость (удерживающего влияния второй колонны нет). Считается, что *конец колонны свободен*.

2. Колонны однопролетных рам с защемленным ригелем (рис. X.27, б). Обе колонны находятся в одинаковых условиях и могут одновременно потерять устойчивость, однако в отличие от первого случая поворота концов стоек не происходит. Считается, что *колонна имеет конец, закрепленный только от поворота*.

3. Колонны двух (и более) пролетных рам с шарнирным опиранием ригелей (рис. X.27, в). В этом случае считается, что в момент потери устойчивости рассматриваемой колонны смещения ее верхнего конца не происходит (есть только поворот), так как она удерживается другими устойчивыми колоннами. При такой схеме *колонна имеет неподвижный шарнирно-опертый конец*.

4. Колонны двух (и более) пролетных рам с защемленными ригелями (рис. X.27, *г*). В этом случае колонна имеет *неподвижный и закрепленный от поворота конец*.

Расчетная длина ступенчатых колонн в плоскости рамы определяется для каждой части отдельно:

для нижней части

$$l_{p1} = \mu_1 l_1; \quad (X.11)$$

для верхней части

$$l_{p2} = \mu_2 l_2, \quad (X.12)$$

где l_1 и l_2 — геометрическая длина соответственно верхней и нижней частей колонны (рис. X.27, *д*).

Коэффициенты приведения расчетной длины μ_1 и μ_2 для колонн, у которых выполняются соотношения

$$\frac{l_2}{l_1} \leq 0,6 \text{ и } \frac{N_1}{N_2} \geq 3, \quad (X.13)$$

могут приниматься по табл. X.1. Здесь $N_1 = P_1 + P_2$ и $N_2 = P_2$ — соответственно продольные силы для нижней

ТАБЛИЦА X.1. КОЭФФИЦИЕНТЫ μ_1 и μ_2 ДЛЯ ОДНОСТУПЕНЧАТЫХ КОЛОНН РАМ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ ПРИ

$$\frac{l_2}{l_1} \leq 0,6 \text{ и } \frac{N_1}{N_2} \geq 3$$

Условия закрепления верхнего конца колонны	Коэффициенты μ_1 и μ_2		
	μ_1 — для нижней части		μ_2 — для верхней части
	$0,3 \geq \frac{l_2}{l_1} > 0,1$	$0,1 > \frac{l_2}{l_1} > 0,05$	
Свободный конец	2,5	3	3
Конец, закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шарниро-опертый конец	1,6	2	2,5
Неподвижный и закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2

и верхней частей колонны от комбинации нагрузок, дающей их наибольшие значения (см. рис. X.27, *д*).

Если параметры колонны не вписываются в ограничения табл. X.1, то значения коэффициента расчетной длины μ_1 для нижней части колонны *при верхнем свободном конце и конце, закрепленном только от поворота*,

определяются по таблицам, приведенным в Нормах проектирования (СНиП II-В.3-72) в зависимости от соотношений

$$\frac{i_2}{i_1} = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} \text{ и } c_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 t}}, \quad (\text{X.14})$$

где $t = \frac{N_1}{N_2}$ (см. рис. X.27, б).

При неподвижном шарнирно-опертом верхнем конце колонны, а также при неподвижном и закрепленном от поворота коэффициент μ_1 определяется по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (t - 1)}{t}} \quad (\text{X.15})$$

Здесь μ_{12} и μ_{11} — коэффициенты, принимаемые по таблицам СНиП II-В.3-72 в зависимости от отношений I_2/I_1 и l_2/l_1 . Коэффициенты расчетной длины для верхней части колонны во всех случаях

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} \text{ (но не более 3)}. \quad (\text{X.16})$$

Иногда при расположении мостовых кранов в два яруса колонны промышленных зданий имеют три участка разной ширины (двухступенчатые колонны, см. рис. X.25, з). Определение расчетных длин участков таких колонн производится по формулам Норм проектирования (СНиП II-В.3-72).

Расчетная длина верхней и нижней частей колонны из плоскости рамы принимается равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны продольными конструкциями. Для нижней части колонны такими точками являются подошва башмака и нижний пояс подкрановой балки, если нет промежуточных распорок, поставленных специально для сокращения расчетной длины колонны (см. рис. X.5, з). Для верхней части колонны такими точками будут тормозная балка или ферма, распорки по колоннам в уровне нижних поясов стропильных ферм и нижние пояса подстропильных ферм.

3. УЗЛЫ КОЛОНН

Оголовки, уступы и стыки. Опирающие стропильных ферм на колонны может быть запроектировано сверху (см. рис. VIII.11, а, X.21, а) или сбоку (см. рис. X.18).

Опира́ние с́верху применяют при шарнирном присоеди-
нении ригелей к колоннам, опира́ние сбо́ку — как при
шарнирном, так и при жестком. Конструирование и рас-
чет таких оголовков рассмотрены в § 32 и 40.

В колоннах постоянного по высоте сечения подкрано-
вые балки опираются на специальные консоли (рис.

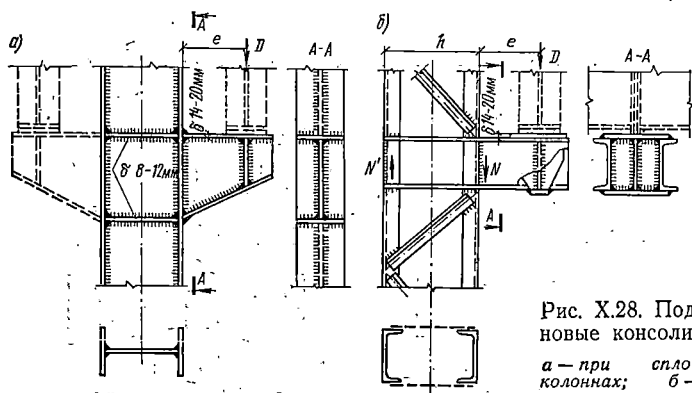


Рис. X.28. Подкрановые консоли

а — при сплошных колоннах; *б* — при сквозных колоннах

X.28). В сплошных колоннах проектируют одностенчатые консоли двутаврового сечения, в сквозных — консоль делают из двух швеллеров, присоединенных к ветвям колонны. Консоли сплошных колонн и швы, прикрепляющие их к колонне (рис. X.28, *а*), рассчитывают на изгибающий момент $M = De$ и срез силой D (D — максимальное давление обеих подкрановых балок). Напряжения проверяют у основания консоли и в швах ее крепления, предполагая, что изгибающий момент воспринимается только поясами, а поперечная сила $Q = D$ воспринимается стенкой. Консоли из швеллеров в сквозных колоннах также проверяют на действие момента $M = De$ и поперечной силы D . Усилие в швах, крепящих консоли к ветвям колонн, находят по правилу рычага: для швов на внутренней ветви колонны и для швов наружной ветви они будут соответственно

$$N = D \frac{h + e}{h} \text{ и } N' = D \frac{e}{h}$$

(обозначения см. на рис. X.28, *б*).

При опирании каждой из подкрановых балок на свою консоль последнюю рассчитывают на наибольшую реакцию подкрановой балки.

В ступенчатых колоннах подкрановая балка опирается на уступ колонны у места сопряжения надкрановой и подкрановой частей. Типичные конструктивные решения узлов для колонн со сплошной и сквозной нижними

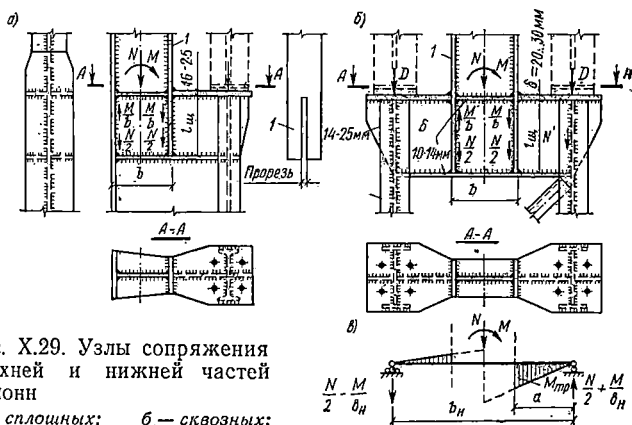


Рис. X.29. Узлы сопряжения верхней и нижней частей колонн

а — сплошных; б — сквозных; в — расчетная схема траверсы

частями колонны показаны на рис. X.29. Сопряжения верхней и нижней частей колонны надо рассчитывать на продольную силу N и изгибающий момент M верхнего участка колонны у места его примыкания к нижнему. Чтобы упростить расчет, несколько в запас прочности допустимо считать, что усилия полностью передаются только через полки верхней части колонны. Исходя из этого определяют длину шва $l_{ш}$, необходимую для крепления полки к траверсе колонны.

Усилия в полках от продольной силы и момента, действующих в верхней части колонны

$$N_{II} = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{b}. \quad (X.17)$$

Для более надежного соединения в полке колонны иногда делают прорезь (рис. X.29, а, деталь 1), в которую заводят стенку нижней части колонны (или траверсу в колонне сквозного сечения). Учитывая, что полку

крепят четырьмя сварными швами, можно определить их требуемую длину

$$l_{\text{ш}} = \frac{N_{\text{п}}}{4\beta h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} \quad (\text{X.18})$$

Наибольшее усилие, на которое следует рассчитывать крепление полки, можно найти также исходя из предельной прочности полки:

$$N_{\text{п}} = F_{\text{п}} R,$$

где $F_{\text{п}}$ и R — площадь сечения полки и расчетное сопротивление стали.

В сквозных колоннах верхнюю и нижнюю части соединяют через траверсу (рис. X.29, б), которая представляет собой балку двутаврового сечения, нагруженную усилиями N и M и имеющую пролет, равный расстоянию между ветвями колонны $b_{\text{н}}$ (рис. X.29, в). Эта балка должна быть проверена на изгиб и срез по формулам:

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} \leq R \quad \text{и} \quad \tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{h_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}}} \leq R_{\text{ср}}, \quad (\text{X.19})$$

где $M_{\text{тр}} = \left(\frac{N}{2} + \frac{M}{b_{\text{н}}} \right) a$ — наибольший изгибающий момент в траверсе;

$Q_{\text{тр}} = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_{\text{н}}}$ — расчетная поперечная сила;

$W_{\text{тр}}$ — момент сопротивления траверсы у грани верхней части колонны; $h_{\text{ст}}$ и $\delta_{\text{ст}}$ — высота и толщина стенки траверсы.

Высоту траверсы обычно принимают равной 0,5—0,8 ширины нижней части колонны. Для большей надежности в ветвях мощных колонн иногда делают прорезы, в которые вставляют стенку траверсы и приваривают к каждой ветви четырьмя угловыми швами. Траверсу к ветви колонны крепят на реакцию траверсы и давление подкрановых балок (см. рис. X.29, б):

$$N' = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_{\text{н}}} + D, \quad (\text{X.20})$$

где D — опорная реакция подкрановых балок.

Конструктивное оформление уступа колонны в месте опирания подкрановых балок аналогично конструкции оголовков колонн.

При большой длине ступенчатых колонн промышленных зданий их верхние части присоединяют на монтаже.

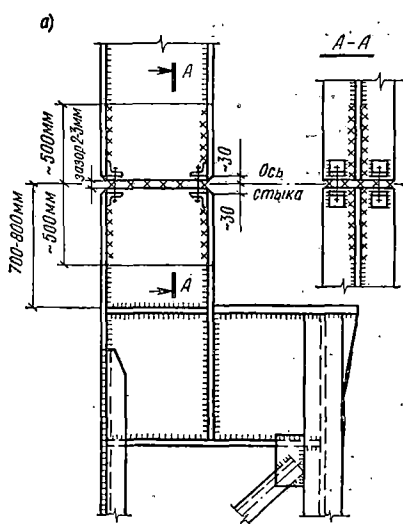
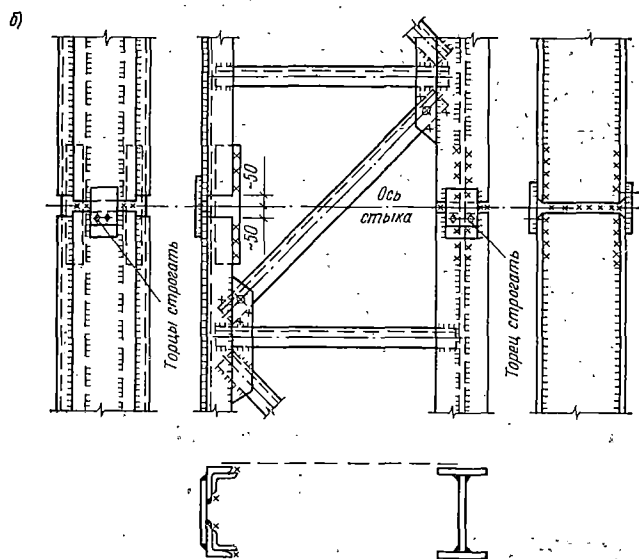


Рис. X.30. Монтажные стыки колонн

а — верхней части колонны; б — нижней сквозной части



Надкрановую часть колонны устанавливают на подкрановую через листовые прокладки толщиной 2—3 мм, чем обеспечивается необходимый зазор для сварки. Колонну фиксируют с помощью монтажных коротышей из уголков и стяжных болтов (рис. X.30, а). После выверки верхней части полки колонны прихватывают в нескольких точках, листовые прокладки выбивают и сваривают сечение встык. Если свариваемые листы толще 10—12 мм, то необходима разделка кромок. Чтобы уменьшить сварочные напряжения, полки колонны у стыка не приваривают к стенке примерно на 400—500 мм в обе стороны от стыка. На монтаже первоначально варят швы полок, потом стенки и в последнюю очередь заваривают оставшиеся угловые швы.

Иногда при очень большой длине колонн приходится делать монтажный стык и в подкрановой части. На рис. X.30, б показана конструкция такого стыка с монтажными фиксаторами, которые устанавливаются на колонне при контрольной сборке на заводе металлических конструкций. При монтаже верхний элемент колонны устанавливается на нижний, причем опирание происходит по строганым торцам трех фиксаторов; болты служат для временного крепления. После контроля правильности взаимного расположения соединяемых элементов выполняется монтажная прихватка в нескольких точках, затем срезаются фиксаторы и производится сварка листов встык с подваркой корня. Затем фланговыми угловыми швами приваривается стыковой уголок со срезанными обушком и полкой, перекрывающий уголки наружной ветви колонны. Раскосы, первоначально зафиксированные временными болтами, также привариваются к ветвям колонны.

Для возможности решения типовых колонн в виде взаимозаменяемых законченных заводских марок верхних и нижних частей разработан их узел сопряжения, показанный на рис. X.31 (см. также узел на рис. X.37, б). Решение узла, показанного на рис. X.31, интересно еще и тем, что наружная ветвь колонны имеет двутавровое сечение.

В зданиях с кранами «особого» режима работы вдоль подкрановых путей необходимо предусматривать проход для обслуживания. В случае когда проход устраивают в стенке колонны, ослабленный участок колонны необходимо проверить расчетом. Для этого по данным статиче-

ского расчета рамы определяют наибольшие усилия N , M и Q в нижнем и верхнем сечении по габариту прохода. Иногда при расчете ослабленного проходом участка колонны принимают комбинацию расчетных усилий N , M и Q , по которой подбирают сечение надкрановой части колонны (сечение по проему делают равнопрочным ос-

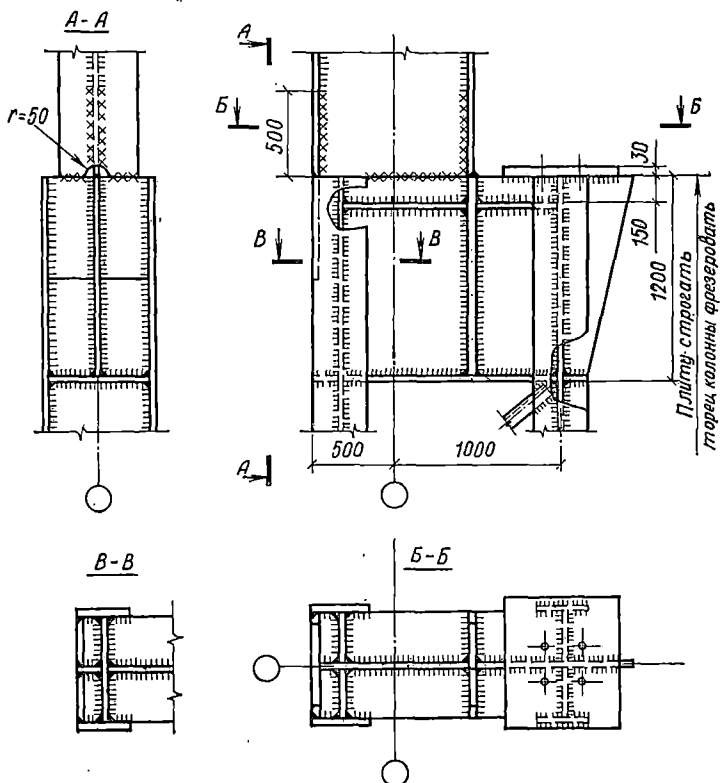


Рис. X.31. Монтажный стык типовых колонн

новному сечению). Конструктивное оформление проема в колонне показано на рис. X.32, а.

Из-за выреза колонна на участке проема работает аналогично панели внецентренно-сжатого сквозного стержня, ветви которого соединены жесткими планками. От поперечной силы в ветвях возникает местный изгибающий момент $M_{\text{в}}$, а общий изгибающий момент M за-

Рис. X.32. Проем для прохода в стенке колонны

а — конструктивное оформление; *б* — расчетная схема

меняется парой сил с плечом a , равным расстоянию между центрами тяжести ветвей (рис. X.32, б).

Исходя из этого расчетные усилия для ветви колонны определяют по формулам:

продольная сила

$$N_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{a}; \quad (X.21)$$

изгибающий момент

$$M_B = \frac{Q}{2} \frac{h}{2} = \frac{Qh}{4}. \quad (X.22)$$

Устойчивость ветви проверяют по формулам внецентренного сжатия:

в плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_{x_1}^{BH} F_B} \leq R; \quad (X.23)$$

в плоскости, перпендикулярной к действию момента,

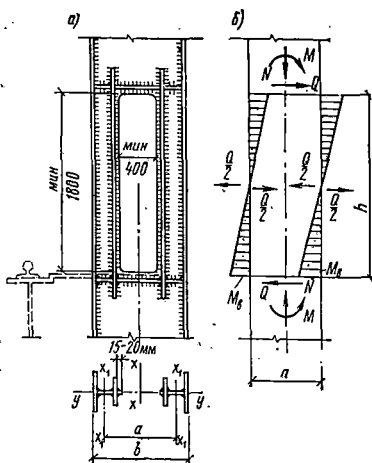
$$\sigma = \frac{N_B}{c\varphi_y F_B} \leq R, \quad (X.24)$$

где F_B — площадь сечения одной ветви.

Коэффициенты $\varphi_{x_1}^{BH}$ и φ_y определяют при расчетной длине, равной высоте проема h (обозначение осей на рис. X.32, а).

Базы колонн. База является весьма ответственной и в то же время сложной и трудоемкой частью колонны, поэтому при проектировании необходимо стремиться к возможно большей конструктивной простоте при наименьшем расходе стали.

Решение базы зависит от типа сечения и мощности колонны. Для сравнительно легких колонн целесообразно



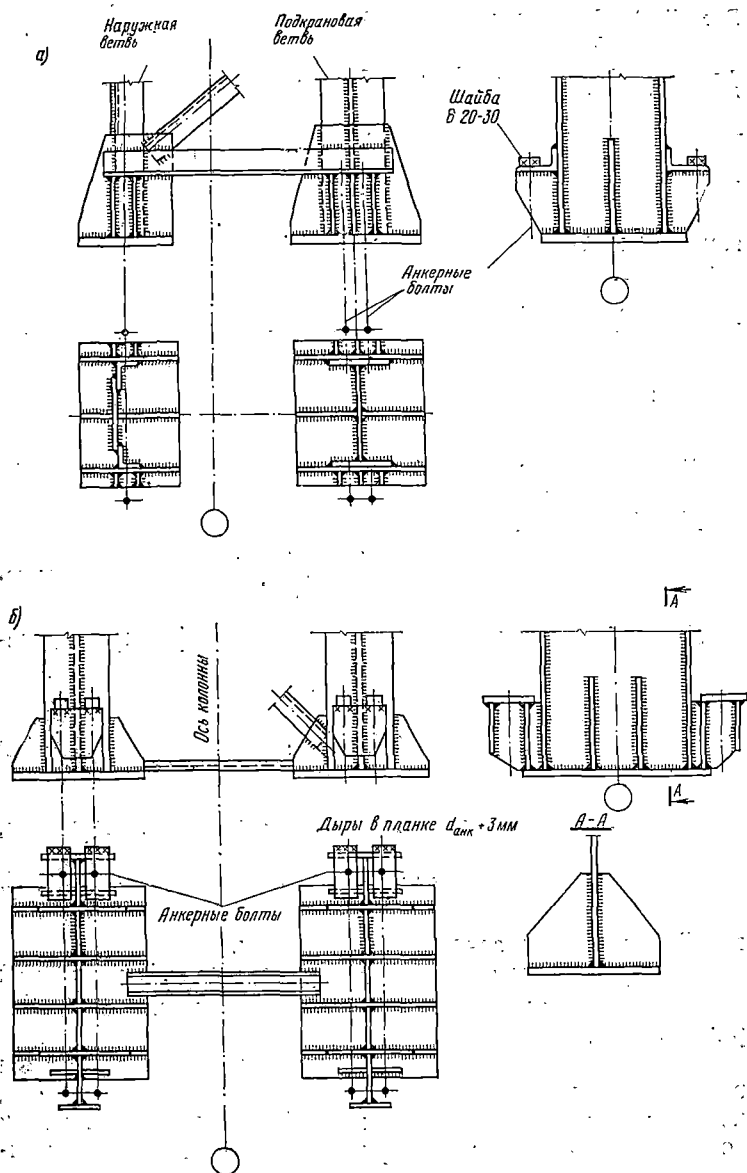


Рис. X.33. Раздельные базы сквозных колонн
 а — наружной колонны; б — мощной внутренней колонны

но применять базы с одностенчатой траверсой (см. рис. VIII.16), а для более мощных колонн — с двухстенчатой (см. рис. VIII.17).

Для сквозных колонн большой ширины применяют, как правило, отдельные базы, являющиеся достаточно экономичными и удобными в изготовлении. Примеры конструктивных решений баз крайних и средних сквозных колонн приведены на рис. X.33.

В базах колонн с несимметричным сечением ветвей необходимо центр опорной плиты совмещать с центром тяжести сечения ветви, а анкерные болты размещать на оси, проходящей через центр, иначе в ветви колонны возникает дополнительный изгибающий момент.

Конструкция базы должна обеспечивать удобство прихватки деталей при их сборке и доступность сварки всех швов.

В последнее время для установки тяжелых колонн стали применять способ, получивший название безвыверочного метода монтажа. Сущность его заключается в том, что первоначально на фундамент с большой точностью устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью (рис. X.34). Точную выверку плит производят с помощью установочных болтов или специального кондуктора. После выверки под плиты подливают цементный раствор. Ветви колонны имеют фрезерованные торцы, а саму колонну собирают в кондукторе, обеспечивающем точное совмещение опорных плоскостей обеих ветвей. На монтаже колонну устанавливают по осевым рискам на опорную плиту, что обеспечивает ей проектное положение без дополнительной выверки. После этого на анкерные болты надевают анкерные плитки, опирающиеся на траверсы колонны, и анкерными болтами колонну плотно притягивают к фундаменту. При наличии больших сдвигающих усилий колонну приваривают к опорной плите после установки.

Конструкция баз колонн при безвыверочном монтаже (рис. X.35) упрощается (меньше деталей и сварных швов), упрощается и ускоряется монтаж колонн и опирающихся на них конструкций (благодаря более точной установке колонны).

Расчет баз внецентренно-сжатых колонн (площади опорной плиты и ее толщины, траверс, анкерных болтов) рассмотрен в § 32.

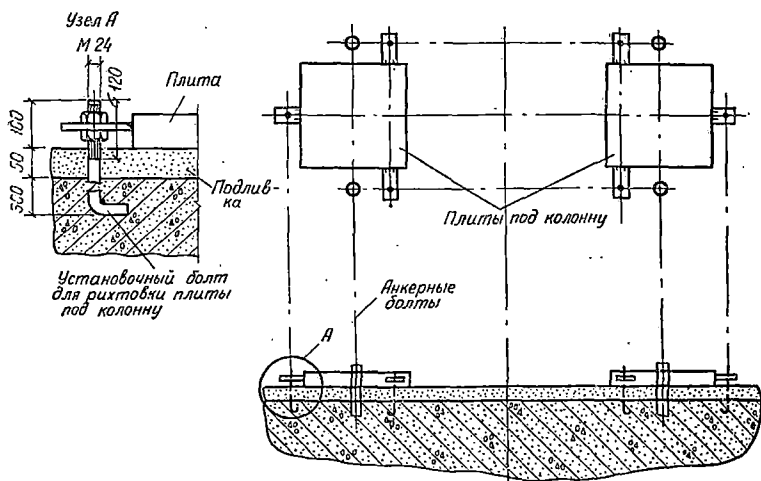


Рис. X.34. Опорные плиты баз колонн для безвыверочного монтажа

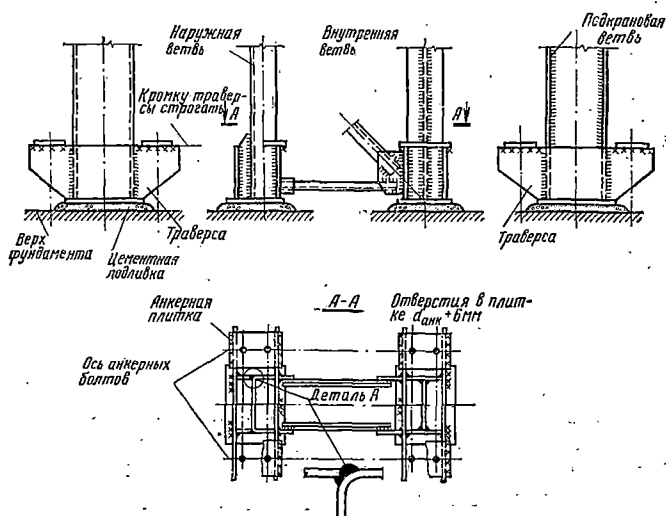


Рис. X.35. База колонны для безвыверочного монтажа

ПРИМЕР РАСЧЕТА ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

Пример X.1. В том примере приведены подбор сечений и расчет узлов ступенчатой колонны производственного здания. Колонна состоит из сплошной верхней и сквозной нижней частей. Так как сечения верхней и нижней частей такой колонны подбираются не-

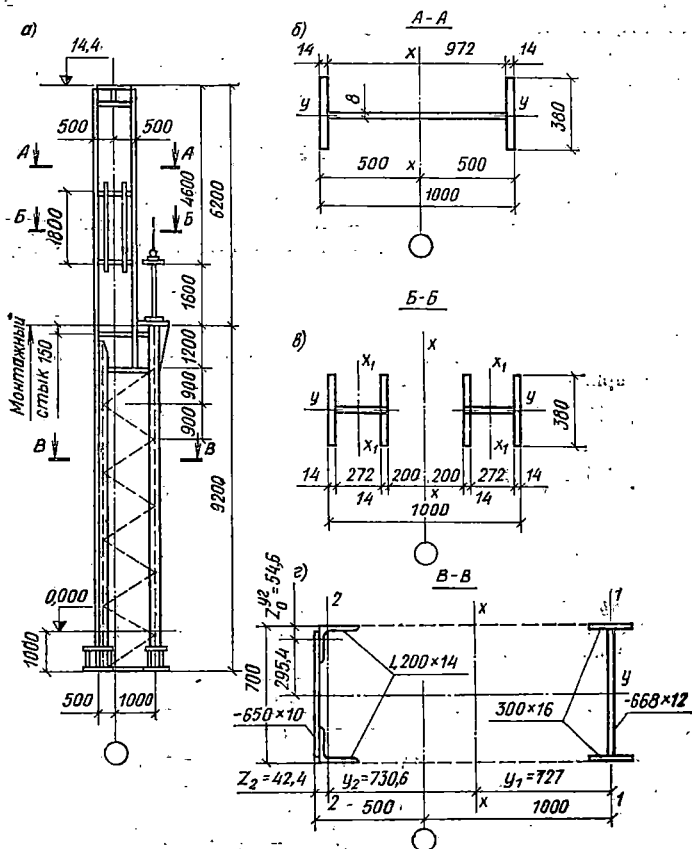


Рис. X.36. К примеру X.1

а — конструктивная схема колонны; б, в, г — сечения колонны.

зависимо одно от другого, каждое на свои расчетные усилия N и M при расчетных длинах l_x и l_y , то этот пример иллюстрирует подбор сечений любых внецентренно-сжатых колонн и стоек (сплошных, сквозных, постоянного по всей длине сечения и т. д.) других сооружений. Это также относится к расчету узлов и деталей.

Исходные данные. Требуется рассчитать и подобрать сечения элементов колонны производственного здания с проходом в верхней

части, конструктивная схема которой приведена на рис. X.36, а. Расчетные усилия для верхней части колонны имеют величины: $N=740$ кН, $M=1127$ кН·м и $Q=197$ кН; для нижней части колонны $N_1=3360$ кН и $M_1=1960$ кН·м (изгибающий момент догружает подкрановую ветвь); $N_2=3140$ кН и $M_2=2570$ кН·м (изгибающий момент догружает наружную ветвь), $Q=312$ кН.

Комбинация усилий для расчета анкерных болтов $N_{\text{мпп}}=580$ кН, $M=1360$ кН·м. Колонна имеет шарнирное соединение с ригелем и жестко закреплена в фундаменте; бетон фундамента марки 150.

Расчетные длины верхней и нижней частей колонны в плоскости рамы соответственно равняются:

$$l_{\text{вх}} = \mu_2 l_2 = 2,92 \cdot 6,2 = 18,1 \text{ м};$$

$$l_{\text{нх}} = \mu_1 l_1 = 2,45 \cdot 9,2 = 22,54 \text{ м},$$

где μ_1 и μ_2 — коэффициенты приведения расчетной длины, определяемые по СНиП II-B.3-72 (см. § 41). Расчетные длины верхней и нижней части колонны из плоскости рамы:

$$l_{\text{вy}} = 4,6 \text{ м}; \quad l_{\text{нy}} = 9,2 \text{ м}.$$

Материал колонны сталь марки ВСтЗкп2.

Подбор сечения верхней части колонны. Сечение верхней части колонны принято в виде сварного двутавра высотой $h=100$ см. *Необходимую площадь сечения* определяем ориентировочно по формуле (VIII.27):

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{R} \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{h} \right) = \frac{740}{21} \left(1,25 + 2,8 \frac{152,3}{100} \right) = 194 \text{ см}^2,$$

где

$$e = \frac{M}{N} = \frac{112700}{740} = 152,3 \text{ см}; \quad R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Компонуем сечение колонны, учитывая, что отношение высоты стенки к ее толщине должно быть в пределах 80—120, отношение ширины полки к ее толщине — не более

$$\frac{b_{\text{п}}}{\delta_{\text{п}}} \leq 30 \sqrt{\frac{21}{R}}$$

и ширина полок — не менее $1/20 - 1/30$ длины колонны из плоскости рамы. Принимаем стенку толщиной $\delta_{\text{ст}}=8$ мм и полки из листов 380×14 мм (рис. X.36, б):

$$F = 2(38 \cdot 1,4) + 97,2 \cdot 0,8 = 184,2 \text{ см}^2;$$

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} = \frac{97,2}{0,8} = 121,5; \quad \frac{b_{\text{п}}}{\delta_{\text{п}}} = \frac{38}{1,4} = 27;$$

$$\frac{b_{\text{п}}}{l_{\text{y}}} = \frac{38}{460} = \frac{1}{12}.$$

Находим геометрические характеристики принятого сечения I_x , I_y , r_x , r_y , W_x :

$$I_x = \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2F_{\text{п}} \left(\frac{h}{2} - \frac{\delta_{\text{п}}}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 97,2^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 38 \cdot 1,4 \left(\frac{100}{2} - \frac{1,4}{2} \right)^2 = 320\,000 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \frac{\delta_n b_n^3}{12} = 2 \frac{1,4 \cdot 38^3}{12} = 12\,800 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{320\,000}{184,2}} = 41,7 \text{ см};$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F}} = \sqrt{\frac{12\,800}{184,2}} = 8,34 \text{ см};$$

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 320\,000}{100} = 6400 \text{ см}^3.$$

Определяем гибкость стержня колонны в плоскости и из плоскости рамы:

$$\lambda_x = \frac{l_{вх}}{r_x} = \frac{1810}{41,7} = 43,4; \quad \lambda_y = \frac{l_{вы}}{r_y} = \frac{460}{8,34} = 55,2.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле (VIII.22). Предварительно определим условную гибкость в плоскости рамы по формуле (VIII.23):

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}} = 43,4 \sqrt{\frac{21}{21\,000}} = 1,37$$

и приведенный эксцентриситет по формуле (VIII.24)

$$m_1 = \eta \frac{M}{N} \frac{F_{бр}}{W_x} = 1,57 \frac{112\,700}{740} \frac{184,2}{6400} = 6,8,$$

где $\eta = 1,75 - 0,13 \bar{\lambda}_x = 1,75 - 0,13 \cdot 1,37 = 1,57$ — коэффициент влияния формы сечения по табл. 4 прил. II ($\bar{\lambda}_x < 5$; $0,1 < m_x = 4,32 < 5$).

Коэффициент $\varphi_{вн} = 0,19$ принимаем по табл. 2 прил. II в зависимости от $\bar{\lambda}_x = 1,37$ и $m_1 = 6,8$. Производим проверку устойчивости принятого сечения в плоскости действия момента:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F_{бр}} = \frac{740}{0,19 \cdot 184,2} \approx 21 \text{ кН/см}^2 = R.$$

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента по формуле (VIII.25). Предварительно нужно найти коэффициент c для формулы (VIII.25):

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,796 \cdot 2,92} = 0,301.$$

Здесь β и α принимаются по табл. 6 прил. II с учетом того, что $\lambda_y = 55,2 < \lambda_c = 100$, значение которого для стали класса С 38/23 дано в табл. 7 прил. II:

$$\beta = 1; \quad \alpha = 0,7 + 0,05 (m_x - 1) = 0,7 + 0,05 (2,92 - 1) = 0,796;$$

$$m_x = \frac{M'_x F_{бр}}{N W_x} = \frac{2/3 \cdot 112\,700}{740} \frac{184,2}{6400} = 2,92.$$

Коэффициент $2/3$ перед изгибающим моментом принят потому, что за расчетный момент в этой формуле принимается максимальный момент в пределах средней трети длины. В нашем случае изгибающий момент на верху колонны равен нулю (шарнирное опирание ригеля) и в случае линейной эпюры моментов его наибольшее значение в средней трети будет составлять $2/3$ момента в нижнем сечении.

Производим проверку устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F_{бр}} = \frac{740}{0,301 \cdot 0,843 \cdot 184,2} = 15,9 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь $\varphi_y = 0,843$ — коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии в зависимости от $\lambda_y = 55,2$ по табл. 1 прил. II.

Проверка местной устойчивости. Местная устойчивость полок колонны является обеспеченной, так как отношение свеса полки к ее толщине $18,6/1,4 = 13,3 < 16$ (по табл. VIII.2).

Для проверки местной устойчивости стенки найдем

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \text{ и } \tau;$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{F} + \frac{M}{I_x} y_c = \frac{740}{184,2} + \frac{112\,700}{320\,000} \left(\frac{97,2}{2} \right) = \\ &= 4,02 + 17,12 = 21,14 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Фактическое сжимающее напряжение в сечении несколько превосходит расчетное сопротивление стали $R = 21 \text{ кН/см}^2$, однако это не значит, что прочность колонны не обеспечена. Прочность внецентренно-сжатых элементов, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, проверяется по формуле (II.8), учитывающей развитие пластических деформаций в сечении:

$$\left(\frac{N}{FR} \right)^{3/2} + \frac{M}{W_{хнт} R} = \left(\frac{740}{184,2 \cdot 21} \right)^{3/2} + \frac{112\,700}{1,12 \cdot 6400 \cdot 21} = 0,833 < 1.$$

Здесь $W_{хнт}^n = 1,12 W_{хнт}$ — пластический момент сопротивления;

$$\begin{aligned} \sigma' &= \frac{N}{F} - \frac{M}{I_x} y_p = \frac{740}{184,2} - \frac{112\,700}{320\,000} \left(\frac{97,2}{2} \right) = \\ &= 4,02 - 17,12 = -13,1 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} = \frac{21,14 - (-13,1)}{21,14} = 1,62;$$

$$\tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}} = \frac{197}{97,2 \cdot 0,8} = 2,53 \text{ кН/см}^2.$$

Величина α больше, чем 1, поэтому местная устойчивость стенки проверяется по формуле (VIII.26).

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} =$$

$$= 100 \sqrt{\frac{2,43}{21,14 (2 - 1,62 + \sqrt{1,62^2 + 4 \cdot 0,36^2})}} =$$

$$= 138 > \frac{97,2}{0,8} = 121,5,$$

где

$$\beta = 0,07\tau \frac{k_3}{\sigma} = 0,07 \cdot 2,53 \frac{43}{21,14} = 0,36;$$

$k_3=43$ — коэффициент, принимаемый по табл. VIII.9.

Таким образом, местная устойчивость полок и стенки колонны является обеспеченной.

Проверка сечения колонны, ослабленного отверстием для прохода. Изгибающий момент в нижнем сечении прохода при шарнирно-опертом ригеле

$$M = 1127 \frac{4,6}{6,2} = 836,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Остальные расчетные усилия останутся такими же, как для основного сечения: $N=740$ кН и $Q=197$ кН. Внутренние полки прохода примем из листов толщиной $\delta=14$ мм, расчетное сечение колонны по проходу указано на рис. X.36, в. Найдем расчетные усилия для ветвей прохода по формулам (X.21) и (X.22):

$$N_B = \frac{N}{2} + \frac{M}{a} = \frac{740}{2} + \frac{836,2}{0,7} = 1570 \text{ кН};$$

$$M_B = \frac{Qh}{4} = \frac{197 \cdot 1,8}{4} = 88,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где a — расстояние между центрами тяжести ветвей, равное 0,7 м; h — высота прохода, равная 1,8 м.

Геометрические характеристики ветви прохода:

$$F_B = 2 \cdot 38 \cdot 1,4 + 27,2 \cdot 0,8 = 128,2 \text{ см}^2;$$

$$I_{x_{1B}} = \frac{\delta_{\text{ст}} h_{\text{ст}}^3}{12} + 2F_{\Pi} \left(\frac{h_{\text{ст}}}{2} + \frac{\delta_{\Pi}}{2} \right)^2 = \frac{0,8 \cdot 27,2^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 38 \cdot 1,4 \left(\frac{27,2}{2} + \frac{1,4}{2} \right)^2 = 23 \, 100 \text{ см}^4;$$

$$I_{yB} = 2 \frac{\delta_{\Pi} b_{\Pi}^3}{12} = 2 \frac{1,4 \cdot 38^3}{12} = 12 \, 800 \text{ см}^4;$$

$$r_{x_{1B}} = \sqrt{\frac{I_{x_{1B}}}{F_B}} = \sqrt{\frac{23 \, 100}{128,2}} = 13,43 \text{ см};$$

$$r_{yB} = \sqrt{\frac{I_{yB}}{F_B}} = \sqrt{\frac{12 \, 800}{128,2}} = 10 \text{ см};$$

$$W_{x_{1B}} = \frac{2I_{x_{1B}}}{h_B} = \frac{2 \cdot 23 \, 100}{30} = 1540 \text{ см}^3.$$

Находим гибкости ветви в обеих плоскостях:

$$\lambda_{x_1B} = \frac{l_B}{r_{x_1B}} = \frac{180}{13,43} = 13,4; \quad \lambda_{yB} = \frac{l_B}{r_{yB}} = \frac{180}{10} = 18.$$

Проверяем *устойчивость ветви в плоскости действия момента* по формуле (X.23), для чего сначала находим условную гибкость, приведенный эксцентриситет и φ^{BH} :

$$\bar{\lambda}_{x_1B} = \lambda_{x_1B} \sqrt{\frac{R}{E}} = 13,4 \sqrt{\frac{21}{21\,000}} = 0,424;$$

$$\eta = 1,75 - 0,13 \bar{\lambda}_{x_1B} = 1,75 - 0,13 \cdot 0,424 = 1,7;$$

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{M_B F_B}{N_B W_{x_1B}} = 1,7 \frac{8870 \cdot 128,2}{1570 \cdot 1540} = 0,8;$$

$$\varphi^{BH} = 0,78;$$

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi^{BH} F_B} = \frac{1570}{0,78 \cdot 128,2} = 15,3 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость ветви из плоскости действия момента проверяем по формуле (X.24):

$$m_{x_1B} = \frac{M_x}{N_B} \frac{F_{6p}}{W_{x_1B}} = \frac{8870 \cdot 128,2}{1570 \cdot 1540} = 0,47.$$

За расчетный момент M_x здесь принимается наибольший момент по длине ветви M_B как для колонн постоянного сечения рамных систем:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_{x_1B}} = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,47} = 0,752;$$

$$\varphi_y = 0,974;$$

$$\sigma = \frac{N_B}{c \varphi_y F_B} = \frac{1570}{0,752 \cdot 0,974 \cdot 128,2} = 16,7 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Несущая способность колонны по ослабленному проходу сечению также является достаточной.

Подбор сечения нижней части колонны. Сечение нижней части колонны сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Продольные усилия в ветвях различны в зависимости от знака момента в комбинациях расчетных усилий, приведенных в исходных данных примера.

Подкрановую ветвь колонны принимаем из сварного двутавра, а наружную — из двух уголков, соединенных листом. Высота сечения колонны $h = 1500$ мм, расстояния между узлами решетки принимаем равными 1800 мм (рис. X.35, а).

Определяем ориентировочно продольные усилия в ветвях колонны по формуле (VIII.29):

в подкрановой ветви

$$N_{B_1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 3360 \frac{0,75}{1,5} + \frac{1960}{1,5} = 2990 \text{ кН};$$

в наружной ветви

$$N_{B_2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 3140 \frac{0,75}{1,5} + \frac{2570}{1,5} = 3280 \text{ кН},$$

где предварительно принято: $h_0 \approx h$; $y_1 \approx 0,5 h_0$ и $y_2 \approx 0,5 h_0$.

Находим ориентировочно требуемую площадь сечения ветвей по формуле (VIII.34):

подкрановой ветви

$$F_{\text{тр.в}_1} = \frac{N_{B_1}}{(0,7 - 0,9) R} = \frac{2990}{0,9 \cdot 21} = 159 \text{ см}^2;$$

для подкрановой ветви:

$$F_{\text{тр.в}_2} = \frac{N_{B_2}}{(0,7 - 0,9) R} = \frac{3280}{0,9 \cdot 21} = 174 \text{ см}^2.$$

Назначаем сечения ветвей колонны. Для подкрановой ветви — сварной двутавр высотой 70 см, толщиной стенки 12 мм и полоч сечением 300×16 мм ($F_{B_1} = 2 \cdot 30 \cdot 16 + 66,8 \cdot 1,2 = 176,2 \text{ см}^2$). Наружную ветвь принимаем из двух уголков 200×14 , соединенных листом 650×10 ($F_{B_2} = 2 \cdot 54,6 + 65 = 174,2 \text{ см}^2$) (см. рис. X.36, з). Точные геометрические характеристики ветвей колонны (обозначения осей принимаем по рис. X.36, з): для подкрановой ветви

$$F_{B_1} = 176,2 \text{ см}^2; I_y = I_{\text{ст}} + 2F_{\text{п}} a^2 = \frac{1,2 \cdot 66,8^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot 1,6 \cdot 30 \cdot 34,2^2 = 142\,000 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F_{B_1}}} = \sqrt{\frac{142\,000}{176,2}} = 28,3 \text{ см};$$

$$I_i = 2 \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} = 7200 \text{ см}^4;$$

$$r_i = \sqrt{\frac{I_i}{F_{B_1}}} = \sqrt{\frac{7200}{176,2}} = 6,37 \text{ см};$$

для наружной ветви:

$$F_{B_2} = 174,2 \text{ см}^2; I_y = I_{\text{л}} + 2(I_0^{\text{уг}} + F_{\text{уг}} a^2) = \frac{1 \cdot 65^3}{12} +$$

$$+ 2 \left[2097 + 54,6 \left(\frac{70}{2} - 5,46 \right)^2 \right] = 122\,400 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{F_{B_2}}} = \sqrt{\frac{122\,400}{174,2}} = 26,5 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести ветви до края наружного листа:

$$z_2 = \frac{\Sigma F_i z_i}{\Sigma F} = \frac{65 \cdot 1 \cdot 0,5 + 2 \cdot 54,6 \cdot 6,46}{174,2} = 4,24 \text{ см};$$

$$I_2 = F_{\text{л}} a_{\text{л}}^2 + 2 (I_0^{\text{уг}} + F_{\text{уг}} a_{\text{уг}}^2) = 65 \cdot 1 (4,24 - 0,5)^2 + \\ + 2 [2097 + 54,6 (5,46 + 1 - 4,24)^2] = 5640 \text{ см}^4;$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{I_2}{F_{\text{в}_2}}} = \sqrt{\frac{5640}{174,2}} = 5,69 \text{ см.}$$

Определяем положение центра тяжести всего сечения нижней части колонны и по формуле (VIII.29) находим точные расчетные усилия в обеих ветвях:

$$h_0 = h - z_2 = 150 - 4,24 = 145,76 \text{ см};$$

$$y_1 = \frac{F_{\text{в}_2} h_0}{\Sigma F} = \frac{174,2 \cdot 145,8}{176,2 + 174,2} = 72,7 \text{ см};$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 145,76 - 72,7 = 73,06;$$

$$N_{\text{в}_1} = N_1 \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 3360 \frac{73,06}{145,8} + \frac{196\,000}{145,8} = 3030 \text{ кН};$$

$$N_{\text{в}_2} = N_2 \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 3140 \frac{72,7}{145,8} + \frac{257\,000}{145,8} = 3330 \text{ кН.}$$

Проверяем устойчивость ветвей колонны по формулам (VIII.31) и (VIII.32). *Подкрановая ветвь:*

в плоскости рамы:

$$l_{\text{в}_1} = 180 \text{ см}; \quad \lambda_{\text{в}_1} = \frac{l_{\text{в}_1}}{r_1} = \frac{180}{6,37} = 28,3; \quad \varphi_1 = 0,948;$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{в}_1}}{\varphi_1 F_{\text{в}_1}} = \frac{3030}{0,948 \cdot 176,2} = 18,2 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2;$$

из плоскости рамы:

$$l_y = 920 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{920}{28,3} = 32,5; \quad \varphi_y = 0,933;$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{в}_1}}{\varphi_y F_{\text{в}_1}} = \frac{3030}{0,933 \cdot 176,2} = 18,50 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Наружная ветвь:

в плоскости колонны:

$$l_{\text{в}_2} = 180 \text{ см}; \quad \lambda_{\text{в}_2} = \frac{l_{\text{в}_2}}{r_2} = \frac{180}{5,69} = 31,8;$$

$$\varphi_2 = 0,935;$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{в}_2}}{\varphi_2 F_{\text{в}_2}} = \frac{3330}{0,935 \cdot 174,2} = 20,40 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2;$$

из плоскости колонны:

$$l_y = 920 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{920}{26,5} = 34,7; \quad \varphi_y = 0,925;$$

$$\sigma = \frac{N_{B_2}}{\varphi_y F_{B_2}} = \frac{3330}{0,925 \cdot 174,2} = 20,7 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости колонны как единого стержня составного сечения. Для этой проверки необходимо найти приведенную гибкость стержня, зависящую от сечения раскосов, поэтому предварительно подберем сечение элементов решетки колонны.

Раскосы решетки рассчитывают на большую из поперечных сил: фактическую $Q = 312 \text{ кН}$ (см. исходные данные примера) или условную $Q_{\text{ул}} = 0,2 F_{B_1} + 0,2 (F_{B_1} + F_{B_2}) = 0,2 (176,2 + 174,2) = 69,9 \text{ кН}$ (табл. VIII.7).

Продольное усилие в раскосе по формуле (VIII.15):

$$N_p = \frac{Q_{\text{макс}}}{2 \sin \alpha} = \frac{312}{2 \cdot 0,857} = 182 \text{ кН}.$$

Здесь α — угол наклона раскосов, равный 59° .

Требуемая площадь раскоса

$$F_{\text{тр}} = \frac{N_p}{m \varphi R} = \frac{N_p}{0,75 (0,7 - 0,9) R} = \frac{182}{0,75 \cdot 0,8 \cdot 21} = 14,4 \text{ см}^2.$$

Здесь m — коэффициент условий работы сжатых одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой, равный 0,75. Принимаем раскосы из уголков 110×8 . $F = 17,2 \text{ см}^2$; $r_{\text{мин}} = 2,18 \text{ см}$ (табл. 3 прил. III).

Расчетная длина раскоса

$$l_p = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{145,8}{0,857} = 171 \text{ см},$$

его гибкость

$$\lambda = \frac{l_p}{r_{\text{мин}}} = \frac{171}{2,18} = 78, \quad \varphi = 0,726.$$

Проверяем напряжение в раскосе по формуле (VIII.16)

$$\sigma = \frac{N_p}{m \varphi F_p} = \frac{182}{0,75 \cdot 0,726 \cdot 17,2} = 19,5 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем геометрические характеристики всего сечения колонны (см. рис. X.36, з) и приведенную гибкость стержня:

$$F = F_{B_1} + F_{B_2} = 176,2 + 174,2 = 350,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = I_1 + F_{B_1} y_1^2 + I_2 + F_{B_2} y_2^2 = 7200 + 176,2 \cdot 72,7^2 + 5640 + 174,2 \cdot 73,06^2 = 1\,866\,000 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{1\,866\,000}{350,4}} = 73 \text{ см}.$$

Гибкость стержня колонны относительно свободной оси $x-x$:

$$\lambda_x = \frac{l_{nx}}{r_x} = \frac{2254}{73} = 30,9.$$

Приведенная гибкость по формуле (VIII.10):

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + F_{бр} \frac{k_i}{F_p}} = \sqrt{30,9^2 + 350,4 \frac{27}{2 \cdot 17,2}} = 35.$$

Условная приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{\frac{R}{E}} = 35 \sqrt{\frac{21}{21\,000}} = 1,11.$$

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия момента по формуле (VIII.33).

Предварительно нужно найти относительные эксцентриситеты по формуле (VIII.33) и коэффициенты $\varphi^{вн}$ по табл. 3 прил. II. Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m_x = \frac{M_i}{N_i} \frac{F_{бр} y_i}{I_x} = \frac{196\,000}{3360} \frac{350,4}{1\,866\,000} 72,7 = 0,795;$$

$$\varphi^{вн} = 0,518;$$

$$\sigma = \frac{N_i}{\varphi^{вн} F_{бр}} = \frac{3360}{0,518 \cdot 350,4} = 18,6 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь:

$$m_x = \frac{M_2}{N_2} \frac{F_{бр} y_2}{I_x} = \frac{257\,000}{3140} \frac{350,4}{1\,866\,000} 73,06 = 1,12;$$

$$\varphi^{вн} = 0,451;$$

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi^{вн} F_{бр}} = \frac{3140}{0,451 \cdot 350,4} = 19,9 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как она обеспечивается проверкой устойчивости отдельных ветвей.

Расчет и конструирование узлов колонны. Оголовок колонны (рис. X.37, а). Давление со стропильной фермы $N=740$ кН передается на плиту оголовка, толщину которой конструктивно назначаем $\delta=20$ мм. С плиты оголовка давление фермы передается на вертикальные ребра оголовка колонны через их фрезерованные торцы.

Необходимую площадь вертикальных ребер оголовка колонны из условия их смятия определим по формуле (VIII.36):

$$F_{см} = \frac{N}{R_{см.т}} = \frac{740}{32} = 23,1 \text{ см}^2.$$

Конструктивно принимаем сечение ребра 160×12 мм, площадь двух ребер $2 \times 16 \times 12 = 38,4 \text{ см}^2 > 23,1 \text{ см}^2$. Назначаем толщину швов,

Соединение верхней части колонны с нижней (см. рис. X.37, б). Назначаем высоту траверсы $0,8 \cdot h_{\Pi} = 0,8 \cdot 150 = 120$ см. Усилие в полке верхней части колонны по формуле (X.17):

$$N_{\Pi} = \frac{N}{2} + \frac{M}{b} = \frac{740}{2} + \frac{1127}{1} = 1497 \text{ кН.}$$

Назначаем сечения вертикальных ребер траверсы, к которым крепится полка верхней части колонны 200×14 мм (из условия равнопрочности их площадь должна быть больше или равна площади полки колонны).

Толщина швов, соединяющих эти ребра с траверсой, по формуле (X.18):

$$h_{\text{ш}} = \frac{N_{\Pi}}{4 \cdot 0,7 l_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}} = \frac{1497}{4 \cdot 0,7 \cdot 120 \cdot 15} = 0,30 \text{ см.}$$

Расчетная длина одного шва должна быть не более $60 h_{\text{ш}}$, что в данном случае не удовлетворяется, поэтому находим требуемую толщину швов по формуле (VII.80):

$$h_{\text{ш}} = \sqrt{\frac{N}{60 n \beta R_y^{\text{св}}}} = \sqrt{\frac{1497}{60 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 15}} = 0,77 \text{ см}$$

и принимаем их равными 8 мм.

На уступ действует усилие $D_{\text{макс}}$. Если усилия N_1 и N определены для 1-го основного сочетания, то $D_{\text{макс}} = N_1 - N = 3360 - 740 = 2620$ кН.

Толщину опорного листа принимаем $\delta = 20$ мм. Толщину стенки траверсы и вертикального ребра колонны определим из условия их смятия давлением подкрановых балок:

$$\delta_{\text{тр}} = \frac{D_{\text{макс}}}{z R_{\text{см.т}}} = \frac{2620}{(42 + 2 + 2) 32} = 1,78 \text{ см,}$$

где z — рабочая длина траверсы, воспринимающей давление (см. рис. X.37, б).

Толщину листа траверсы и вертикального ребра колонны принимаем $\delta_{\text{тр}} = \delta_{\text{р}} = 18$ мм.

Давление с опорной плиты на траверсу и ребро передается через фрезерованные торцы траверсы и ребра. Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно из листа 660×14 мм, а верхние горизонтальные ребра траверсы — из двух листов по 180×14 мм; расчетное сечение траверсы показано на разрезе А—А рис. X.37 б. Найдем геометрические характеристики траверсы и проверим ее прочность по формулам (X.19).

Положение центра тяжести сечения траверсы:

$$y_{\text{н}} = \frac{2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 105,7 + 120 \cdot 1,8 \cdot 61,4 + 66 \cdot 1,4 \cdot 0,7}{2 \cdot 18 \cdot 1,4 + 120 \cdot 1,8 + 66 \cdot 1,4} = 51,5 \text{ см;}$$

$$I_x = \frac{1,8 \cdot 120^3}{12} + 1,8 \cdot 120 \cdot 9,9^2 + 2 \cdot 18 \cdot 1,4 \cdot 54,2^2 + 66 \cdot 1,4 \cdot 50,8^2 = 663\,000 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{мин}} = \frac{J_x}{y_{\text{в}}} = \frac{663\,000}{69,9} = 9500 \text{ см}^3.$$

Расчетные усилия в траверсе как у балки, опирающейся на ветви, от нагрузки с верхней части колонны будут (см. рис. X.29, е):
давление траверсы на подкрановую ветвь

$$Q_1 = \frac{N}{b_n} \cdot \frac{b_v}{2} + \frac{M}{b_n} = \frac{740}{1,5} \cdot 0,5 + \frac{1127}{1,5} = 998 \text{ кН};$$

изгибающий момент у грани верхней части колонны

$$M_{тр} = Q_1 a = 998 \cdot 0,5 = 499 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

расчетная поперечная сила траверсы с учетом части давления от подкрановой балки на траверсу

$$Q_{тр} = Q_1 + \frac{D_{\max}}{2} = 998 + \frac{2620}{2} = 2308 \text{ кН};$$

напряжения в траверсе от изгиба и среза:

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{\min}} = \frac{49900}{9500} = 5,25 \text{ кН/см}^2 < R = 21 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{h_{тр} \delta_{тр}} = \frac{2308}{120 \cdot 1,8} = 10,7 \text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 13 \text{ кН/см}^2.$$

Крепление вертикального листа траверсы к подкрановой ветви проверяем на силу $Q_{тр} = 2308 \text{ кН}$.

Требуемую толщину швов определим по формуле (VII.80):

$$h_{ш} = \sqrt{\frac{N}{60n\beta R_y^{св}}} = \sqrt{\frac{2308}{60 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 15}} = 1,35 \text{ см}.$$

Принимаем эти швы толщиной $h_{ш} = 14 \text{ мм}$.

Вертикальное ребро подкрановой ветви колонны воспринимает сдвигающую силу, равную половине опорного давления подкрановых балок,

$$\frac{2620}{2} = 1310 \text{ кН}.$$

Толщина ребра δ_r так же, как и толщина траверсы, из условия смятия принята равной 18 мм. Высоту ребра и швы его крепления к стенке подкрановой ветви колонны конструктивно принимаем такими же, как для вертикального листа траверсы.

Проверим на срез стенку подкрановой ветви колонны у места крепления вертикального листа траверсы и ребра по формуле (VIII.39):

$$\tau = \frac{N}{2l_p \delta_{ст}} = \frac{3618}{2 \cdot 120 \cdot 1,2} = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_{ср} = 13 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь $N = Q_1 + D_{\max} = 998 + 2620 = 3618 \text{ кН}$ — вертикальное давление траверсы и ребра.

База колонны (см. рис. X.37, в). Рассчитываем базу подкрановой ветви колонны. Расчетное продольное усилие в ветви $N_v =$

=3030 кН. Требуемая площадь опорной плиты по формуле (VIII.43):

$$F_{\text{пл}} = \frac{N_{B_1}}{R_{\text{см}}^6} = \frac{3030}{0,78} = 3890 \text{ см}^2.$$

Здесь $R_{\text{см}}^6 = \gamma R_{\text{пр}}^6 = 1,2 \cdot 0,65 = 0,78 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление бетона марки 150 при местном смятии.

Назначаем размеры плиты $800 \times 500 \text{ мм}$; фактическое напряжение под опорной плитой

$$\sigma_6 = \frac{N_{B_1}}{F_{\text{пл}}} = \frac{3030}{80 \cdot 50} = 0,76 \text{ кН/см}^2.$$

Изгибающий момент в консольном участке плиты 1 по формуле (VIII.45)

$$M_1 = \frac{\sigma_6 c^2}{2} = \frac{0,76 \cdot 8,6^2}{2} = 28,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент на участке плиты 2, опертом по четырем сторонам, по формуле (VIII.47):

$$M_2 = \beta \sigma_6 b_1^2.$$

Однако поскольку соотношение сторон $66,8/14,4 = 4,63 > 2$, то момент находим как в однопролетной балке пролетом b_1 по формуле (VIII.48):

$$M_2 = \frac{\sigma_6 b_1^2}{8} = \frac{0,76 \cdot 14,4^2}{8} = 19,7 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Требуемую толщину плиты определяем по наибольшему моменту по формуле (VIII.49):

$$\delta_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 28,2}{21}} = 2,84 \text{ см}.$$

Принимаем плиту толщиной 30 мм.

Назначаем сечение траверс высотой 500 мм из листа толщиной 14 мм и проверяем ее прочность как однопролетной балки, опирающейся на полки колонны. Равномерно распределенная нагрузка на траверсу

$$q_T = \sigma_6 d_T = 0,76 \left(8,6 + 1,4 + \frac{14,4}{2} \right) = 13,1 \text{ кН/см}.$$

Момент в середине пролета

$$M_T = \frac{13,1 \cdot 70^2}{8} - \frac{13,1 \cdot 5^2}{2} = 7700 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Поперечная сила

$$Q_T = \frac{13,1 \cdot 70}{2} = 458 \text{ кН}.$$

Геометрические характеристики траверсы:

$$F_T = 50 \cdot 1,4 = 70 \text{ см}^2; \quad W_T = \frac{1,4 \cdot 50^2}{6} = 584 \text{ см}^3.$$

Прочность траверсы:

$$\sigma = \frac{M_T}{W_T} = \frac{7700}{584} = 13,2 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_T}{F_T} = \frac{458}{70} = 6,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{13,2^2 + 3 \cdot 6,5^2} = 17,4 \text{ кН/см}^2 < 1,15R = 24,2 \text{ кН/см}^2.$$

Швы, прикрепляющие траверсу к полкам колонны, рассчитываем на сдвигающее усилие

$$Q'_T = \frac{13,1 \cdot 80}{2} = 524 \text{ кН}.$$

Требуемая толщина швов

$$h_{ш} = \frac{Q'_T}{\beta h_T R_y^B} = \frac{524}{0,7 \cdot 50 \cdot 15} = 1 \text{ см}.$$

Давление колонны на опорную плиту передается через фрезерованный торец колонны.

Анкерные болты рассчитываются на специальную комбинацию усилий (см. исходные данные примера) $N=580 \text{ кН}$ и $M=1360 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$Z = N_{в1} = -N \frac{y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0} = -580 \frac{73,06}{145,8} + \frac{136000}{145,8} = 642 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь нетто болтов по формуле (VIII.60):

$$\Sigma F_{нт}^a = \frac{Z}{R_G^a} = \frac{642}{14} = 45,8 \text{ см}^2.$$

По табл. VIII.10 принимаем четыре болта диаметром 48 мм с площадью нетто $4 \times 13,75 = 55 \text{ см}^2$. Длина нарезанной части болта 100 мм, длина заделки болта в бетон 1700 мм.

Плитка под анкерные болты рассчитывается как балка, свободно лежащая на траверсах и нагруженная сосредоточенными силами от анкерных болтов.

Усилие одного анкерного болта

$$N_a = \frac{642}{4} = 160,5 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в анкерной плитке

$$M = 160,5 \cdot 6 = 963 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Назначаем сечение анкерной плитки 200×40 мм с отверстием для болта диаметром 54 мм. Момент сопротивления нетто анкерной плитки

$$W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{(20 - 5,4) 4^2}{6} = 38,9 \text{ см}^3.$$

Напряжения изгиба по ослабленному сечению плитки:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{963}{38,9} = 24,8 \text{ кН/см}^2 > 19 \text{ кН/см}^2 (\delta_{\text{пл}} > 30 \text{ мм}).$$

Увеличение размеров плитки нецелесообразно, поэтому принимаем для плитки сталь 10Г2С1 (класса С 46/33) с расчетным сопротивлением $R = 29 \text{ кН/см}^2$.

Аналогично конструируются и рассчитываются элементы базы наружной ветви колонны. При этом необходимо обратить внимание на то, что центр тяжести ветви колонны, середина опорной плиты и равнодействующая анкерных болтов должны лежать на одной оси.

§ 42. ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Комплекс подкрановых конструкций (рис. X.38, а) включает в себя подкрановые балки, тормозные балки, крепления балок к колоннам, крановый рельс с креплениями его к подкрановой балке и крановые упоры в торцах здания.

Основные несущие элементы подкрановых конструкций — подкрановые балки могут быть различными по своей конструктивной форме. Наиболее часто применяются *сплошные подкрановые балки* как *разрезные* (рис. X.38, б) так и *неразрезные* (рис. X.38, в). Для этих балок разработаны типовые чертежи, которые следует широко применять при проектировании производственных зданий. При легких кранах и больших шагах колонн целесообразны *решетчатые подкрановые балки* (рис. X.38, г), применение которых позволяет экономить сталь. При больших пролетах балок и тяжелых кранах часто применяют комбинированные системы, объединяющие в себе подкрановую балку и подстропильную ферму — *подкраново-подстропильные фермы* (рис. X.38, д). Применяют и другие виды специальных подкрановых балок, например *с ездой по нижнему поясу*, для *консольных катучих кранов*, *подвесных кранов* и т. п.

Работа подкрановых конструкций происходит в очень тяжелых условиях: вертикальное давление катков мостовых кранов P достигает весьма больших значений (до 600—800 кН) и прикладывается в виде движущейся сосредоточенной силы, что требует обеспечения повышенной надежности всей верхней части балки. При тор-

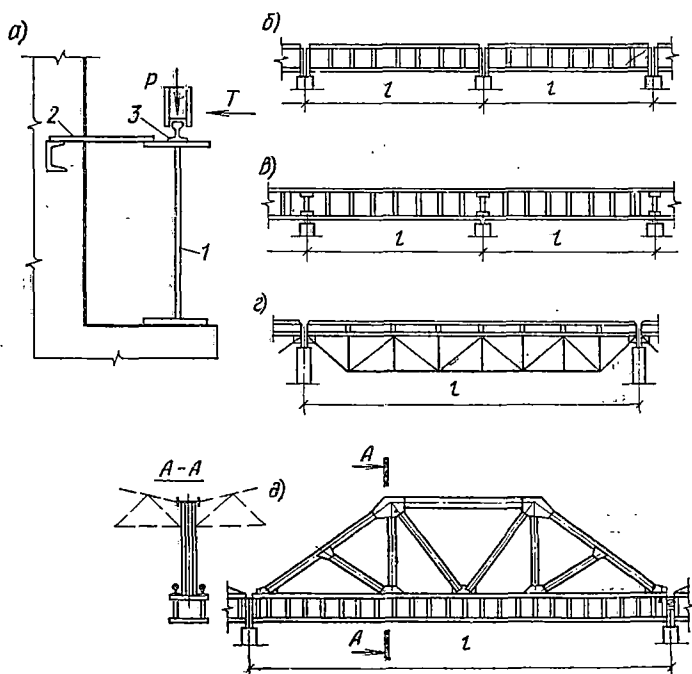


Рис. X.38. Подкрановые конструкции

а — элементы: 1 — подкрановая балка; 2 — тормозная балка; 3 — крановый рельс; б—д — конструктивные схемы подкрановых балок

можении тележки, а также из-за перекосов моста крана при движении, непараллельности крановых путей и других причин возникают существенные горизонтальные поперечные воздействия T , для восприятия которых устраивают специальную горизонтальную тормозную балку. Приложение вертикальных и горизонтальных сил от кранов носит динамический характер и часто сопровождается рывками и ударами. Все это требует особого внимания к расчету и конструированию подкрановых

конструкций; в противном случае в них могут быстро появиться повреждения в виде усталостных трещин, расстройств соединений, расшатывания узлов, приводящие к нарушению нормальной эксплуатации.

Особенно в тяжелых условиях работают подкрановые конструкции в зданиях, где эксплуатируются краны тяжелого и весьма тяжелого режима работы при круглосуточном их использовании и систематическом перемещении грузов, близких к предельной грузоподъемности кранов (краны «особого» режима работы). При расчете и конструировании таких подкрановых конструкций учитывают специальные требования, регламентированные нормами проектирования.

2. НАГРУЗКИ НА ПОДКРАНОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катки) крана, расположенные на концевой (поперечной) балке кранового моста. На одной стороне моста бывают два, четыре катка и более (для уменьшения вертикальной силы на один каток, рис. X.39, а). В многокатковых кранах для равномерности передачи вертикальных сил от катков применяются балансирующие устройства.

Наибольшее нормативное давление на каток $P_{\text{макс}}$ (при приближенной тележке с максимальным грузом к балкам рассчитываемого ряда) дается в стандартах на краны:

ГОСТ 3332—54. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 5—50 т;

ГОСТ 6711—70. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью 80—320 т;

там же даются ширина крана B и его база K (расстояние между колесами).

Нормативные поперечные горизонтальные силы от торможения тележки T_0 , действующие вдоль кранового моста, определяется по формулам:

для кранов с гибким подвесом груза

$$T_0 = 0,1 (Q + G_T)^{2/4} = \frac{Q + G_T}{20}; \quad (\text{X.25})$$

для специальных кранов с жестким подвесом груза

$$T_0 = 0,2 (Q + G_T)^{2/4} = \frac{Q + G_T}{10}, \quad (\text{X.26})$$

где 0,1 и 0,2 — коэффициенты трения катков тележки при торможении; Q — грузоподъемность крана; G_T — вес тележки, принимаемый по стандартам на краны; $\frac{2}{4}$ — дробь, где в числителе указано число тормозных колес, а в знаменателе — общее число колес тележки (так как сила трения передается под теми колесами, где установлены тормоза).

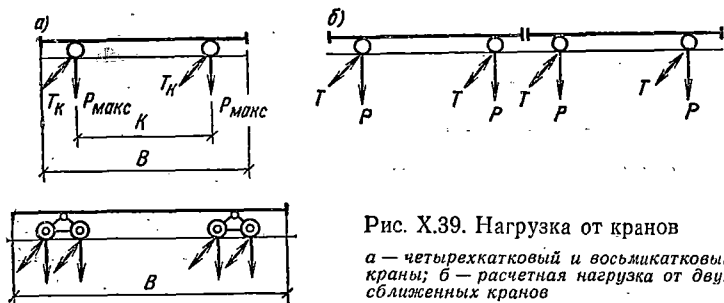


Рис. X.39. Нагрузка от кранов

а — четырехкатковый и восьмикатковый краны; б — расчетная нагрузка от двух сближенных кранов

Как правило, краны имеют четырехколесную тележку с двумя тормозными колесами.

На подкрановую конструкцию сила от торможения тележки T_0 передается равномерно через колеса моста крана. Таким образом, нормативная горизонтальная сила на каждом катке крана

$$T_K = \frac{T_0}{n_0}, \quad (X.27)$$

где n_0 — число колес на одной стороне мостового крана.

Эта сила может быть направлена как в ту, так и в другую сторону.

Покрановые конструкции, как правило, рассчитывают на нагрузку от двух сближенных кранов при наибольших вертикальных и горизонтальных силах и расположении кранов на балке, вызывающем в ней наибольшие усилия.

На рис. X.39, б показана обычная схема крановой нагрузки, принимаемая для расчета подкрановых балок.

При наличии лишь одного крана в пролете и при условии, что второй кран не будет установлен в течение эксплуатации сооружения, разрешается принимать нагрузку от одного крана.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил (см. рис. X.39,б) определяются по формулам:

$$P = knn_c P_{\text{макс}}; \quad (\text{X.28})$$

$$T = nn_c T_K, \quad (\text{X.29})$$

где k — коэффициент динамичности, учитывающий подвижной характер нагрузки и принимаемый равным 1,1 для кранов тяжелого и весьма тяжелого режимов работы и равным 1 для кранов среднего и легкого режимов работы; $n=1,2$ — коэффициент перегрузки; n_c — коэффициент сочетания, учитывающий вероятность появления одновременно наибольших нагрузок на кранах. При расчете покрановых конструкций на два сближенных крана коэффициент сочетания принимается: $n_c=0,95$ — при кранах тяжелого и весьма тяжелого режимов работы; $n_c=0,85$ — при кранах легкого и среднего режимов работы. Если учитывается нагрузка только от одного крана, то $n_c=1$; $P_{\text{макс}}$ и T_K — нормативное вертикальное и горизонтальное давление на колесо мостового крана.

При расчете подкрановых конструкций в зданиях с «особым» режимом работы кранов расчетное значение вертикальных сил P определяется также по формуле (X.28), а расчетное значение горизонтальных сил T_1 — по формуле

$$T_1 = 0,1nn_c P_{\text{макс}}. \quad (\text{X.30})$$

Расчетная вертикальная нагрузка при расчете подкрановых конструкций на выносливость определяется умножением нормативной нагрузки от крана на коэффициенты: 0,8 — при кранах тяжелого и весьма тяжелого режима работы; 0,6 — при кранах среднего режима работы.

3. СПЛОШНЫЕ ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Конструктивные решения. Сплошные подкрановые балки имеют весьма широкое распространение, так как их конструктивная форма наиболее удачно соответствует особенностям работы подкрановых конструкций (большие нагрузки при сравнительно небольших пролетах, минимум концентраторов напряжений, простота в изготовлении). Для подкрановых балок пролетом 6 м при кранах небольшой грузоподъемности (менее 10 т) применяют прокатные двутавры с верхним поясом,

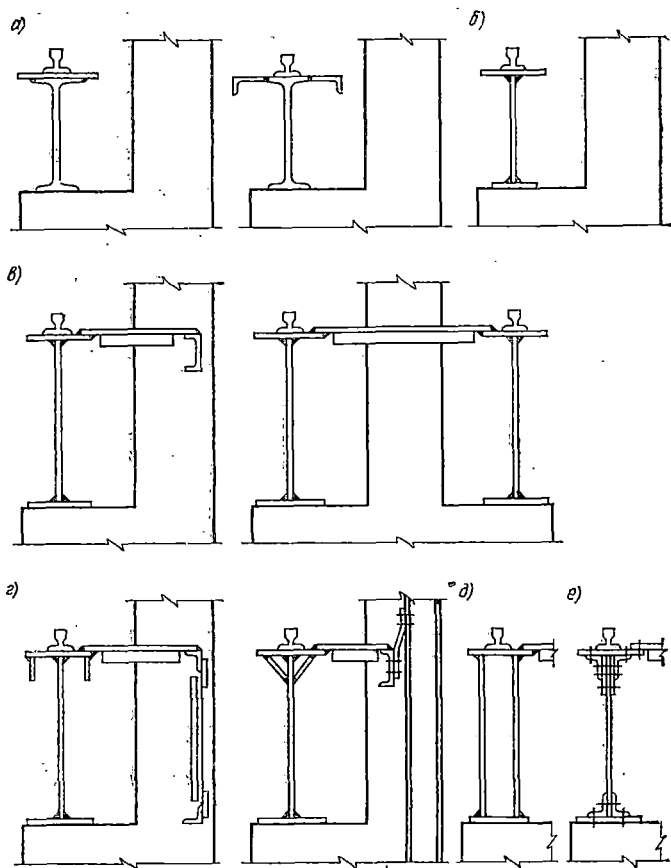


Рис. X.40. Сечения сплошных подкрановых балок

а — из прокатных профилей; б, в — сварное двутавровое; г — двутавровое с усиленным верхним поясом; д — двухстенчатое; е — клепаное двутавровое с лапелями

усиленным листом или уголками (рис. X.40, а) для восприятия горизонтальных сил, или сварные несимметричные сечения (рис. X.40, б). Для балок больших пролетов и больших грузоподъемностей кранов применяют сварные двутавровые покрановые балки с горизонтальной тормозной балкой, которая обычно одновременно служит площадкой для обслуживания подкрановых путей (подтяжка креплений, рихтовка и замена крановых

рельсов и т. д.) (рис. X.40, в). В зданиях с «особым» режимом работы кранов устройство таких площадок с обеспеченным габаритом прохода при работающем кране является обязательным. Часто подкрановые балки проектируют бистальными.

Значительно более высокая интенсивность работы кранов в зданиях с «особым» режимом работы кранов

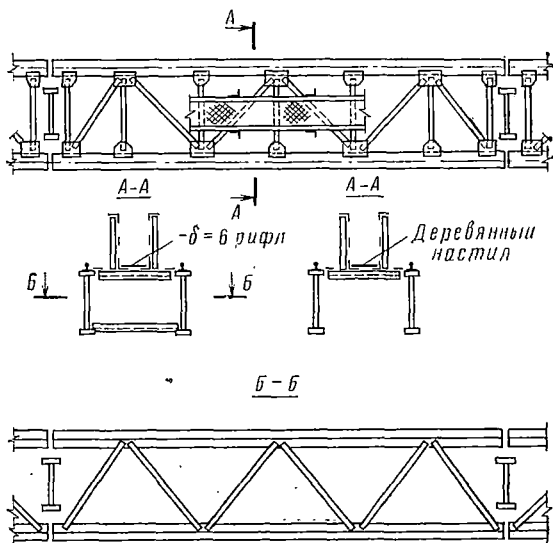


Рис. X.41. Устройство тормозной фермы с площадкой для обслуживания путей

часто приводит к появлению повреждений в зоне верхнего пояса подкрановых балок, поэтому в таких зданиях целесообразно применять балки с верхним поясом, усиленным горизонтальными или наклонными продольными элементами (рис. X.40, з); иногда проектируются двухстенчатые балки (рис. X.40, д), в клепаных балках применяются вертикальные ламели стенки (рис. X.40, е). Все эти конструктивные решения приводят к уменьшению местных напряжений в стенке от давления катков крана и обеспечивают лучшее сопротивление скручиванию верхнего пояса и стенки моментом, возникающим при смещении оси рельса с оси стенки балки. Величина смещения рельса с оси стенки балки допускается по

нормам на приемку конструкций после монтажа (СНиП III-18-75) до 15 мм, а во время эксплуатации по нормам Госгортехнадзора — до 20 мм. В действующих цехах эта величина иногда достигает 40 мм и более.

Тормозные балки при их ширине (расстояние от оси балки до грани поддерживающего швеллера или расстояние между балками в средних рядах колонн) до 1,25—1,5 м обычно проектируются из рифленого листа толщиной 6—10 мм. В крайних колоннах, где имеется только одна балка, рифленый лист с одной стороны опирается на пояс подкрановой балки, а с другой — на поддерживающий швеллер при пролете балки 6 м (см. рис. X.40, в) или на вспомогательную ферму при пролетах 12 м и более (см. рис. X.40, г).

Возможно также промежуточное крепление пояса тормозной балки в пролете между колоннами к промежуточной стойке стенового каркаса листовым шарниром толщиной 6—8 мм (см. рис. X.40, г) с тем, чтобы горизонтальные колебания балки не передавались на стену.

У средних колонн поясами тормозной балки обычно являются верхние пояса подкрановых балок смежных пролетов (см. рис. X.40, в). Листы тормозных балок рекомендуется (а в зданиях с «особым» режимом работы кранов обязательно) приваривать к верхнему поясу подкрановых балок сплошным швом с применением пластичных электродов повышенного качества (индекс А), с обязательной подваркой с нижней стороны. С нижней стороны листа устанавливаются поперечные ребра жесткости через 1—1,5 м.

Если ширина тормозной балки более 1,25—1,5 м, то по условиям экономии металла целесообразно проектировать тормозную ферму с устройством на ней площадки шириной не менее 600 мм для прохода (рис. X.41); настил для площадки в горячих цехах проектируется из рифленой стали, в других цехах иногда применяется деревянный настил.

Во избежание чрезмерных колебаний нижних поясов подкрановых балок их свободная длина не должна превышать 12 м. Для этого у балок пролетом более 12 м между нижними поясами (у балок крайних рядов между нижними поясами балок и вспомогательной фермой) устанавливаются связевые фермы (см. вид Б—Б, рис. X.41).

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СПЛОШНЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Расчет подкрановых балок во многом аналогичен расчету обычных балок. Однако подвижная нагрузка, вызывающая большие местные напряжения под катками крана, воздействие не только вертикальных, но и горизонтальных боковых сил, динамичность нагрузки и мно-

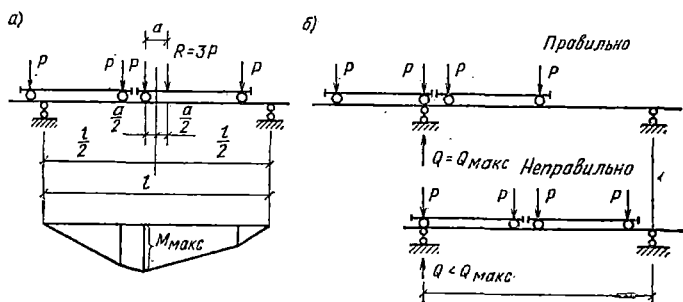


Рис. X.42. К определению расчетных усилий в разрезной подкрановой балке

а — наибольший изгибающий момент; б — наибольшая поперечная сила

гократность ее приложения приводят к ряду особенностей расчета подкрановых балок.

Имея в виду, что обычные балки были рассмотрены в гл. VII, ниже приведены только отличия и дополнения расчета подкрановых балок, вызванные специфичностью их работы.

Расчетные усилия (наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы) в подкрановых балках находят от нагрузки двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности.

Так как нагрузка подвижная, то сначала надо найти такое положение ее, при котором расчетные усилия в балке будут наибольшими.

Наибольший изгибающий момент в разрезной балке от заданной системы сил возникает при таком положении, когда равнодействующая всех сил, находящихся на балке, и ближайшая к ней сила равноудалены от середины пролета балки (рис. X.42, а); при этом наибольший изгибающий момент $M_{\max}$ будет находиться под силой,

ближайшей к середине пролета балки (правило Винклера).

Наибольшая поперечная сила $Q_{\max}$ в разрезной балке будет при таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно над опорой, а остальные расположены как можно ближе к этой же опоре (рис. X.42, б).

В неразрезных подкрановых балках наибольшие усилия определяют загрузением линий влияния, построенных для опорных и промежуточных сечений (обычно применяют имеющиеся в справочной литературе¹ таблицы ординат линий влияния с разбивкой балки на 8—10 равных частей). Необходимо иметь в виду, что наибольший момент над опорой возникает в неразрезной балке не при сближенных кранах.

Влияние собственного веса подкрановых конструкций и возможной временной нагрузки на тормозной балке обычно учитывают умножением $M_{\max}$ и $Q_{\max}$ от крановой нагрузки на коэффициент α_1 , равный для балок пролетом 6 м 1,03; пролетом 12 м 1,05 м и пролетом 18 м 1,08:

$$M = \alpha_1 M_{\max} \text{ и } Q = \alpha_1 Q_{\max}. \quad (\text{X.31})$$

Расчетные изгибающий момент M_T и поперечную силу Q_T от горизонтального воздействия нагрузки находят при тех же положениях нагрузки, что $M_{\max}$ и $Q_{\max}$, поэтому их можно определить (при кранах одинаковой грузоподъемности) из соотношения величин горизонтальных T_k и вертикальных $P_{\max}$ сил от одного колеса крана:

$$M_T = \frac{T_k}{P_{\max}} M_{\max} \text{ и } Q_T = \frac{T_k}{P_{\max}} Q_{\max}. \quad (\text{X.32})$$

Компоновка сечения подкрановых балок выполняется в том же порядке, как и обычных балок. Сначала определяют минимальную высоту балки из условий жесткости по формуле (VII.12), при этом величину предельного относительного прогиба принимают в соответствии с нормами проектирования (см. табл. 4 прил. I).

Далее по формуле (VII.17) вычисляют оптимальную высоту балки. При этом, если проектируется балка симметричного сечения, то требуемый момент сопротив-

¹ Справочник проектировщика промышленных, общественных и жилых зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. М., Стройиздат, 1972.

ления балки определяют исходя из расчетного сопротивления стали, уменьшенного на 1,5—2,5 кН/см². Это делается потому, что в верхнем поясе возникают дополнительные напряжения от горизонтальных боковых сил, которые потом суммируют с напряжениями от вертикальной нагрузки.

В зданиях с кранами грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы расчетное сопротивление для балок уменьшают умножением на коэффициент условий работы $m=0,9$, что также необходимо учитывать при определении требуемого момента сопротивления.

Установив высоту балки, проверяют прочность принятой стенки из условия ее работы на срез по формуле (VII.19), определяют необходимую площадь поясов и komponуют сечение балки с учетом сортамента стали.

Проверка прочности в подкрановых балках производится от действия нормальных, касательных и местных (под катком крана) напряжений.

Обычно напряжения в подкрановых балках от изгиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях условно определяют в предположении, что в вертикальной плоскости момент воспринимается только сечением подкрановой балки (без учета тормозной конструкции), а горизонтальный момент — только тормозной балкой, в состав сечения которой включают верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий его элемент (или верхний пояс смежной подкрановой балки на средних рядах).

Учитывая изложенное, наибольшие *нормальные напряжения* в волокнах верхнего и нижнего поясов разрезных балок определяют по формулам:

для верхнего пояса

$$\sigma_{\text{в}} = \frac{M}{W_{\text{в}}^{\text{нт}}} + \frac{M_{\text{т}}}{W_{\text{г}}^{\text{нт}}} \leq mR; \quad (\text{X.33})$$

для нижнего пояса

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{M}{W_{\text{н}}^{\text{нт}}} \leq mR, \quad (\text{X.34})$$

где M — расчетный изгибающий момент от вертикальной нагрузки; $M_{\text{т}}$ — расчетный изгибающий момент от горизонтальных поперечных сил; $W_{\text{н}}^{\text{нт}}$ — момент сопротивления нетто для верхних волокон подкрановой балки

(в сварных подкрановых балках ослабление отверстиями для болтов, крепящих рельсы, можно не учитывать); $W_{\text{н}}^{\text{нт}}$ — момент сопротивления нетто для нижних волокон подкрановой балки; $W_y^{\text{нт}}$ — момент сопротивления сечения тормозной балки относительно вертикальной оси $y-y$; в расчетное сечение тормозной балки включаются верхний пояс подкрановой балки, горизонтальный лист и окаймляющий пояс (или пояс смежной подкрановой балки), а в случае отсутствия тормозной балки — только один верхний пояс подкрановой балки; m — коэффициент условий работы.

Если тормозная конструкция запроектирована в виде фермы (см. рис. X.41), то устойчивость верхнего пояса подкрановой балки проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{в}}^{\text{бр}}} + \frac{N_{\text{т}}}{\varphi F_{\text{в.п}}^{\text{бр}}} + \frac{M_{\text{м}}}{W_{\text{в.п}}} \leq mR, \quad (\text{X.35})$$

где $N_{\text{т}} = M_{\text{т}}/h_{\text{т}}$ — расчетное продольное усилие в верхнем поясе балки от момента $M_{\text{т}}$, который заменяется парой сил с плечом, равным высоте тормозной фермы $h_{\text{т}}$; $F_{\text{в.п}}^{\text{бр}}$ — площадь сечения верхнего пояса балки брутто; φ — коэффициент продольного изгиба верхнего пояса из плоскости балки при расчетной длине, равной расстоянию между узлами тормозной фермы; $M_{\text{м}} = 0,9 \frac{Td}{4}$ — местный изгибающий момент в верхнем поясе балки в горизонтальной плоскости от бокового давления катка крана T (d — расстояние между узлами тормозной фермы; $0,9$ — коэффициент, учитывающий неразрезность пояса в узлах); $W_{\text{в.п}}$ — момент сопротивления сечения верхнего пояса балки брутто относительно вертикальной оси.

Иногда (если в балке много отверстий) решающей будет проверка прочности, которую выполняют по формуле (X.35), но при $\varphi = 1$ и геометрических характеристиках нетто.

Напряжения в нижнем поясе для балок с тормозной фермой определяют по формуле (X.34).

Касательные напряжения у опоры разрезных подкрановых балок проверяют по той же формуле, что и для обычных балок (VII.23), с введением коэффициента $m = 0,9$ для балок в зданиях с тяжелым и весьма тяжелым режимом работы кранов грузоподъемностью 5 т и более.

В опорных сечениях неразрезных подкрановых балок следует проверять приведенные напряжения, так как там одновременно действуют наибольшие нормальные и касательные напряжения [см. формулу (VII.31)].

Действующее на балку сосредоточенное давление колеса крана распределяется рельсом на некоторый участок стенки и в ней возникают местные вертикальные

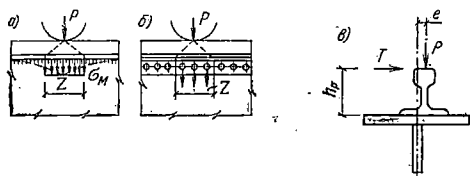


Рис. X.43. К определению местных напряжений в стенке подкрановых балок под колесом крана
а, б — вертикальное местное давление; в — крутящий момент, приложенный к верхнему поясу балки

напряжения (пунктир на рис. X.43,а). Максимальное местное напряжение в стенке проверяют по формуле

$$\sigma_m = \frac{n_1 P_1}{\delta_{\text{ст}} z} \leq mR, \quad (\text{X.36})$$

где $P_1 = n P_{\text{макс}}$ — величина расчетной сосредоточенной нагрузки (без учета коэффициента динамичности, но с учетом коэффициента перегрузки); n_1 — коэффициент, учитывающий неравномерность давления колес и повышенную динамику под стыками рельсов, принимается: 1,5 — для подкрановых балок в зданиях с кранами «особого» режима работы при кранах с жестким подвесом; 1,3 — то же, при кранах с гибким подвесом; 1,1 — для прочих подкрановых балок; $\delta_{\text{ст}}$ — толщина стенки балки; z — условная длина распределения местного давления (рис. X.43, а, б), определяемая по формуле

$$z = c \sqrt[3]{\frac{I_{\Pi}}{\delta_{\text{ст}}}}, \quad (\text{X.37})$$

где c — коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок равным 3,25, для клепаных — 3,75; I_{Π} — сумма моментов инерции сечения верхнего пояса балки и кранового рельса относительно собственных осей; в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса, I_{Π} — общий момент инерции рельса и пояса.

В подкрановых балках с кранами особого режима работы рекомендуется проверять местные напряжения в стенке с учетом всех компонентов напряжений, в том числе от возможного эксцентриситета рельса:

$$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^M \leq mR; \quad \sigma_y = \sigma_y^M + \sigma_y^H \leq mR; \quad (X.38)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^M + \tau_{xy}^H \leq mR_{cp}$$

$$\delta_{пр} = \sqrt{(\sigma_x^0 + \sigma_x^M)^2 + (\sigma_y^M)^2 - (\sigma_x^0 + \sigma_x^M) \sigma_y^M + 3(\tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^M)^2} \leq nmR.$$

В этих формулах (ось x направлена вдоль балки; y — вертикальная ось):

$\sigma_x^0 = \frac{M_x}{W_x}$ — нормальные напряжения от общего поперечного изгиба;

$\sigma_y^M = \frac{n_i P_i}{\delta_{ст} Z}$ [по формуле (X.36)] — местные нормальные напряжения от сосредоточенного воздействия колеса крана в направлении оси y ; $\sigma_k^M = 0,25 \sigma_y^M$ — местные нормальные напряжения от распорного действия сосредоточенной силы под колесом крана в направлении оси x ;

$$\sigma_y^M = \frac{M_{кр} \delta_{ст} a}{0,75 J_{кр} h_{ст}} \approx \frac{2 M_{кр} \delta_{ст}}{J_{кр}} \quad \text{[по формуле (VII.76), с учетом}$$

осредненного расстояния между ребрами жесткости a , принятого равным $1,5 h_{ст}$] — местные нормальные напряжения в направлении оси y от изгиба стенки, вызванного сосредоточенным моментом $M_{кр}$, приложенным к верхнему поясу балки, рис. X.43, в;

$$\tau_{xy}^0 = \frac{Q S_{\Pi}}{J_x \delta_{ст}} \quad \text{[по формуле (VII.32)] — касательные напряжения}$$

от общего поперечного изгиба под колесом крана;

$\tau_{xy}^M = 0,3 \sigma_y^M$ — местные касательные напряжения от сосредоточенного давления колеса крана; $\tau_{xy}^H = 0,4 \sigma_y^H$ — местные касательные напряжения вследствие местного изгиба стенки моментом $M_{кр}$; n — коэффициент, принимаемый для разрезных балок равным 1,15 и для опорных сечений неразрезных балок равным 1,3; $m = 0,9$ — коэффициент условий работы для подкрановых балок с кранами тяжелого и весьма тяжелого режимов работы грузоподъемностью 5 т и более.

Местный изгиб стенки вызывается сосредоточенным крутящим моментом $M_{кр}$ вследствие эксцентричного по отношению к оси балки расположения рельса, а также воздействия поперечной горизонтальной силы (рис. X.43, в). Этот момент

$$M_{кр} = (Pe + 0,75 T \cdot h_p) n,$$

где $P = P_{\max}$ — нормативное давление колеса крана; $e = 15$ мм — расчетный эксцентриситет рельса; $T = 0,1 P$ — нормативное боковое давление колеса крана; h_p — высота рельса; 0,75 — коэффициент, учитывающий неодинаковость распределения момента по длине балки от вертикальной и горизонтальной нагрузок; n — коэффициент перегрузки.

При определении напряжений местного изгиба моменты инерции кручения рельса и пояса балки суммируются:

$$J_{кр} = J_{кр.р} + J_{кр.в.п} = J_{кр.р} + \frac{b_{п} \delta_{п}^3}{3}.$$

Моменты инерции кручения крановых рельсов принимаются равными:

КР-50 — 78 см⁴; КР-70 — 253 см⁴; КР-80 — 387 см⁴;

КР-100 — 765 см⁴; КР-120 — 1310 см⁴; КР-140 — 2130 см⁴.

Расчет подкрановых балок на выносливость, с учетом компонентов местных напряжений, изучен недостаточно. С учетом ряда упрощающих предпосылок, выносливость стенки подкрановой балки может быть оценена по формулам:

$$\sigma_y^n \leq m R_B^n \text{ и } \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x^0)^2 + 4(0,3\tau_{xy}^0)^2} + 0,4\sigma_y^M + 0,5\sigma_y^n \leq R_B, \quad (X.39)$$

где $R_B^n = 4,5 \text{ кН/см}^2$; $R_B = 7 \text{ кН/см}^2$ (разрезные балки); $R_B = 6 \text{ кН/см}^2$ (неразрезные балки).

В формулах (X.39) компоненты напряжений те же, что и для формул (X.38), но величины напряжений находятся от загрузки балки одним краном и расчетное давление колеса крана принимается равным нормативному (по ГОСТ или каталогам), умноженному на коэффициенты: 0,8 — при кранах тяжелого и весьма тяжелого режима работы и 0,6 — при кранах среднего режима работы.

Проверка прогиба подкрановых балок производится по правилам строительной механики или приближенным способом. С достаточной точностью прогиб разрезных подкрановых балок может быть определен по формуле

$$f = \frac{M^n l^2}{10EI}, \quad (X.40)$$

где M^n — изгибающий момент в балке от нормативных нагрузок (без учета коэффициентов перегрузки и динамичности).

В неразрезных балках прогиб

$$f = \left(\frac{M_{ср}^n}{10} - \frac{M_{л}^n + M_{пр}^n}{72} \right) \frac{l^2}{EI}, \quad (X.41)$$

где $M_{л}^n$, $M_{ср}^n$, $M_{пр}^n$ — соответственно моменты от нормативной нагрузки на левой опоре, в середине пролета и на правой опоре.

Общую устойчивость подкрановых балок, не имеющих необходимых раскреплений в горизонтальной плоскости, проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M}{\Phi_b W_{бp}} \leq m R. \quad (X.42)$$

При наличии тормозной балки или фермы общая устойчивость, как правило, является обеспеченной.

Местная устойчивость элементов подкрановой балки проверяется так же, как и у обычных балок. Устойчивость верхнего пояса обеспечивается по предельному соотношению свеса сжатого пояса к его толщине (см. табл. VII.3).

Поскольку в стенке подкрановой балки возникают дополнительные напряжения от местного давления под катком крана, ее устойчивость проверяют с учетом трех компонентов напряженного состояния σ , σ_m , и τ по формуле (VII.65).

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{м.кр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}}\right)^2} \leq m, \quad (X.43)$$

где $m=0,9$ — коэффициент условий работы для стенок подкрановых балок.

Расчет соединений поясов покрановых балок со стенкой. В отличие от обычных балок, где поясные швы или заклепки воспринимают только сдвигающие усилия между поясом и стенкой, в подкрановых балках соединение верхнего пояса со стенкой работает на местное давление под колесом крана (см. рис. X.43, а).

В подкрановых балках сварные швы, прикрепляющие верхний пояс к стенке, следует выполнять с проваром на всю толщину стенки. При сварке с проваром на всю толщину стенки соединение считается равнопрочным со стенкой и его можно не рассчитывать.

В клепаных подкрановых балках заклепки, соединяющие верхний пояс со стенкой, также воспринимают дополнительные усилия от сосредоточенного давления. Считается, что местное давление распределяется равномерно по заклепкам, расположенным на участке длиной z (см. рис. X.43, б).

Поэтому наибольший шаг заклепок t (при однорядном их расположении) определяют по формуле

$$t \leq \frac{[N]_{\min}^{\text{закл}}}{\sqrt{\left(\frac{QS_{II}}{I_{бр}}\right)^2 + \left(\frac{\alpha n_1 P_1}{z}\right)^2}}, \quad (X.44)$$

где $[N]_{\min}^{\text{закл}}$ — наименьшее расчетное усилие, допустимое на одну заклепку по срезу или смятию; $\alpha =$

$=0,4$ — в случае, если стенка балки пристрогана заподлицо с обухами верхних поясных уголков; $\alpha=1$, если такой пристройки нет.

В подкрановых балках рекомендуется всегда делать такую пристройку.

4. УЗЛЫ И ДЕТАЛИ ПОДКРАНОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Узлы крепления подкрановых и тормозных балок к колоннам. Подкрановые и тормозные балки опираются на колонны. В местах опирания происходит передача

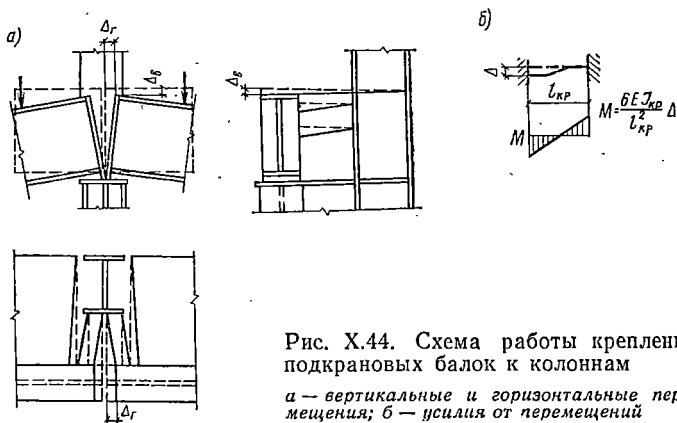


Рис. X.44. Схема работы креплений подкрановых балок к колоннам

a — вертикальные и горизонтальные перемещения; *б* — усилия от перемещений

больших вертикальных и горизонтальных усилий. Кроме того, при прохождении крана по балкам они прогибаются и их опорные сечения несколько поворачиваются и сжимаются (см. рис. X.44). Такой же поворот происходит и в опорных сечениях тормозных балок при воздействии горизонтальных сил. Поэтому главной конструктивной особенностью узлов опирания подкрановых и тормозных балок на колонны является то, что они должны «жестко» передавать на колонны вертикальные и горизонтальные реакции подкрановой и тормозной балок, допуская при этом свободу поворота опорных сечений. Если конструкции крепления будут сильно препятствовать обжатию и повороту опорных сечений, то в них возникают большие, многократно повторяющиеся усилия и они быстро повреждаются.

На рис. X.45, *a* показан узел опирания типовых подкрановых балок на стальную колонну при наличии тормозной балки и фермы. Горизонтальная реакция тор-

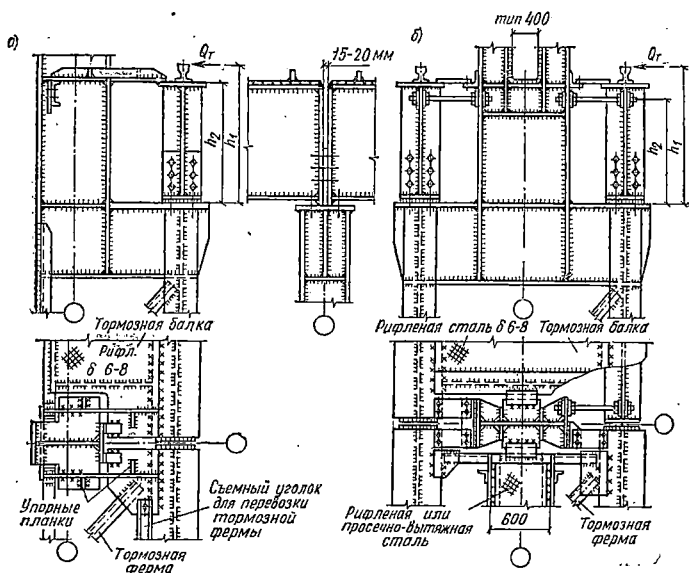


Рис. X.45. Узлы крепления подкрановых балок к колоннам
 а — крепление типовых балок; б — крепление гибкими стержнями

мозной фермы воспринимается планкой. В то же время вследствие небольшой жесткости планки в горизонтальном направлении и небольшой жесткости диафрагмы колонны, к которой крепится планка в вертикальном направлении, происходит свободное перемещение опорного сечения балки и тормозной фермы.

На рис. X.45, б приведена другая конструкция узла крепления подкрановых балок к колоннам. Здесь горизонтальные боковые силы воспринимаются круглыми гибкими стержнями, кото-

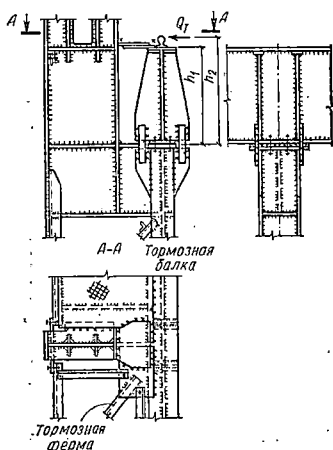


Рис. X.46. Узел опирания неразрезных подкрановых балок на колонну

рые также не препятствуют перемещению опорного сечения балки. При больших горизонтальных силах каждая балка может крепиться двумя стержнями, расположенными один над другим. На рис. X.46 показан узел опирания неразрезных подкрановых балок на колонну.

Рассчитывается крепление подкрановых балок на горизонтальную силу $T_{кр}$:

$$T_{кр} = Q_T \frac{h_1}{h_2}, \quad (X.45)$$

где Q_T — наибольшая горизонтальная реакция тормозной балки; h_1 и h_2 — расстояния от низа балки (точка поворота) до силы Q_T и уровня конструкции крепления (см. рис. X.45).

В зданиях с «особым» режимом работы кранов сила Q_T находится от горизонтальных сил T_1 , определенных по (X.30).

Рекомендуется при расчете крепления учитывать дополнительные напряжения изгиба, возникающие в элементе крепления при перемещении опорного сечения балки (см. рис. X.44). Эти перемещения можно определить приближенно:

горизонтальное перемещение

$$\Delta_r = \frac{Mlh}{6EI_6}; \quad (X.46)$$

вертикальное перемещение

$$\Delta_b = \frac{Rh}{EF_{оп}}, \quad (X.47)$$

где M — расчетный изгибающий момент в балке; R — вертикальная опорная реакция; l и h — пролет и высота балки; I_6 — момент инерции сечения балки; $F_{оп}$ — расчетная площадь опорного сечения балки (сумма площадей опорных ребер балки и части стенки длиной $15 \delta_{ст}$ от опорного ребра).

Изгибающий момент в элементе крепления от перемещения как в балке с защемленными концами (см. рис. X.44, б):

$$M = \frac{6EI_{кр}}{l_{кр}^2} \Delta, \quad (X.48)$$

где $I_{кр}$ — момент инерции сечения элемента крепления;
 $l_{кр}$ — длина элемента крепления.

Горизонтальное и вертикальное перемещения происходят одновременно, поэтому расчетный момент будет возникать от их геометрической суммы:

$$\Delta = \sqrt{\Delta_r^2 + \Delta_b^2}. \quad (X.49)$$

Расчетные напряжения в элементе крепления определяются как во внецентренно-сжатом стержне по формуле (VIII.22):

$$\sigma = \frac{T_{кр}}{\varphi_{вн} F} \leq R, \quad (X.50)$$

где $\varphi_{вн}$ — коэффициент понижения напряжений при внецентренном продольном изгибе; F — площадь элемента крепления.

Вертикальные болты, прикрепляющие балку к опорной плите колонны, проверяются на срез от силы продольного торможения кранов

$$T_{пр} = 0,1 \Sigma P_{\max} n n_0, \quad (X.51)$$

где ΣP — сумма давлений всех тормозных колес моста крана на балку (число тормозных колес обычно равно половине всего числа колес крана).

При неразрезных подкрановых балках (см. рис. X.46) может возникнуть большая открывающаяся реакция, для восприятия которой болтов не хватает и приходится ставить специальные ламели.

Крепления крановых рельсов. Для мостовых кранов применяют специальные крановые рельсы КР (крановый рельс) по ГОСТ 4121—62*, которые приведены в прил. III. Требуемый тип кранового рельса указывается в ГОСТах на краны. При кранах грузоподъемностью до 20 т включительно разрешается применять железнодорожные рельсы Р38 по ГОСТ 3542—47** (для кранов грузоподъемностью 5 и 10 т) и Р43 по ГОСТ 7173—54. Иногда в качестве кранового рельса применяется квадратная сталь.

Специальный крановый рельс типа КР крепится на лапках (см. рис. X.47, а), устанавливаемых через 600—750 мм.

Железнодорожные рельсы имеют высокую шейку, и их крепление выполняется специальными крючьями (рис. X.47, б).

Крепления должны обеспечивать рихтовку рельса в пределах 20—30 мм, так как он смещается в процессе эксплуатации. Поэтому крепить рельс к поясу балки наглухо (например, сваркой) не следует.

В зданиях с «особым» режимом работы кранов рекомендуется применять только специальный крановый рельс КР. В железнодорожных рельсах в ослабленной отверстиями шейке часто возникают трещины. Кроме того, отверстия для крючьев в тормозном листе являются концентраторами напряжения, и там также развива-

ются трещины. Под стыками рельсов возникают повышенные напряжения в стенке балки, сами стыки быстро повреждаются и движение колеса через них сопровождается ударами и повышенным динамическим воздей-

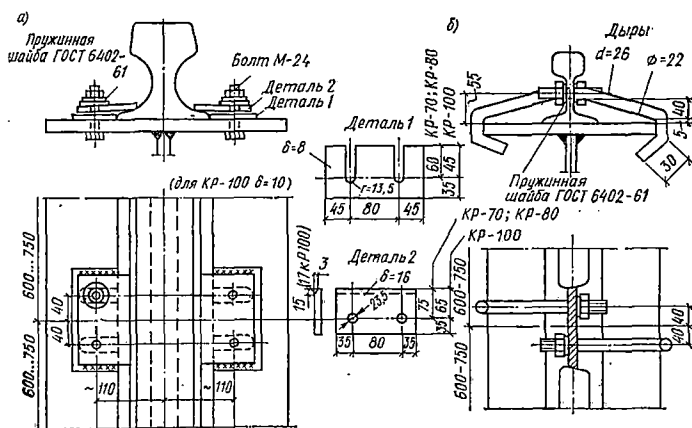


Рис. X.47. Крепление крановых рельсов
а — типа КР; б — железнодорожных.

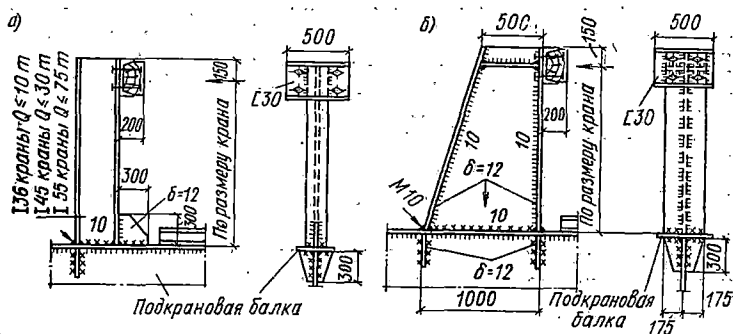


Рис. X.48. Упоры
а — для кранов грузоподъемностью до 50 т; б — то же, для 80 т и более.

ствием. Поэтому стыки рельсов рекомендуется сваривать ванным способом в медных формах в пределах между температурными швами каркаса здания.

Крановые упоры. В торцах здания на подкрановых балках устанавливают крановые упоры, которые ограничивают рабочую зону крана. Энергия удара движу-

щегося крана настолько велика, что запроектировать упор, ударившись о который, кран бы остановился и упор остался неповрежденным, очень трудно. Поэтому у кранов устраивают концевые выключатели и систему автоблокировки, обеспечивающие отключение и торможение крана у торцов здания. Условно упор рассчитывают как консоль на силу удара крана об упор, величина которой определяется по СНиП II-6-74.

Для кранов общего назначения применяют типовые конструкции упоров (рис. X.48), для кранов очень большой грузоподъемности и тяжелых специальных кранов проектируют усиленные упоры. Для таких кранов иногда применяют пружинные демпфирующие устройства (вместо деревянного бруса), уменьшающие энергию возможного удара по упору.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

СПЛОШНОЙ СВАРНОЙ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

Пример X.2. Рассчитать сварную подкрановую балку крайнего ряда пролетом $l=12$ м под два крана «особого» режима работы грузоподъемностью $Q=50/10$ т. Пролет здания 30 м, пролет крана 28,5 м, материал балки сталь ВСтЗсп5.

1. **Нагрузки на подкрановую балку.** Для кранов грузоподъемностью $Q=50/10$ т по ГОСТ 332—54 берем необходимые данные: схема крановой нагрузки приведена на рис. X.49, а; наибольшее нормативное давление колеса $P_{\text{макс}}^{\text{н}}=50,5$ тс=505 кН; вес тележки крана $G_{\text{т}}=18,5$ тс=185 кН; тип кранового рельса КР-100.

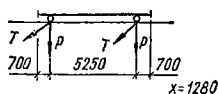
Определяем нормативную горизонтальную поперечную силу на одном колесе крана по формуле (X.30):

$$T_{\text{к}} = 0,1P_{\text{макс}} = 0,1 \cdot 505 = 50,5 \text{ кН.}$$

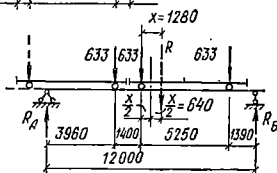
ТАБЛИЦА X.2. ТАБЛИЦА РАСЧЕТНЫХ СИЛ

Наименование и обозначение силы	Нормативное значение, кН	Коэффициент			Расчетное значение, кН
		перегруз- ки n	динамич- ности k	сочетания n_c	
Вертикальное давление колеса крана для расчета балки P	505	1,2	1,1	0,95	633
Вертикальное давление колеса крана для проверки местных напряжений P_1	505	1,2	—	—	606
Горизонтальное давление колеса крана T	50,5	1,2	—	0,95	57,5

а)



б)



в)

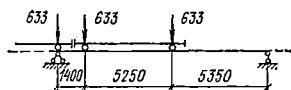


Рис. X.49. Схемы крановых нагрузок

а — схема и размеры одного крана; б — расчетная схема для определения наибольшего момента; в — расчетная схема для определения наибольшей поперечной силы на опоре

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил на колесо крана определяются по формулам (X.28) и (X.30). Эти силы удобно определять в табличной форме (табл. X.2).

2. Определение расчетных усилий. Устанавливаем два сближенных крана в невыгоднейшее положение, при котором в балке будут наибольшие изгибающие моменты от вертикальных и горизонтальных сил.

Положение равнодействующей R трех сил, действующих на балку, определится (рис. X.49, б):

$$x = \frac{633(5,25 - 1,4)}{3 \cdot 633} = 1,28 \text{ м.}$$

Устанавливая середину балки между равнодействующей и ближайшим колесом (на расстоянии $x/2$ от колеса), получим остальные размеры, определяющие положение крана.

Вертикальные реакции балки:

$$R_A = \frac{633}{12} (1,39 + 6,64 + 8,04) = 850 \text{ кН;}$$

$$R_B = 3 \cdot 633 - 850 = 1050 \text{ кН.}$$

Наибольшие изгибающие моменты:

вертикальный с учетом собственного веса по формуле (X.31)
 $M = \alpha_1 M_{\text{макс}} = 1,05 (1050 \cdot 6,64 - 633 \cdot 5,25) = 3850 \text{ кН} \cdot \text{м;}$

горизонтальный по формуле (X.32):

$$M_T = M_{\text{макс}} \frac{T_K}{P_{\text{макс}}} = 3670 \frac{50,5}{505} = 367 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Устанавливаем крановую нагрузку в невыгоднейшее положение, при котором будут наибольшие поперечные силы на опоре от вертикальной и горизонтальной нагрузок (рис. X.49, в).

Наибольшая вертикальная поперечная сила с учетом собственного веса по формуле (X.31):

$$Q = \alpha_1 Q_{\text{макс}} = 1,05 \frac{633}{12} (5,35 + 10,6 + 12) = 1550 \text{ кН.}$$

Наибольшая горизонтальная поперечная сила:

$$Q_T = Q_{\text{макс}} \frac{T_K}{P_{\text{макс}}} = 1480 \frac{50,5}{505} = 148 \text{ кН.}$$

Вертикальная поперечная сила в месте наибольшего изгибающего момента:

$$Q' = 1,05 (1050 - 633) = 438 \text{ кН.}$$

3. **Подбор сечения балки.** Проектируем балку несимметричного двутаврового сечения (рис. X.50).

Минимальная высота балки по формуле (VII.12) при относительном прогибе $[f/l] = 1/600$ (табл. 4 прил. I) и отношении нормативного момента к расчетному $M^H/M = 0,8$:

$$h_{\min} = \frac{lmR}{10^5 \left[\frac{f}{l} \right]} \frac{M^H}{M} = \frac{1200 \cdot 0,9 \cdot 21}{10^5 \left[\frac{1}{600} \right]} 0,8 = 109 \text{ см.}$$

Определим оптимальную высоту балки по формуле (VII.35), для чего предварительно задаемся гибкостью стенки $k = h/\delta_{\text{ст}} = 120$ (см. табл. VII.1), величиной $A = 1,15$ и определим требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{mR} = \frac{385\,000}{0,9 \cdot 21} = 20\,300 \text{ см}^3.$$

Здесь $m = 0,9$ — коэффициент условий работы, понижающий расчетные сопротивления для подкрановых балок в зданиях с особым режимом работы кранов грузоподъемностью ≥ 5 т (см. табл. 2 прил. I);

$$h_{\text{опт}} = \sqrt[3]{\frac{3A}{A+1} W_{\text{тр}} k} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,5}{1,15+1} 20\,300 \cdot 120} = 157 \text{ см.}$$

Принимаем высоту стенки балки $h = 160$ см. Из соотношения $k = h/\delta_{\text{ст}} = 120$ определим толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = h/k = 157/120 = 1,31$ см. Минимальная толщина стенки из условия среза на опоре от наибольшей поперечной силы по формуле (VII.19):

$$\delta_{\min} \geq \frac{1,2Q}{mR_{\text{ср}}h} = \frac{1,2 \cdot 1550}{0,9 \cdot 13 \cdot 160} = 1 \text{ см.}$$

Принимаем толщину стенки $\delta_{\text{ст}} = 14$ мм.

Имея сечение стенки, по формулам (VII.36) — (VII.38) определяем необходимые площади всего сечения и поясов:

$$F = \frac{(A+1)}{h} W_{\text{тр}} + \frac{(A+1)^2 h \delta_{\text{ст}}}{6A} = \frac{1,15+1}{160} 20\,300 + \\ + \frac{(1,15+1)^2 160 \cdot 1,4}{6 \cdot 1,15} = 423 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{в.п}} = F \frac{A}{A+1} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2} = 423 \frac{1,15}{1,15+1} - \frac{1,4 \cdot 160}{2} = 115 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{н.п}} = F \frac{1}{A+1} - \frac{\delta_{\text{ст}} h}{2} = 423 \frac{1}{1,15+1} - \frac{1,4 \cdot 160}{2} = 86 \text{ см}^2.$$

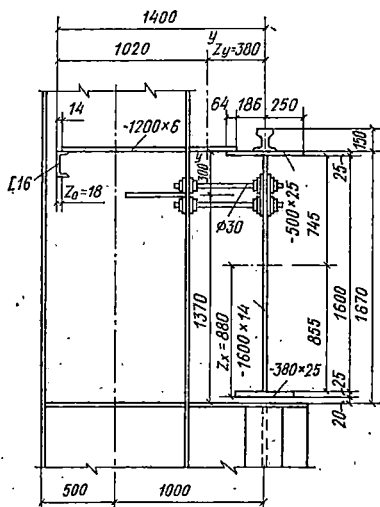
По полученным данным с некоторым запасом для восприятия дополнительных горизонтальных боковых сил окончательно назначаем сечение балки: стенка — 1600×14 ($F_{\text{ст}} = 224 \text{ см}^2$); верхний по-

яс — 500×25 ($F_{в.п} = 125 \text{ см}^2$); нижний пояс — 380×25 ($F_{п.п} = 95 \text{ см}^2$) (см. рис. X.50).

Лист тормозной балки принимаем из рифленой стали толщиной $\delta = 6 \text{ мм}$, поддерживающий швеллер № 16 (имеется его опирание на стеновую стойку посередине пролета).

4. Проверка прочности балки. Для этого надо вычислить геометрические характеристики балки, которые определяем вначале относительно оси $x-x$. Расстояние от низа балки до центра тяжести ее сечения

$$z_x = \frac{50 \cdot 2,5 \cdot 163,75 + 160 \cdot 1,4 \cdot 82,5 + 38 \cdot 2,5 \cdot 1,25}{50 \cdot 2,5 + 160 \cdot 1,4 + 38 \cdot 2,5} = 88 \text{ см.}$$



Момент инерции

$$I_x = \frac{1,4 \cdot 160^3}{12} + 1,4 \cdot 160 \times \\ \times 5,5^2 + 50 \cdot 2,5 \cdot 75,75^2 + \\ + 38 \cdot 2,5 \cdot 86,75^2 = 1\,915\,000 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления:

$$W_B = \frac{1\,915\,000}{77} = 24\,900 \text{ см}^3;$$

$$W_H = \frac{1\,915\,000}{88} = 21\,800 \text{ см}^3.$$

Статический момент полусечения:

$$S_x = 50 \cdot 2,5 \cdot 75,75 + 74,5 \cdot 1,4 \times \\ \times 37,25 = 13\,350 \text{ см}^3.$$

Геометрические характеристики тормозной балки относительно вертикальной оси $y-y$ (в состав тормозной балки входят верхний пояс подкрановой балки; рифленый лист и поддерживающий швеллер):

расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения

$$z_y = \frac{18,1 \cdot 138,2 + 120 \cdot 0,6 \cdot 78,6}{18,1 + 120 \cdot 0,6 + 50 \cdot 2,5} = 38 \text{ см};$$

момент инерции сечения тормозной балки

$$I_y = 18,1 \cdot 100,2^2 + \frac{0,6 \cdot 120^3}{12} + 0,6 \cdot 120 \cdot 40,6^2 + \\ + \frac{2,5 \cdot 50^3}{12} + 2,5 \cdot 50 \cdot 38^2 = 594\,000 \text{ см}^4;$$

момент сопротивления крайнего волокна на поясе подкрановой балки

$$W_y = \frac{594\,000}{38 + 25} = 9420 \text{ см}^3.$$

Проверка нормальных напряжений. Так как балка сплошная и сварная, то ее прочность допускается проверять по геометрическим характеристикам «брутто». Имеющиеся в верхнем поясе отверстия для крепления кранового рельса оказывают незначительное влияние и их можно не учитывать.

Напряжения в верхнем поясе по формуле (X.33):

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \frac{M}{W_v} + \frac{M_T}{W_y} = \frac{385\,000}{24\,900} + \frac{36\,700}{9420} = \\ &= 18,8 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 21 = 18,9 \text{ кН/см}^2.\end{aligned}$$

Напряжения в нижнем поясе по формуле (X.34):

$$\sigma_H = \frac{M}{W_H} = \frac{385\,000}{21\,800} = 17,7 \text{ кН/см}^2 < 18,9 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка касательных напряжений на опоре по формуле (VII.23):

$$\tau_x = \frac{QS_x}{I_x \delta_{\text{ст}}} = \frac{1550 \cdot 13\,350}{1\,915\,000 \cdot 1,4} = 7,7 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 13 = 11,7 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка местных напряжений в стенке балки. Предварительно найдем составляющие напряжений для проверки по формулам (X.38).

Нормальные напряжения от общего поперечного изгиба:

$$\sigma_x^0 = \frac{M_x}{W_x} = \frac{385\,000}{24\,900} = 15,5 \text{ кН/см}^2.$$

Местные нормальные напряжения от сосредоточенного воздействия колеса крана в направлении оси y :

$$\sigma_y^M = \frac{n_1 P_1}{\delta_{\text{ст}} z} = \frac{1,3 \cdot 606}{1,4 \cdot 41,6} = 13,5 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь

$$\begin{aligned}z &= c \sqrt[3]{\frac{J_{\Pi}}{\delta_{\text{ст}}}} = 3,25 \sqrt[3]{\frac{2930}{1,4}} = 41,6 \text{ см}; \\ J_{\Pi} &= \frac{50 \cdot 2,5^3}{12} + 2865 = 2930 \text{ см}^4.\end{aligned}$$

Местные нормальные напряжения от распорного действия сосредоточенной силы под колесом крана в направлении оси x :

$$\sigma_x^M = 0,25 \sigma_y^M = 0,25 \cdot 13,5 = 3,38 \text{ кН/см}^2.$$

Местные нормальные напряжения в направлении оси y от изгиба стенки. Предварительно найдем:

$$M_{\text{кр}} = (Pe + 0,75Th_p)n = (505 \cdot 1,5 + 0,75 \cdot 50 \cdot 5 \cdot 15)1,2 = 1325 \text{ кН·см};$$

$$J_{кр} = J_{кр.р} + \frac{b_{п} \cdot \delta_{п}^3}{3} = 765 + \frac{50 \cdot 2,5^3}{3} = 1025 \text{ см}^4;$$

$$\sigma_y^H = \frac{2M_{кр} \cdot \delta_{ст}}{J_{кр}} = \frac{2 \cdot 1325 \cdot 1,4}{1025} = 3,62 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения от общего поперечного изгиба под колесом крана:

$$\tau_{xy}^0 = \frac{Q' \cdot S_{п}}{J_x \cdot \delta_{ст}} = \frac{438 \cdot 9470}{1\,915\,000 \cdot 1,4} = 1,47 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$S_{п} = F_{п} a = 50 \cdot 2,5 \left(74,5 + \frac{2,5}{2} \right) = 9470 \text{ см}^3.$$

Местные касательные напряжения от сосредоточенного давления колеса крана:

$$\tau_{xy}^M = 0,3\sigma_y^M = 0,3 \cdot 13,5 = 4,05 \text{ кН/см}^2.$$

Местные касательные напряжения от изгиба стенки:

$$\tau_{xy}^H = 0,4\sigma_y^H = 0,4 \cdot 3,62 = 1,45 \text{ кН/см}^2.$$

Местные напряжения в стенке балки по формулам (Х.38):

$$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^M = 15,5 + 3,38 = 18,88 \text{ кН/см}^2 < 18,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_y = \sigma_y^M + \sigma_y^H = 13,5 + 3,62 = 17,12 \text{ кН/см}^2 < 18,9 \text{ кН/см}^2;$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \tau_x^0 + \tau_{xy}^M + \tau_{xy}^H = 1,47 + 4,05 + 1,45 = \\ &= 6,97 \text{ кН/см}^2 < 11,7 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ср} &= \sqrt{(\sigma_x^0 + \sigma_x^M)^2 + (\sigma_y^M)^2 - (\sigma_x^0 + \sigma_x^M) \sigma_y^M + 3(\tau_{xy}^0 + \tau_{xy}^M)^2} = \\ &= \sqrt{(15,5 + 3,38)^2 + 13,5^2 - (15,5 + 3,38) 13,5 + 3(1,47 + 4,05)^2} = \\ &= 19,4 \text{ кН/см}^2 < 1,15 \cdot 0,9 \cdot 21 = 21,7 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

5. Проверка жесткости балки. Относительный прогиб балки определяем по формуле (VII.24):

$$\frac{f}{l} = \frac{M^H l}{10EJ} = \frac{29\,200 \cdot 1200}{10 \cdot 21\,000 \cdot 1\,915\,000} = \frac{1}{1150} < \left[\frac{1}{600} \right].$$

Здесь $M^H = \frac{M}{kn} = \frac{3850}{1,1 \cdot 1,2} = 2920 \text{ кН/м}$ — нормативный изгибающий момент.

6. Проверка местной устойчивости стенки балки. Отношение высоты стенки к ее толщине

$$\frac{h_{ст}}{\delta_{ст}} = \frac{160}{1,4} = 114 > 80,$$

поэтому требуется установка поперечных ребер жесткости, расстояние между которыми принимаем 1500 мм.

Проверим местную устойчивость стенки среднего (наибольшие нормальные напряжения) и опорного (наибольшие касательные напряжения) отсеков (рис. X.51, а). Так как местная устойчивость проверяется от усредненных напряжений по длине отсека, надо определить расчетные усилия на границе отсеков (точки а, б, в, с, d) от за-

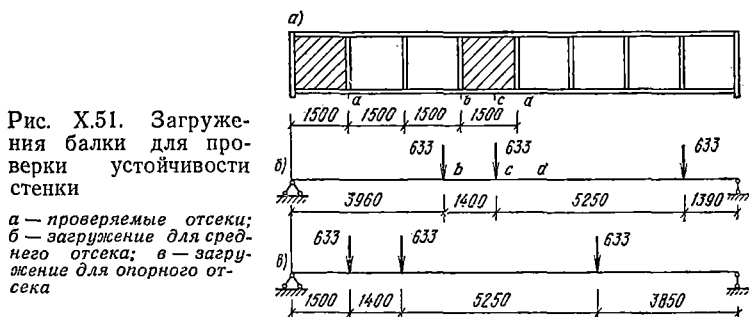


Рис. X.51. Загруженная балка для проверки устойчивости стенки

а — проверяемые отсеки; б — загрузка для среднего отсека; в — загрузка для опорного отсека

грузжений, дающих в них наибольшие нормальные (рис. X.51, б) и касательные (рис. X.51, в) напряжения.

Средний отсек:

$$M_b = (850 \cdot 4,5 - 633 \cdot 0,54) 1,05 = 3640 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_c = 3850 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ (определен раньше);}$$

$$M_d = [850 \cdot 6 - 633 (2,04 + 0,64)] 1,05 = 3560 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{ср}} = \frac{3640 + 3850 + 3560}{3} = 3683 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_b = (850 - 633) 1,05 = 228 \text{ кН};$$

$$Q_d = (850 - 2 \cdot 633) 1,05 = -437 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{ср}} = \frac{228 - 437}{2} = -104 \text{ кН}.$$

Средние напряжения в отсеке:

$$\sigma = \frac{M_{\text{ср}}}{I_x} y = \frac{368300 \cdot 74,5}{1915000} = 14,4 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{ср}}}{h_0 \delta_{\text{ст}}} = \frac{104}{160 \cdot 1,4} = 0,46 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_m = \frac{n_1 P_1}{\delta_{\text{ст}} z} = \frac{1,1 \cdot 606}{1,4 \cdot 41,6} = 11,5 \text{ кН/см}^2;$$

при проверке устойчивости стенки $n_1 = 1,1$.

Определим критические напряжения для стенки среднего отсека. Так как значения

$$\frac{d}{h_0} = \frac{1500}{1600} = 0,938 > 0,8 \quad \text{и} \quad \frac{\sigma_M}{\sigma} = \frac{11,5}{14,4} = 0,8$$

больше предельного значения, указанного в табл. 29 СНиП II-V.3-72, нормальные критические напряжения находятся по формуле:

$$\sigma_{кр} = k_2 \left(\frac{100\delta_{ст}}{h_0} \right)^2 = 7,95 \left(\frac{100 \cdot 1,4}{160} \right)^2 = 6,08 \text{ тс/см}^2 = 60,8 \text{ кН/см}^2,$$

значение k_2 взято по табл. 30 СНиП II-V.3-72.

Критические касательные напряжения по формуле (VII.61):

$$\begin{aligned} \tau_{кр} &= \left(12,5 + \frac{9,5}{\mu^2} \right) \left(\frac{100\delta_{ст}}{d} \right)^2 = \\ &= \left(12,5 + \frac{9,5}{1,067^2} \right) \left(\frac{100 \cdot 1,4}{150} \right)^2 = 18,2 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

где $\mu = \frac{160}{150} = 1,067$.

Критические напряжения от местного сжатия:

$$\sigma_{м.кр} = k_1 \left(\frac{100\delta_{ст}}{a} \right)^2 = 4,16 \left(\frac{100 \cdot 1,4}{150} \right)^2 = 3,62 \text{ тс/см}^2 = 36,2 \text{ кН/см}^2,$$

значение k_1 взято по табл. 28 СНиП II-V.3-72 в зависимости от γ :

$$\gamma = c \frac{b_{п}}{h_0} \left(\frac{\delta_{п}}{\delta_{ст}} \right)^3 = 2 \frac{50}{160} \left(\frac{2,5}{1,4} \right)^3 = 3,56.$$

Местная устойчивость стенки по формуле (X.43):

$$\begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{м.кр}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}} \right)^2} = \\ &= \sqrt{\left(\frac{14,4}{60,8} + \frac{11,5}{36,2} \right)^2 + \left(\frac{0,46}{18,2} \right)^2} = 0,56 < 0,9. \end{aligned}$$

Аналогично проверяем местную устойчивость стенки *опорного отсека* (загружение по рис. X.51, в):

$$M_a = \left[\frac{633}{12} (3,85 + 9,1 + 10,5) 1,5 \right] 1,05 = 1950 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{ср} = \frac{1950}{2} = 975 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_a = \frac{633}{12} (3,85 + 9,1 + 10,5) 1,05 = 1290 \text{ кН (по всему отсеку)}.$$

Средние напряжения:

$$\sigma = \frac{97\,500 \cdot 74,5}{1\,915\,000} = 3,81 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau = \frac{1290}{160 \cdot 1,4} = 5,76 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_M = 11,5 \text{ кН/см}^2 \text{ (определено ранее).}$$

Критические напряжения такие же, как и для стенки в среднем отсеке, поэтому сразу проверяем условие местной устойчивости:

$$\sqrt{\left(\frac{3,81}{60,8} + \frac{11,5}{36,2}\right)^2 + \left(\frac{5,76}{18,2}\right)^2} = 0,5 < 0,9.$$

Определим требуемое сечение промежуточных ребер жесткости: ширина ребра:

$$b_p \geq \frac{h_{ст}}{30} + 40 = \frac{1600}{30} + 40 = 93 \text{ мм},$$

принимаем 100 мм;
толщина ребра

$$\delta_p \geq \frac{b_p}{15} = \frac{100}{15} = 6,7 \text{ мм},$$

принимаем 8 мм.

7. Расчет сопряжений и узлов балки. *Сопряжение верхнего пояса со стенкой* конструируем с разделкой кромки стенки и полным проваром на всю толщину стенки. В этом случае сварное соединение равнопрочно основному металлу и расчета швов не требуется.

Требуемая толщина нижних поясных швов определяется по формуле (VII.69):

$$h_{ш} \geq \frac{Q S_{п}}{2 \beta I_x m R_y^{св}} = \frac{1550 \cdot 8240}{2 \cdot 0,7 \cdot 1\,915\,000 \cdot 0,9 \cdot 15} = 0,35 \text{ см},$$

где $S_{п} = F_{п.п} a = 38 \cdot 2,5 \cdot 86,75 = 8240 \text{ см}^3$.

Принимаем швы толщиной $h_{ш} = 8 \text{ мм}$, минимально допустимые при толщине свариваемого металла $\delta = 25 \text{ мм}$ (см. табл. V.5).

Расчет опорного ребра. Опирание подкрановой балки запроектировано через строганный торец опорного ребра (рис. X.52).

Необходимая площадь ребра из условия его смятия по формуле (VII.78):

$$F_{см} = \frac{Q}{m R_{см.т}} = \frac{1550}{0,9 \cdot 32} = 54 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение опорного ребра $300 \times 20 \text{ мм}$.

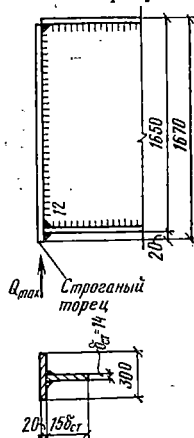


Рис. X.52. К расчету опорного ребра

Определяем геометрические характеристики сечения опорной части балки, работающей на сжатие (см. рис. X.52):

$$F_{\text{оп.ч}} = 2 \cdot 30 + 1,4 \cdot 15 \cdot 1,4 = 89,4 \text{ см}^2;$$

$$I_{\text{оп.ч}} = \frac{2 \cdot 30^3}{12} = 4500 \text{ см}^4;$$

$$r_{\text{оп.ч}} = \sqrt{\frac{I_{\text{оп.ч}}}{F_{\text{оп.ч}}}} = \sqrt{\frac{4500}{89,4}} = 7,1 \text{ см.}$$

Гибкость опорного сечения из плоскости балки:

$$\lambda = \frac{h}{r_{\text{оп.ч}}} = \frac{167}{7,1} = 23,5; \quad \varphi = 0,961.$$

Проверяем напряжения:

сжатие в опорном ребре по формуле (VII.78):

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{Q}{F_{\text{см}}} = \frac{1550}{2 \cdot 30} = 25,8 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 32 = 28 \text{ кН/см}^2;$$

устойчивость опорного сечения по формуле (VII.77):

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi F_{\text{оп.ч}}} = \frac{1550}{0,961 \cdot 89,4} = 18 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 21 = 18,9 \text{ кН/см}^2.$$

Требуемая высота сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, по формуле (VII.80):

$$h_{\text{ш}} \geq \sqrt{\frac{Q}{n \cdot 60 \beta m R_y^{\text{св}}}} = \sqrt{\frac{1550}{2 \cdot 60 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 15}} = 1,17 \text{ см,}$$

принимаем $h_{\text{ш}} = 12 \text{ мм}$.

Расчет крепления подкрановой балки к колонне. Крепление балки к колонне проектируем в виде двух стержней диаметром $d = 30 \text{ мм}$ ($F_{\text{ст}} = 7,07 \text{ см}^2$) из стали класса С 52/40, марки 10Г2С1 (см. рис. X.50).

Горизонтальная поперечная сила по центру крепления по формуле (X.45):

$$T_{\text{кр}} = Q_T \frac{h_1}{h_2} = 148 \frac{182}{137} = 196 \text{ кН.}$$

Наибольший изгибающий момент в балке при положении, дающем максимальную поперечную силу на опоре (загружение см. на рис. X.49, в):

$$M = \frac{633}{12} (1,4 + 6,65) 5,35 \cdot 1,05 = 2400 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Горизонтальные и вертикальные перемещения в центре крепления (с учетом его понижения относительно верха балки) по формулам (X.46) и (X.47):

$$\Delta_{\Gamma} = \frac{240\,000 \cdot 1200 \cdot 154}{6 \cdot 21\,000 \cdot 1\,915\,000} \frac{(77 - 30)}{77} = 0,056 \text{ см};$$

$$\Delta_{\text{в}} = \frac{Rh}{EF_{\text{оп.ч}}} = \frac{1550 \cdot 167}{21\,000 \cdot 89,4} \frac{137}{167} = 0,113 \text{ см}.$$

Результирующее перемещение в центре крепления:

$$\Delta = \sqrt{\Delta_{\Gamma}^2 + \Delta_{\text{в}}^2} = \sqrt{0,056^2 + 0,113^2} = 0,129 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики сечения стержня диаметром 30 мм:

$$I_x = \frac{\pi d^4}{64} \approx 0,05 d^4 = 0,05 \cdot 3^4 = 4,05 \text{ см}^4;$$

$$W_x = \frac{\pi d^3}{32} \approx 0,1 d^3 = 0,1 \cdot 3^3 = 2,7 \text{ см}^3;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I}{F}} = \frac{d}{4} = \frac{3}{4} = 0,75 \text{ см}.$$

Изгибающий момент в одном стержне от перемещения по формуле (X.48):

$$M = \frac{6EI_{\text{кр}}}{l_{\text{кр}}^2} \Delta = \frac{6 \cdot 21\,000 \cdot 4,05}{50^2} 0,129 = 26,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Нормальная сила в одном стержне

$$N = \frac{T_{\text{кр}}}{2} = \frac{196}{2} = 98 \text{ кН}.$$

Проверяем устойчивость стержня крепления при внецентренном сжатии по формуле (X.50):
гибкость стержня

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{50}{0,75} = 66,7;$$

условная гибкость стержня

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}} = 66,7 \sqrt{\frac{34}{21\,000}} = 2,68;$$

относительный эксцентриситет

$$m = \frac{M}{N} \frac{F}{W} = \frac{26,3}{98} \frac{7,07}{2,7} = 0,7;$$

приведенный эксцентриситет

$$m_1 = \eta m = 1 \cdot 0,7 = 0,7.$$

Здесь $\eta=1$ — коэффициент влияния формы сечения, который определяем по табл. 4 прил. II для сплошного сечения типа 1.

Коэффициент $\varphi^{вн}=0,454$ принимаем по табл. 2 прил. II в зависимости от $\bar{\lambda}=2,68$ и $m_1=0,7$.

Проверяем устойчивость принятого сечения стержня

$$\sigma = \frac{N}{\varphi^{вн} F} = \frac{98}{0,454 \cdot 7,07} = 30,5 \text{ кН/см}^2 < 0,9 \cdot 34 = 30,6 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость стержней крепления обеспечена.

Глава XI

ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

§ 43. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Листовые конструкции представляют собой различные сооружения типа оболочек, несущей основой которых являются плоские или изогнутые металлические листы (пластинки и оболочки). Они применяются для хранения, перегрузки, транспортирования, технологической переработки жидкостей, газов и сыпучих материалов. Листовые конструкции находят очень широкое распространение во всех областях промышленности и составляют по массе около 20% всех применяемых металлических конструкций.

Номенклатура металлических листовых конструкций весьма широка. Они могут быть классифицированы по назначению:

резервуары для хранения жидкостей (нефти, нефтепродуктов, спирта, кислот, сжиженных газов и пр.);

газгольдеры для хранения и выравнивания состава газов;

бункера и силосы для хранения и перегрузки сыпучих тел (руды, угля, известняка, цемента, песка и т. п.);

листовые конструкции доменных цехов (кожухи доменных печей, воздухонагревателей, пылеуловителей);

листовые конструкции специальных технологических установок химических и нефтеперерабатывающих заводов;

трубопроводы большого диаметра для транспортирования воды и газов, используемые в гидроэлектростан-

циях, на металлургических, нефтехимических и иных предприятиях.

Ряд специфических особенностей расчета, проектирования и изготовления листовых конструкций выделяет их в самостоятельную группу металлических конструкций. Рабочими элементами листовых конструкций являются пластинки и оболочки, расчет которых выполняется довольно сложными методами. Поверхности оболочек образуются геометрическими построениями с высокой степенью точности. Листовые конструкции должны иметь плотнопрочные соединения, поэтому в них много сварных швов. Конструкции больших размеров приходится собирать на монтаже из отдельных листов, что увеличивает трудоемкость при одновременном требовании очень высокого качества работ.

Контакт листовых конструкций с жидкостями и газами, агрессивными по отношению к стали, часто сильно снижает долговечность конструкций (известны случаи разъедания резервуаров и трубопроводов жидкостями с сернистыми примесями за 2—3 года эксплуатации). В таких случаях весьма рациональны алюминиевые листовые конструкции, которые, несмотря на высокую первоначальную стоимость, в результате увеличения срока службы становятся намного экономичнее стальных.

§ 44. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Элементами, образующими листовую конструкцию, являются плоские металлические листы — пластинки или изогнутые листы — оболочки. Работа и расчет пластинок и оболочек зависят от их геометрических параметров.

1. ПЛАСТИНКИ

Работа и расчет плоских пластинок зависят от отношения l/δ (где l — пролет пластинки или наименьший размер в плане при опирании пластинки по контуру, δ — ее толщина).

Толстые пластинки имеют отношение $l/\delta \leq 5$. При их расчете должны учитываться напряжения в трех взаимно перпендикулярных направлениях. Такие пластинки в строительных конструкциях применяются очень редко и здесь не рассматриваются,

Пластинки малого прогиба имеют отношение $5 < l/\delta < 50$. Такие пластинки работают только на изгиб. Чтобы можно было пренебречь напряжениями от распора, наибольший прогиб пластинки не должен превышать половины ее толщины ($f_{\max} \leq \delta/2$).

Пластинки большого прогиба имеют обычно отношение пролета к толщине $50 < l/\delta < 300$. Вследствие большого прогиба цепными напряжениями от распора пренебречь нельзя. Такие пластинки работают на совместное действие изгиба и растяжения. Прогиб пластинок может превосходить половину ее толщины ($f_{\max} > \delta/2$).

Гибкие пластинки (мембраны) имеют отношение $l/\delta > 300$ и работают как гибкие нити только на растяжение от распора.

Прогибы и напряжения в пластинках зависят от опирания ее контура, которое может быть шарнирным, жестким или свободным по различным краям пластинки.

Расчет прямоугольных пластинок при равномерно распределенной нагрузке q по всей ее площади.

1. Пластинки шарнирно или жестко оперты по двум параллельным сторонам (или по четырем сторонам, но при отношении сторон $b/a \geq 3$, где a — меньшая сторона):

а) пластинки малых и больших прогибов. Расчет таких пластинок рассмотрен в § 23;

б) мембраны. Распор H для полосы шириной 1 см:

$$H = \sqrt[3]{\frac{q^2 a^2 E \delta}{24(1 - \mu^2)}}, \quad (XI.1)$$

где q — нагрузка, кН/см; E — модуль упругости металла пластинки (стали или алюминия); $\mu = 0,3$ — коэффициент Пуассона.

Цепные напряжения в середине пролета

$$\sigma = H/\delta. \quad (XI.2)$$

Наибольший прогиб

$$f_{\max} = \frac{qa^2}{8H}. \quad (XI.3)$$

2. Пластинки оперты по четырем сторонам ($b/a < 3$).

а) Пластинки малого прогиба. Наибольшее напряжение и прогиб в центре шарнирно опертой пластинки определяются по формулам;

$$\sigma = \frac{0,75qa^2}{\delta^2(1 + 1,61\xi^3)}, \quad (XI.4)$$

$$f_{\max} = \frac{0,1422qa^4}{E\delta^2(1 + 2,21\xi^3)}. \quad (XI.5)$$

Наибольшее напряжение на опоре и прогиб в центре жестко заземленной пластинки могут быть найдены по формулам:

$$\sigma = \frac{0,5qa^2}{\delta^2 (1 + 0,623\xi^6)}; \quad (XI.6)$$

$$f_{\max} = \frac{0,0284qa^4}{E\delta^3 (1 + 1,056\xi^6)}. \quad (XI.7)$$

В формулах (XI.4) — (XI.7) $\xi = a/b$ (a — меньшая сторона пластинки, b — большая ее сторона).

б) *Пластины большого прогиба* при шарнирно неподвижном опирании по четырем сторонам.

Напряжения в центре пластинки от изгиба:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 5,4E\delta f_{\max} (1/a^2 + 0,3/b^2); \\ \sigma_y &= 5,4E\delta f_{\max} (1/b^2 + 0,3/a^2). \end{aligned} \right\} \quad (XI.8)$$

Цепные напряжения в центре пластинки:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= 1,35Ef_{\max}^2 (1,91/a^2 + 0,3/b^2); \\ \sigma'_y &= 1,35Ef_{\max}^2 (1,91/b^2 + 0,3/a^2). \end{aligned} \right\} \quad (XI.9)$$

Наибольший прогиб $f_{\max}$ предварительно определяется из уравнения (которое решается методом последовательных приближений)

$$\begin{aligned} \frac{16q}{\pi^6} &= \frac{Df_{\max}}{16} (1/a^2 + 1/b^2)^2 + \\ &+ \frac{E\delta f_{\max}^3}{233} [1,2/a^2b^2 + 2,91 (1/a^4 + 1/b^4)], \end{aligned} \quad (XI.10)$$

где $D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$ — цилиндрическая жесткость пластинки.

Ось x направлена вдоль стороны a , ось y — вдоль стороны b . Наибольшие расчетные напряжения в центре пластинки от изгиба и распора:

$$\sigma_{x_{\max}} = \sigma_x + \sigma'_x \text{ и } \sigma_{y_{\max}} = \sigma_y + \sigma'_y. \quad (XI.11)$$

в) *Мембрана, опертая по контуру*. Наибольшие напряжения и прогиб определяются по формулам:

$$\sigma_x = \alpha \sqrt[3]{\frac{q^2 Ea^2}{4\delta^2}}; \quad (XI.12)$$

$$\sigma_y = \beta \sqrt[3]{\frac{q^2 Ea^2}{4\delta^2}}; \quad (XI.13)$$

$$f_{\max} = \gamma \sqrt[3]{\frac{qa^4}{16E\delta}}. \quad (XI.14)$$

Коэффициенты α , β и γ принимаются по табл. XI.1 в зависимости от отношения b/a (a — меньшая из сторон контура мембраны).

ТАБЛИЦА XI.1. КОЭФФИЦИЕНТЫ α , β , γ

b/a	1	1,5	2	2,5	3
α	0,38	0,48	0,52	0,56	0,57
β	0,38	0,33	0,28	0,25	0,23
γ	0,66	0,77	0,83	0,85	0,86

Более сложные случаи нагружения пластинок различной формы и с разными условиями опирания приводятся в специальной литературе.

2. ОБОЛОЧКИ

Поверхность оболочек образуется изгибом листов по заданному радиусу кривизны. Оболочки, изогнутые в одном направлении с постоянным радиусом кривизны, называются **цилиндрическими**; если этот радиус изменяется вдоль оси вращения по линейному закону, получается **коническая** оболочка. Если оболочки образованы изгибом листа во взаимно перпендикулярных направлениях, получается **сферическая** оболочка.

Работа и расчет оболочек зависят от отношения ее радиуса кривизны к толщине r/δ . Оболочки называют **толстыми** при $r/\delta < 20$ (такие оболочки не относятся к листовым конструкциям). **Тонкие** оболочки листовых конструкций имеют отношение $r/\delta \geq 20$. Равновесие элемента тонкой оболочки при определенных условиях соблюдается при наличии только осевых сил T_1 и T_2 без изгиба (рис. XI.1, а), направленных по образующим в перпендикулярном направлении (безмоментная теория расчета). К таким условиям относятся:

1) сплошные осесимметричные нагрузки без резких изменений интенсивности;

2) участок оболочки должен быть сплошным, гладким, большим, достаточно удаленным от так называемых **краевых линий**, препятствующих или искажающих плавность деформаций оболочки. Такие линии образуются ребрами жесткости, днищами, резкими изменениями толщины, острыми перегибами (рис. XI.1, б). Деформация оболочки в этих местах стеснена, на некотором участке происходит местный изгиб и возникающим изгибом оболочки уже нельзя пренебречь. Возникновение изгибающих моментов у краевых линий называется **краевым эффектом**.

Напряжения в оболочках, работающих на равномерное внутреннее давление

Рассмотрим равновесие вырезанного из сферической оболочки элемента со сторонами dS_1 и dS_2 , нагруженного внутренним давлением p (рис. XI.1, а). Меридиональные и кольцевые силы T_1 и T_2 , направленные по

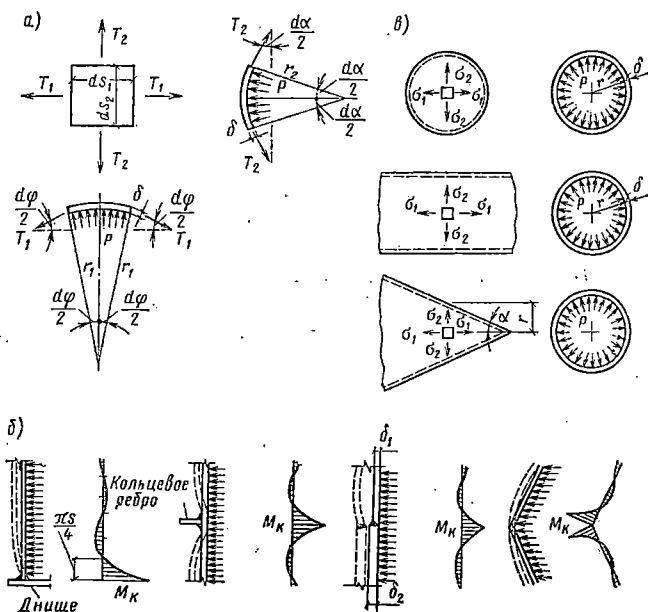


Рис. XI.1. К расчету оболочек

а — равновесие элемента; б — краевой эффект; в — простейшие оболочки под внутренним давлением

касательной к срединной поверхности оболочки, представляют собой равнодействующие нормальных напряжений, приложенных к сторонам элемента, $T_1 = \sigma_1 \delta dS_2$ и $T_2 = \sigma_2 \delta dS_1$. Спроектируем все силы на направление нормали оболочки. По условию равновесия сумма этих сил должна равняться нулю:

$$2T_1 \sin \frac{d\varphi}{2} + 2T_2 \sin \frac{d\alpha}{2} - p dS_1 dS_2 = 0.$$

Так как при малых углах

$$\sin \frac{d\varphi}{2} = \frac{d\varphi}{2}; \quad \sin \frac{d\alpha}{2} = \frac{d\alpha}{2};$$

$$d\varphi = \frac{dS_1}{r_1} \quad \text{и} \quad d\alpha = \frac{dS_2}{r_2},$$

то, подставив в полученное уравнение $d\varphi$ и $d\alpha$ и разделив обе его части на $dS_1 \cdot dS_2$, получим

$$\frac{T_1}{r_1 dS_2} + \frac{T_2}{r_2 dS_1} = p.$$

Подставив сюда значения T_1 и T_2 , выраженные через нормальные напряжения σ_1 и σ_2 , получим основное уравнение напряженного состояния тонких оболочек:

$$\sigma_1/r_1 + \sigma_2/r_2 = p/\delta. \quad (\text{XI.15})$$

Отсюда получим напряжения для некоторых оболочек простейших форм (рис. XI.1, в).

1. Шаровая оболочка ($r_1 = r_2 = r$).

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2\delta}. \quad (\text{XI.16})$$

2. Цилиндрическая оболочка ($r_1 = \infty$; $r_2 = r$):

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2\delta}; \quad (\text{XI.17})$$

$$\sigma_2 = \frac{pr}{\delta}. \quad (\text{XI.18})$$

3. Коническая оболочка ($r_1 = \infty$; $r_2 = r/\cos \alpha$):

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2\delta \cos \alpha}; \quad (\text{XI.19})$$

$$\sigma_2 = \frac{pr}{\delta \cos \alpha}. \quad (\text{XI.20})$$

Напряжения σ_1 для цилиндрической и конической оболочек получены из дополнительного уравнения равновесия отсеченной части оболочки с днищем.

Проверка прочности оболочек. Оболочки, как правило, испытывают двухосное напряженное состояние ($\sigma_1 \neq 0$ и $\sigma_2 \neq 0$). Поэтому проверку прочности их следует производить по приведенным напряжениям [см. § 5, формулу (II.3)]

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2} \leq mR, \quad (\text{XI.21})$$

при этом должны соблюдаться условия, чтобы $\sigma_1 \leq mR$ и $\sigma_2 \leq mR$.

Устойчивость оболочек. При равномерном внутреннем давлении σ_1 и σ_2 получаются растягивающими. При равномерном внешнем давлении или внутреннем вакууме напряжения определяются по тем же формулам, однако они будут другого знака, сжимающими. В этом случае оболочка может потерять устойчивость. Проверка оболочек на устойчивость заключается в том, чтобы расчетные напряжения в оболочке σ от нагрузки не превышали критических $\sigma_{кр}$, которые зависят от вида оболочки, отношения r/δ , напряженного состояния и материала

$$\sigma \leq \sigma_{кр}. \quad (XI.22)$$

Значения критических напряжений для оболочек приведены в СНиП II-V.3-72 и в специальной литературе.

Краевой эффект. Как уже отмечалось, у мест, препятствующих свободным деформациям оболочек (краевых линий), проявляется краевой эффект — изгиб (рис. XI.1, б). Возникающие моменты M_k часто бывают большими, однако они быстро уменьшаются. Эпюры моментов по длине оболочки имеют волнообразный, резко затухающий характер. Так, в цилиндрических оболочках момент первой волны достигает нулевого значения на расстоянии $\pi S/4$ от краевой линии (см. рис. XI.1, б), где характеристика S определяется по формуле

$$S = 0,78 \sqrt{\delta r}, \quad (XI.23)$$

а наибольший изгибающий момент во второй волне уменьшается более чем в 20 раз по сравнению с краевым моментом.

При сопряжении цилиндрических оболочек с плоским днищем краевой момент на 1 см длины можно приближенно определить по формуле

$$M_k = \alpha p r \delta, \quad (XI.24)$$

где $\alpha = 0,3$ при жестком защемлении и $\alpha = 0,1$ при упругом защемлении цилиндрической оболочки в днище; p — внутреннее давление у места сопряжения.

Дополнительные местные напряжения от изгиба в оболочке:

$$\sigma = \frac{M_k}{W} = \frac{6M_k}{\delta^2}. \quad (XI.25)$$

При расчете оболочек, основанном на предположении неограниченной упругости материала, местные напряжения от изгиба часто получаются весьма значительными, превышающими предел текучести материала. В действительности после достижения материалом предела текучести эти напряжения перестают нарастать, в зоне возникновения краевого эффекта в кольцевом сечении появляется шарнир пластичности и оболочка начинает работать по измененной схеме со смягчением жесткости по краевой линии и перераспределением напряжений. Появление шарнира пластичности по краевой линии оболочки не превращает ее в изменяемую систему; следовательно, несущая способность ее не является исчерпанной.

В действующих нормах проектирования нет прямых указаний о необходимости проверки листовых конструкций на напряжения от краевого эффекта, однако в каждом конкретном случае их надо иметь в виду, оценивать и в некоторых случаях учитывать. Влияние краевого эффекта должно учитываться также конструктивными мероприятиями: применением сталей с гарантией загиба в холодном состоянии, электродов повышенного качества, плавными переходами от одной формы оболочки к другой, устройством плавных скосов кромок при изменении толщин листов и т. д.

§ 45 ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПРОМЫШЛЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. РЕЗЕРВУАРЫ

Конструктивная форма применяемых резервуаров зависит от их назначения и величины внутреннего давления продукта.

Для хранения нефти и нефтепродуктов с низкой упругостью паров применяются наземные вертикальные цилиндрические резервуары постоянного объема, простые в изготовлении и монтаже, а также экономичные по расходу стали. Эти резервуары рассчитывают на небольшое избыточное давление внутренней паровоздушной среды до 2 кН/м^2 , поэтому их называют *резервуарами низкого давления*.

Хранение светлых нефтепродуктов и других жидкостей с высокой упругостью паров в резервуарах низкого давления приводит к большим потерям от испарения.

Поэтому такие продукты хранят в резервуарах, рассчитанных на повышенное внутреннее давление до 70—200 кН/м² для легких жидкостей и до 600—1800 кН/м² для сжиженных газов. *Резервуары повышенного давления* имеют криволинейные очертания элементов с плавными сопряжениями между собой; конструкции их сложнее, однако применение экономически оправдано. Существуют также *резервуары специальных конструкций* с понтонами и стационарной крышей или с плавающими крышами.

Вертикальные цилиндрические резервуары низкого давления. В настоящее время широко применяются типовые резервуары низкого давления объемом 100—20 000 м³, строятся и более крупные резервуары объемом 50 000 м³. Конструкция вертикального цилиндрического резервуара состоит из днища, корпуса и покрытия. В типовых проектах предусматривают также необходимое при эксплуатации оборудование (лестницу, люки, патрубки, краны и клапаны).

Днище резервуара устанавливается непосредственно на песчаную подушку высотой 200—350 мм над поверхностью земли с уклоном от центра к краям $i=1:100$. Днище испытывает небольшие напряжения сжатия от давления жидкости, поэтому его толщина принимается конструктивно: $\delta=4$ мм при диаметре резервуара $D<18$ м, $\delta=5$ мм при $D=18\ldots 25$ м и $\delta=6$ мм при $D>25$ м. Крайние листы, примыкающие к линии обреза днища (окрайка днища), принимаются на 1—2 мм толще. *Корпус резервуара* под воздействием гидростатического давления жидкости испытывает растяжение, и толщина его листов принимается по расчету, однако из условия сварки их толщина не должна быть менее 4 мм. Листы толщиной 6 мм и более свариваются встык, при меньшей толщине сварка производится внахлестку с телескопическим или ступенчатым расположением листов по вертикали. При сварке листов внахлестку наружные швы выполняются сплошными, а внутренние — прерывистыми длиной 100 мм и с просветами 300 мм. Для хранения сильно агрессивных продуктов (например, сернистый нефть) оба кольцевых шва следует выполнять сплошными. Крыша резервуара опирается на корпус и центральную стойку, толщина ее листов 2,5—3 мм. На рис. XI.2, а показана конструкция цилиндрического резервуара низкого давления объемом 5000 м³

со щитовой кровлей и центральной стойкой. В настоящее время резервуары возводят с применением изготовленных на заводе рулонированных полотнищ днища и корпуса; при монтаже их разворачивают и соединяют (рис. XI.2, б). Этот прогрессивный метод, предложенный

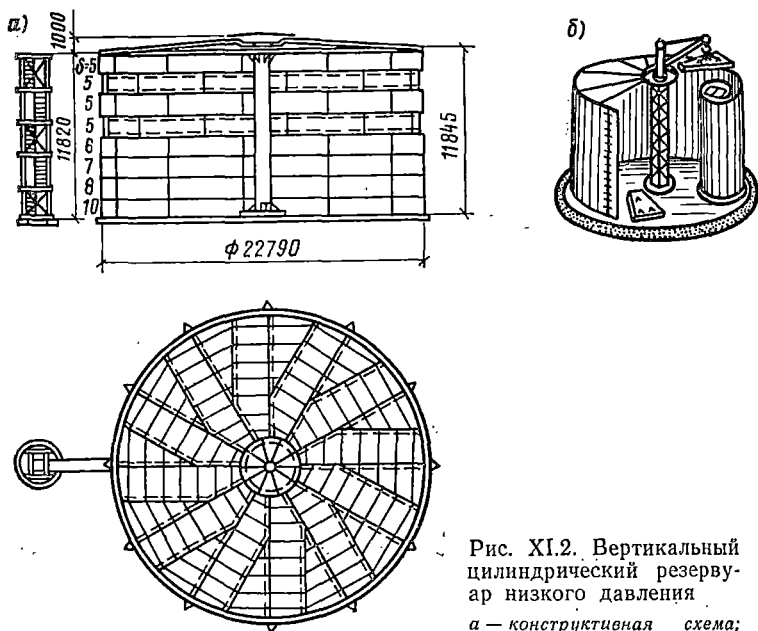


Рис. XI.2. Вертикальный цилиндрический резервуар низкого давления

а — конструктивная схема;
б — схема монтажа

и впервые примененный в СССР, дает большой экономический эффект. Показанный на рис. XI.2 резервуар объемом 5000 м^3 поставляется на монтаж в следующем виде: днище из двух готовых полотнищ, свернутых вокруг центральной стойки, одно полотнище корпуса, свернутое вокруг лестничной шахты, и кровельные щиты двух типоразмеров. Рулонировать полотнища можно из листов толщиной не более 14 мм.

Стальные листы для резервуаров заказывают одного размера $1500 \times 6000 \text{ мм}$ и высоту H назначают с учетом кратности листа.

Корпус резервуара рассчитывают как цилиндрическую оболочку, нагруженную внутренним гидростати-

ческим и избыточным давлением. Растягивающие кольцевые напряжения в стенке [формула (XI.18)]

$$\sigma_2 = \frac{pr}{\delta} = \frac{(n_1 \gamma x + n_2 p) r}{\delta} \leq mR, \quad (\text{XI.26})$$

где $n_1 \gamma x$ — гидростатическое давление по закону треугольника на глубине x от поверхности жидкости ($n_1 = 1,1$ — коэффициент перегрузки, γ — удельный вес жидкости); $n_2 p$ — заданное избыточное давление среды p с коэффициентом перегрузки $n_2 = 1,2$; r — радиус резервуара; δ — толщина стенки резервуара; m — коэффициент условий работы, принимаемый для корпуса резервуара равным 0,8.

Толщину листов каждого пояса корпуса резервуара определяют по формуле (XI.26) при условии его полного заполнения жидкостью, т.е. расстояние x принимается от верха корпуса до нижнего края пояса. Мериональными напряжениями σ_1 обычно пренебрегают, так как они незначительны. Корпус соединен с днищем двусторонним сплошным угловым швом (рис. XI.3). Чтобы получить гладкую поверхность днища, на которую должен устанавливаться нижний пояс корпуса, листы днища у его краев соединяют встык, для чего угол одного из листов вырезают по линии abc и осаживают до совпадения кромок на участке ab . В месте сопряжения корпуса с днищем возникает изгибающий момент, который с учетом упругости защемления можно определить по формуле (XI.24).

$$M_R = 0,1 n_1 \gamma H r \delta,$$

где H — высота резервуара; остальные обозначения те же, что и в (XI.26).

Чтобы не увеличивать жесткость сопряжения стенки с днищем, выступ днища следует принимать равным

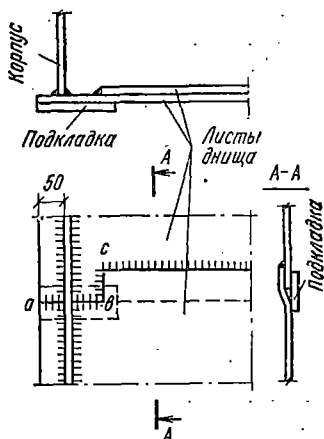


Рис. XI.3. Сопряжение корпуса резервуара с днищем

50 мм. В месте сопряжения проверяют прочность сварных швов по формуле

$$\sigma_{\text{ш}} = M_{\text{к}} / W_{\text{ш}} \leq \omega R_{\text{у}}^{\text{св}}, \quad (\text{XI.27})$$

где $W_{\text{ш}} = \frac{2(\beta h_{\text{ш}})^2}{6}$ — момент сопротивления сечения

1 см двух угловых швов.

Толщина шва рассматриваемого соединения принимается не менее $0,7 \delta$ и не менее 4 мм; наибольшая тол-

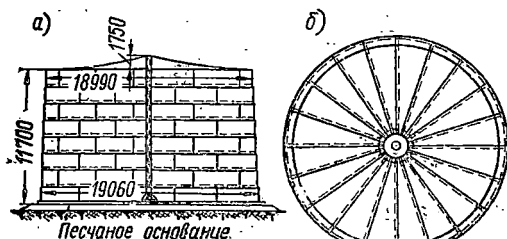


Рис. XI.4. Вертикальный цилиндрический резервуар емкостью 3000 м³

с висячей кровлей
а — разрез; б — план
кровли

щина шва принимается не более $1,2 \delta$ (δ — меньшая из толщин корпуса или днища). Если обеспечена прочность соединения, то прочность корпуса на изгиб можно не проверять.

Кровлю резервуара рассчитывают на следующие нагрузки:

- 1) собственный вес металлических конструкций $0,2-0,4 \text{ кН/м}^2$ с коэффициентом перегрузки $n=1,1$;
- 2) теплоизоляцию — $0,45 \text{ кН/м}^2$ ($n=1,1$);
- 3) снег — в соответствии с районом строительства по СНиП II-6-74;
- 4) вакуум — $0,25 \text{ кН/м}^2$ ($n=1,1$).

Кровля должна быть также проверена на обратное направление нагрузки от избыточного давления 2 кН/м^2 и отсасывающее действие ветра, принимаемое равным $0,8$ скоростного напора ветра соответствующего района (обе нагрузки принимаются с коэффициентом перегрузки $1,2$). При этой проверке предполагается, что снег и теплоизоляция отсутствуют, а разгружающая нагрузка от веса металлических конструкций принимается с коэффициентом перегрузки $0,9$. Прогоны и поперечные ребра кровельных щитов рассчитывают как однопролет-

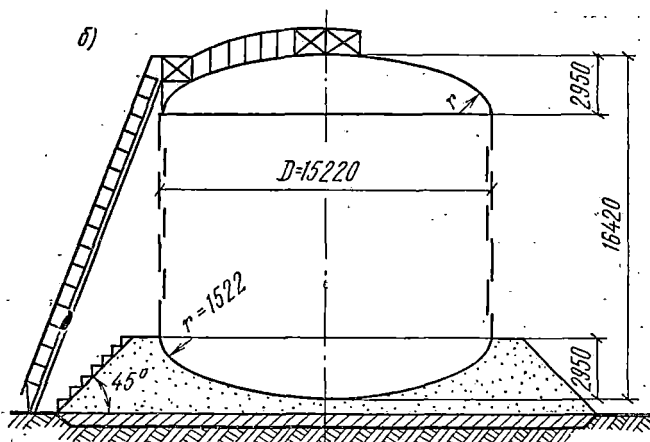
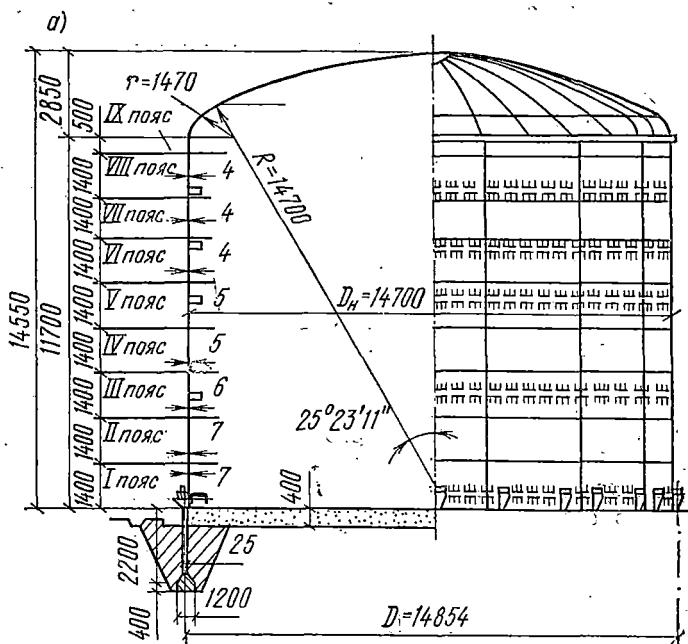


Рис. XI.5. Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления

а — со сфероцилиндрической кровлей и плоским дном; б — с пологими сферическими дном и кровлей

ные балки, а листовую обшивку — как тонкие пластинки.

В вертикальных цилиндрических резервуарах низкого давления находит применение мембранная висячая кровля бескаркасной конструкции из листов толщиной 2,5—3 мм, опирающихся на центральную стойку и корпус (рис. XI.4). Опора стойки устраивается из входящих одна в другую труб так, что при наличии внутреннего давления кровля вместе с центральной стойкой может приподниматься на 1000—1200 мм.

Для резервуаров объемом 10 000 и 20 000 м³ применяется сферическую кровлю, состоящую из отдельных сегментных щитов, опирающихся только на корпус.

Резервуары повышенного давления имеют разнообразную конструктивную форму, особенностью которой является плавность внешнего очертания оболочки, хорошо работающей на внутреннее давление.

1. *Вертикальные цилиндрические резервуары повышенного давления* проектируют со сферическими или сфероцилиндрическими кровлями и плоскими или выпуклыми днищами. Резервуары с плоскими днищами (рис. XI.5, а) при достаточно большом внутреннем давлении могут приподняться и изогнуть днища. Поэтому нижний пояс корпуса таких резервуаров заанкеривают в кольцевой ленточный фундамент стальными тяжами, расположенными через 2—2,5 м. Против консолей для анкеров с внутренней стороны располагается кольцо жесткости из уголка, обеспечивающее прочность и устойчивость нижнего пояса резервуара.

Сфероцилиндрическая кровля резервуаров состоит из цилиндрических лепестков, очерченных двумя сопряженными радиусами по коробовой кривой с плавным переходом к корпусу. Такое решение значительно проще, чем сферическая кровля, требующая вальцовки листов в двух направлениях. Каждый лепесток состоит из двух листовых деталей, свальцованных по разным радиусам. Корпус и кровля резервуара в данном случае имеют разные очертания в месте их сопряжения (окружность и многоугольник), поэтому оно осуществляется через горизонтальный лист или вальцованный швеллер. Устойчивость стенки корпуса при вакууме обеспечивается ребрами жесткости.

Резервуары с выпуклым днищем (рис. XI.5, б) имеют сходную конструкцию кровли и днища. Для равно-

мерного опирания по криволинейному днису резервуар устанавливают на высокую песчаную подушку.

2. Другие конструкции резервуаров повышенного давления.

Горизонтальные цилиндрические резервуары (рис. XI.6, а) проектируются диаметром до 4 м, длиной до 40 м, объемом до 400 м³ с избыточным давлением 40—

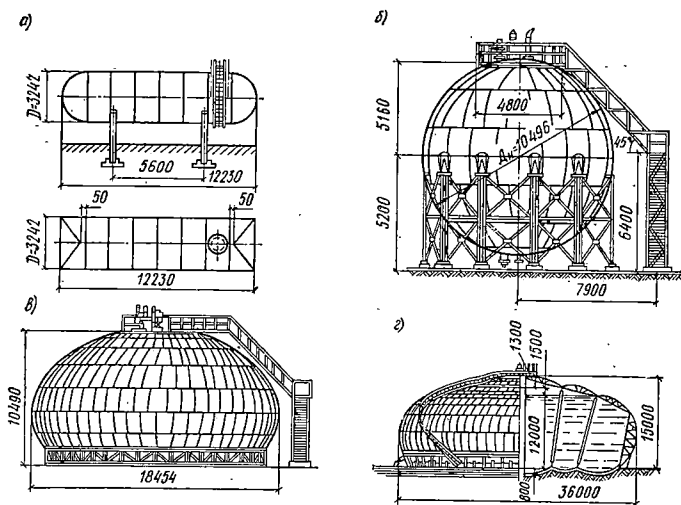


Рис. XI.6. Резервуары повышенного давления

а — горизонтальный цилиндрический; б — шаровой; в — каплевидный; г — многогоровый

70 кН/м² при хранении жидкостей и 200—1800 кН/м² при хранении сжиженных газов. Для удобства перевозки диаметр резервуаров целесообразно принимать не более 3,25 м. Вследствие полной заводской готовности эти резервуары наиболее экономичны.

Наземные резервуары устанавливают на опоры, расстояние между которыми принимается 0,5—0,7 длины резервуара. По оси опор внутри резервуара проектируют диафрагмы из гнутого уголка с приваренным к нему стержневым треугольником жесткости. Днища резервуаров малого объема и давления (диаметр до 2 м и давление до 40 кН/м²) иногда делают плоскими, работающими как мембрана. При больших давлениях применяют сферические, конические или цилиндрические днища.

Напряжение в цилиндрической части резервуара определяется по формулам (XI.17) и (XI.18), в днищах — в зависимости от его вида. Прочность проверяется с учетом приведенных напряжений (XI.21). Для резервуаров, в которых возможен вакуум, необходима проверка устойчивости элемента оболочек по формуле (XI.22).

— *Шаровые резервуары* (рис. XI.6, б) применяют для хранения сжиженных газов и низкокипящих нефтепродуктов при внутреннем избыточном давлении (200—600 кН/м²). Шаровые резервуары устанавливают на 8—12 колонн или на специальное опорное кольцо. Напряжения в оболочке шарового резервуара определяют по формуле (XI.16). При наличии вакуума необходима проверка местной устойчивости.

Каплевидные резервуары (рис. XI.6, в) имеют форму капли жидкости на несмачивающейся поверхности под действием сил поверхностного натяжения. В условиях нормального режима такие резервуары являются равнопрочной и весьма экономичной по затратам стали конструкцией. Целесообразно применение резервуаров объемом 2000—6000 м³ при избыточном давлении 30—50 кН/м² и вакууме до 3 кН/м². Скорлупы для каплевидных резервуаров штампуют на прессах.

Многоторовые резервуары (рис. XI.6, г) рациональны объемом более 6000 м³, однако значительная трудоемкость изготовления препятствует их широкому распространению.

2. ГАЗГОЛЬДЕРЫ

Газгольдеры представляют собой инженерные сооружения в виде сосудов, предназначенных для хранения, выравнивания состава и перемешивания различных газов. В зависимости от внутреннего давления газгольдеры разделяют на два класса: *газгольдеры низкого давления* с избыточным давлением до 5 кН/м² и *высокого давления*, в которых рабочее давление достигает 3000 кН/м², а иногда и более.

Существуют *газгольдеры постоянного давления* и *газгольдеры постоянного объема*. В процессе опорожнения или наполнения в первых изменяется объем, а давление все время остается постоянным; объем вторых постоянный, но изменяется давление газа.

Газгольдеры низкого давления имеют переменный объем и делятся на две группы:

1) *мокрые газгольдеры* с вертикальными направляющими и винтовыми направляющими;

2) *сухие газгольдеры* с поршнем и с гибкой секцией.

Наибольшее распространение имеют мокрые газгольдеры с вертикальными и винтовыми направляющими.

Мокрые газгольдеры. В газгольдерах этой группы для уплотнения подвижных соединений используется вода. Конструкция мокрого газгольдера состоит из неподвижного вертикального цилиндрического резервуара, наполненного водой, в котором находится подвижное звено — опрокинутый стакан-колокол. В газгольдерах больших объемов (10 000 м³ и более) между резервуаром и колоколом могут размещаться подвижные звенья-телескопы. Газ подается под колокол и своим давлением поднимает его, а вода, находящаяся в карманах-желобах, расположенных по периметру колокола и телескопа, является гидравлическим затвором, препятствующим выходу газа наружу. Газгольдер с одним колоколом называется однозвенным, если добавляется телескоп, то двухзвенным и т. д. Применяются типовые газгольдеры объемом до 30 000 м³; существуют, однако, газгольдеры объемом 100 000 м³ и более.

Мокрые газгольдеры с вертикальными направляющими получили свое название потому, что движение колокола и телескопов происходит по вертикальным направляющим, расположенным снаружи газгольдера (рис. XI.7, а).

Схема двухзвенного мокрого газгольдера с вертикальными направляющими показана на рис. XI.7, б. Верхние края колокола и телескопа упираются через консоли с роликами на внешние направляющие, расположенные по периметру на равных расстояниях. Нижние края колокола и телескопа упираются на внутренние направляющие, прикрепленные к корпусу колокола и резервуара. Расчетное внутреннее давление регулируется пригрузкой колокола.

Толщину стенки резервуара определяют расчетом на гидравлическое давление воды и избыточное внутреннее давление, а толщину стенки колокола и телескопа — расчетом на внутреннее давление. Наименьшая толщина стенок принимается 4 мм, крыши колокола — 2,5—3 мм. Крышу колокола делают из листов, приваренных к на-

клонным стропилам из швеллеров. В центре стропила прикрепляют к опорному кольцу. Стропила соединяют друг с другом обрешеткой из уголков, на которые также опираются листы крыши колокола.

В *мокрых газгольдерах с винтовыми направляющими* подъем и опускание колокола и телескопов производятся не вертикально вверх с упором роликов во внешние и внутренние вертикальные направляющие, а по винтовой линии — подобно движению винта в гайке.

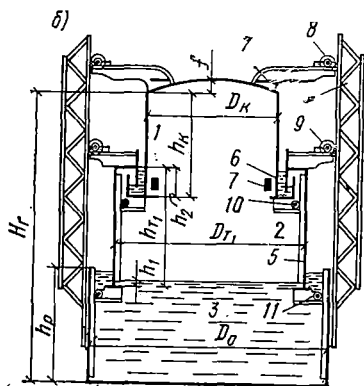
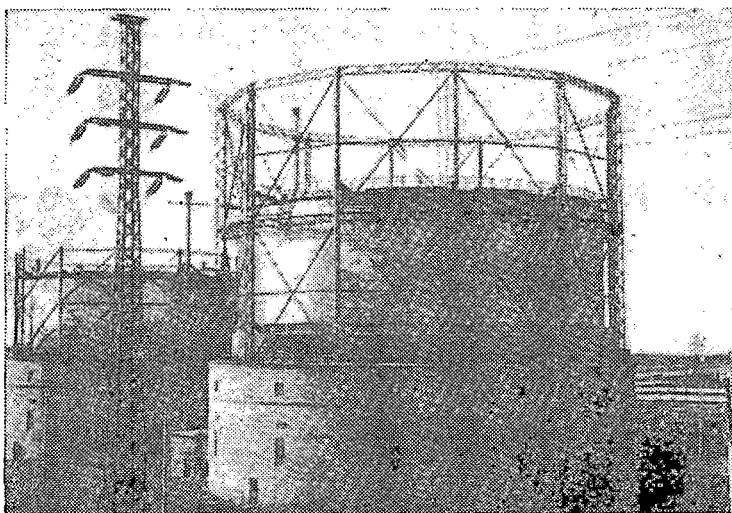


Рис. XI.7. Мокрые газгольдеры с вертикальными направляющими

общий вид; 6 — конструктивная схема; 1 — колокол; 2 — телескоп; 3 — резервуар; 4 — внешние направляющие; 5 — внутренние направляющие; 6 — водяной затвор; 7 — пригруз; 8 — верхний ролик колокола; 9 — верхний ролик телескопа; 10 — нижний ролик колокола; 11 — нижний ролик телескопа

Винтовые направляющие расположены на внешней поверхности газгольдера под углом 45° . Под давлением газа колокол как бы вывинчивается в направляющих роликах, расположенных сверху нижележащего звена (рис. XI.8, а, б).

В остальном конструкции винтового газгольдера аналогичны конструкциям газгольдера с вертикальными направляющими. В них так же есть наполненный водой

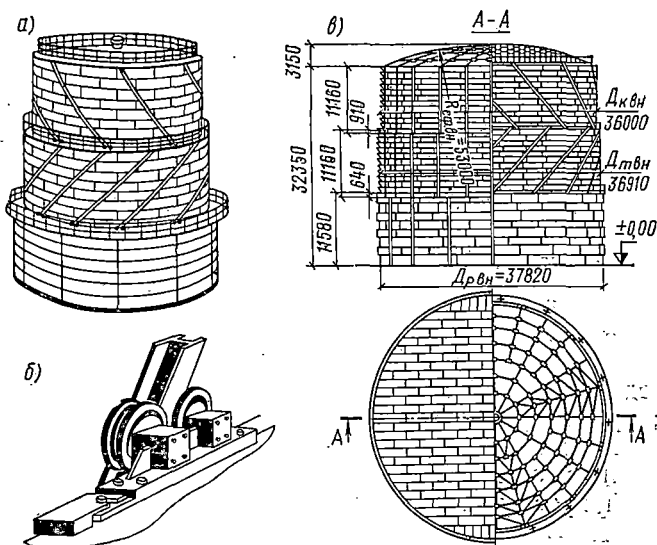


Рис. XI.8. Мокрый газгольдер с винтовыми направляющими

а — общий вид; б — конструкция роликов и винтовой направляющей; в — конструктивная схема

резервуар, колокол и промежуточные звенья — телескопы, соединяемые гидравлическими затворами.

Винтовые направляющие делают из гнутого по винтовой линии рельса узкой колеи или двутавра. Направляющие приваривают к оболочке корпуса сплошными швами толщиной 4 мм. Для свободного перемещения подвижных звеньев винтовые направляющие должны быть установлены с большой точностью. Несмотря на более жесткие требования при монтаже, газгольдеры с винтовыми направляющими имеют меньшую (примерно на 10%) массу, так как в них отсутствует каркас с

внешними вертикальными направляющими, механические детали (ролики) легче; ролики не опускаются в воду и более доступны для ремонта. Конструктивная схема мокрого газгольдера с винтовыми направляющими показана на рис. XI. 8, в.

Сухие газгольдеры поршневого типа представляют собой вертикальный резервуар, внутри которого на-

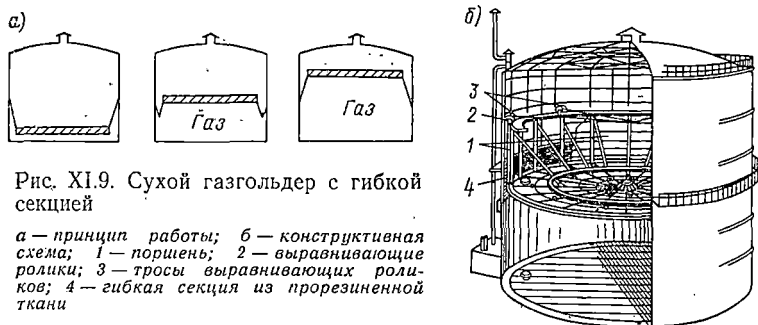


Рис. XI.9. Сухой газгольдер с гибкой секцией

а — принцип работы; б — конструктивная схема; 1 — поршень; 2 — выравнивающие ролики; 3 — тросы выравнивающих роликов; 4 — гибкая секция из прорезиненной ткани

ходится поршень. Газ под давлением 2—4 кН/м² подается под поршень и поднимает его до предельного положения; при выпуске газа поршень опускается. Между поршнем и внутренней поверхностью корпуса устроен скользящий затвор на консистентной смазке, препятствующий просачиванию газа в надпоршневое пространство.

По сравнению с мокрыми сухие газгольдеры имеют некоторые преимущества: не требуют водяного резервуара и устройства для подогрева воды в зимнее время, отсутствует увлажнение хранимого газа, расход стали на 1 м³ газа несколько меньше. Однако эти газгольдеры имеют существенные недостатки, сильно ограничивающие их применение: сложность и трудоемкость изготовления, более высокую стоимость эксплуатации.

Сухие газгольдеры с гибкой секцией имеют важное значение для химической промышленности, так как они полностью герметичны и хранимый газ не увлажняется и не засоряется маслами, как в газгольдере поршневого типа.

На рис. XI.9 показаны принцип работы и конструктивная схема газгольдера с гибкой секцией. Поршень газгольдера может подниматься при заполнении его

газом. Поршень имеет ролики, по которым во встречных направлениях проходят два каната (как у чертежной рейшины, перемещаемой параллельно самой себе). Это предохраняет поршень от перекашивания. Особенностью такого резервуара является гибкая цилиндрическая секция из прорезиненной ткани, прикрепленная одним концом к корпусу, другим к поршню, которая обеспечивает герметичность между корпусом и поршнем. Внутреннее давление в резервуаре регулируется пригрузкой поршня железобетонными грузами.

Гальгольдеры высокого давления рассчитывают, испытывают и эксплуатируют по правилам Госгортехнадзора. Аналогично резервуарам повышенного давления цилиндрические газгольдеры часто выполняют габаритными для провоза по железной дороге и затем на промышленном объекте устанавливают группами (батареями) в горизонтальном или вертикальном положении. Конструкция цилиндрических и шаровых газгольдеров аналогична конструкции резервуаров соответствующей формы (см. рис. XI. 6, а, б).

3. БУНКЕРА И СИЛОСЫ

Бункерами и силосами называют емкости для хранения и перегрузки сыпучих материалов. Силосы отличаются от бункеров тем, что имеют высокую цилиндрическую часть. В плане бункера делают квадратными, прямоугольными и круглыми; металлические силосы, как правило, круглые. Для хранения больших объемов сыпучих материалов применяют подвесные бункера с гибкими стенками параболического очертания. В ряде случаев для предохранения стенок от истирания предусматривается футеровка бункера стальными листами, чугунами или железобетонными плитами.

На рис. XI. 10 показаны конструктивная схема и детали прямоугольного бункера. Конструкция бункера состоит из вертикальных балок и конической воронки, стенки которой укреплены ребрами жесткости из уголков.

Расчетное вертикальное q_x и горизонтальное q_y давление, действующее на лист стенки на глубине x от поверхности сыпучего материала, составляет:

$$q_x = n\gamma x; \quad q_y = n\gamma x \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

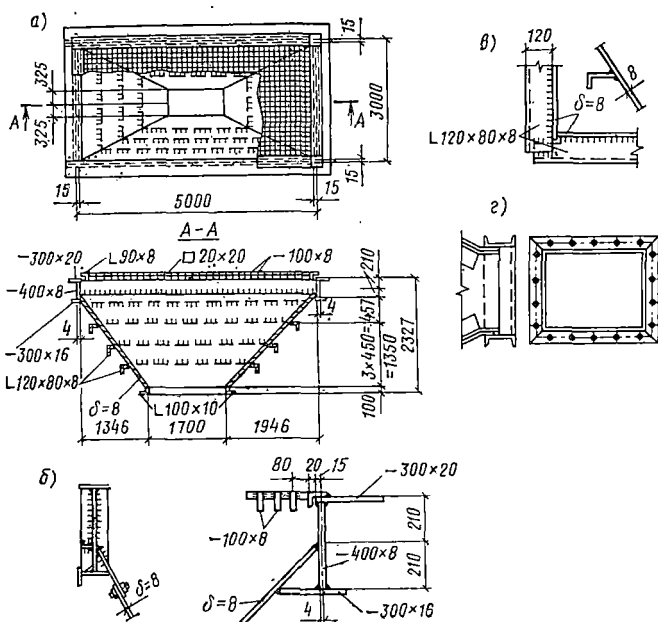


Рис. XI.10. Прямоугольный бункер

а — конструктивная схема; *б* — крепление бункера к продольной и поперечной балке; *в* — сопряжение ребер; *г* — выходное отверстие

где $n=1,2$ — коэффициент перегрузки; γ — объемная масса сыпучего тела; φ — угол естественного откоса сыпучего тела (γ и φ принимаются по справочникам).

Обшивку воронки рассчитывают на изгиб с растяжением как тонкую пластинку на действие нормального к ее поверхности давления сыпучего материала

$$q = q_x \cos^2 \alpha + q_y \sin^2 \alpha, \quad (\text{XI.28})$$

где α — угол наклона плоскости воронки к горизонту.

Горизонтальные ребра жесткости из уголков рассчитывают как балки на давление сыпучего материала.

Гибкий бункер объемом 10 000 т для руды показан на рис. XI.11. Для того чтобы оболочка бункера работала главным образом на растяжение, ее очертание принимается по уравнению

$$y = \frac{3}{2} f(x/l)^2 (1 - |x|/3l). \quad (\text{XI.29})$$

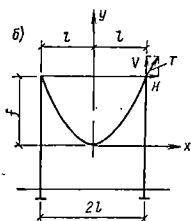
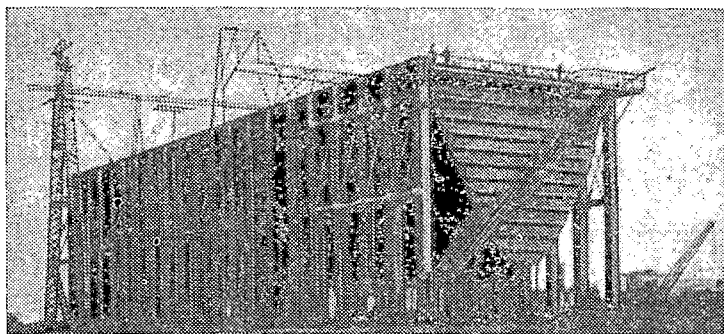


Рис. XI.11. Гибкий бункер
общий вид; б — расчетная схема

Площадь поперечного сечения бункера определяется формуле

$$F = \frac{5}{4} fl. \quad (XI.30)$$

Наибольшая ордината кривой нагрузки посередине пролета

$$p_{\text{макс}} = n \frac{5}{4} \gamma f, \quad (XI.31)$$

где $n=1,2$ — коэффициент перегрузки.

Реакция в точках подвеса на единицу длины оболочки (см. рис. XI.11, б):

$$H = \frac{p_{\text{макс}} l^2}{3f}; \quad V = \frac{p_{\text{макс}} l}{2};$$

$$T = \sqrt{H^2 + V^2}. \quad (XI.32)$$

Толщину стенки бункера определяют прочностью на растяжение сварных швов встык, соединяющих листы оболочки:

$$\delta = T/R_p^{\text{св}}. \quad (XI.33)$$

В продольном направлении оболочка бункера подвешивается к балкам, которые опираются на колонны. При большой длине бункера для восприятия распора H устанавливают промежуточные балки или фермы по его верхнему краю.

4. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ДОМЕННЫХ ЦЕХОВ

Доменный цех — это комплекс инженерных сооружений, предназначенных для выплавки чугуна из железной руды. Общий вид современного доменного цеха показан на рис. 1. 2.

Главным технологическим параметром доменного цеха, определяющим работу сооружений комплекса, яв-

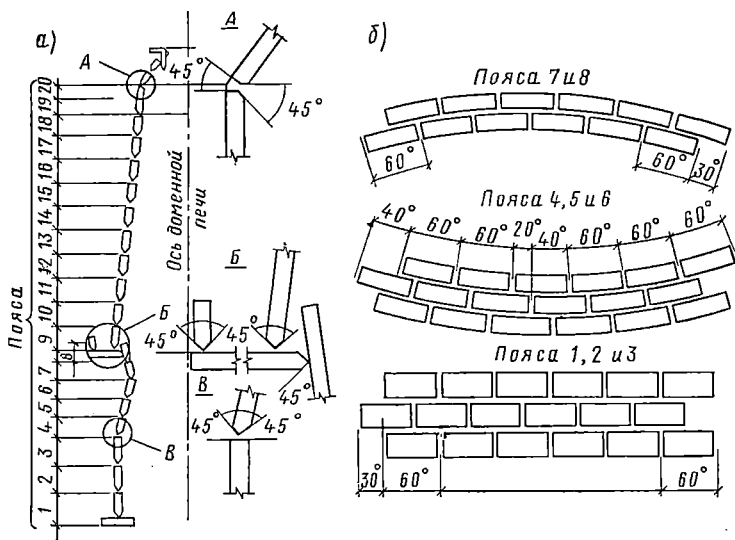


Рис. XI.12. Кожух доменной печи

а — разрез по кожуху и детали сопряжения листов; *б* — развертка поясных листов кожуха

ляется объем доменной печи, который достигает в настоящее время 5000 м³.

На комплекс металлоконструкций современной доменной печи расходуется свыше 5000 т металлических конструкций, причем 40—45% из них — листовые конструкции типа оболочек.

Доменная печь представляет собой металлическую шахту, облицованную изнутри огнеупорной футеровкой. Профиль шахты имеет специфическое бочкообразное очертание, обусловленное технологическим процессом. Выше доменной печи установлены надколошниковые конструкции: копер для обслуживания засыпного уст-

ройства, консольные монтажные балки, газопроводы; на надколошниковые конструкции опирается наклонный мост.

Кожух доменной печи сваривают при монтаже из вальцованных стальных листов (рис. XI.12): внизу листы укрупняют в отдельные царги, включающие два-три пояса по высоте, затем царги подают на монтируемый кожух и приваривают кольцевым швом. Нижняя вертикальная часть кожуха относится к лещади, являющейся основанием печи; в ней располагаются огнеупорные углеродистые блоки. Сужающаяся внутри над лещадью часть кожуха называется горном, вновь расширяющаяся часть до мораторного кольца называется заплечиками, а выше кольца или распара находится основная часть печи — шахта. Мораторное кольцо служит для поддержания футеровки шахты, нагрузка от которой через колонны горна передается на фундамент.

При нагреве печи футеровка ее расширяется, поэтому между кожухом печи и футеровкой предусматривается небольшой зазор, заполненный упругой набойкой. Кожух печи подвергается большому внутреннему давлению, поэтому толщина его листов в нижней части достигает 40—45 мм, постепенно уменьшаясь с высотой до 22—30 мм для верха шахты. Так как все листы кожуха свариваются встык, при такой толщине листов необходима разделка кромок под сварку.

Толщина листов кожуха доменной печи определяется расчетом по формулам, приведенным в специальной литературе¹.

Воздухонагреватели представляют собой кожухи цилиндрической формы диаметром 8—10 м со сферическим куполом и плоским днищем общей высотой до 40—50 м (рис. XI.13). Внутри воздухонагревателя уложен кирпич на ребро в клетку для создания воздушных проходов, а около стенок — футеровка сплошная.

Кирпичный купол футеровки воздухонагревателя не доводят до верха стального купола примерно на 500 мм,

¹ Справочник проектировщика. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений. М.: Госстройиздат, 1962.

Стрелецкий Н. С., Беленя Е. И., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции (специальный курс). М.: Стройиздат, 1965.

Миллер В. Я., Корчагин В. А., Толоконников В. Г. Стальные конструкции комплекса доменной печи и газоочистки. М.: Стройиздат, 1965.

чтобы при продольном росте кладки от нагревания она не упиралась в верх кожуха и не растягивала его. Для этой же цели между цилиндрической частью кожуха и футеровкой оставляют зазор, заполняемый упругой набойкой.

а)

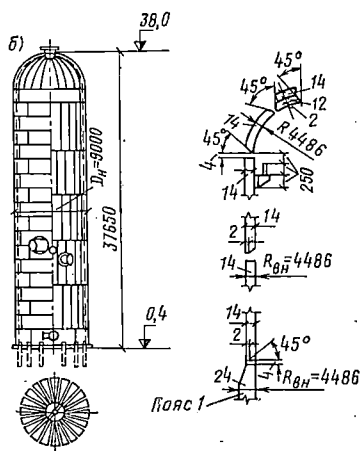
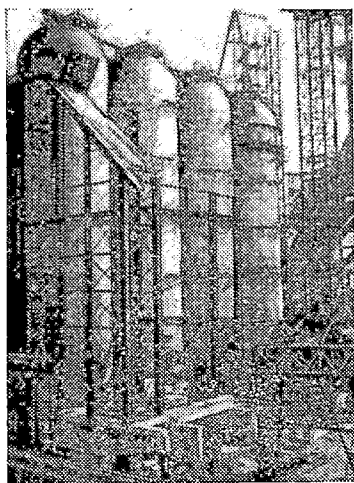


Рис. XI.13. Воздухонагреватели

а — общий вид во время строительства; *б* — раскрой и сопряжение листов кожуха (слева показан раскрой кожуха при ручной сварке, справа — при рулонировании)

При заполнении воздухонагревателя воздухом под давлением его плоское днище стремится выгнуться и приподнять воздухонагреватель. Чтобы предотвратить это, кожух заанкеривают в бетон фундамента стальными листовыми анкерами, приваренными по периметру к нижней царге.

Толщину листов купола и кожуха воздухонагревателя, за исключением нижней царги, принимают 12—14 мм, что позволяет при изготовлении цилиндрической части применять метод рулонирования конструкций. Нижняя царга, к которой крепятся анкера, делается толщиной 20—24 мм, а днище — толщиной 0,75 толщины листов примыкающего к нему кожуха (обычно 16—20 мм). Заводские швы полотнищ выполняются автоматической

сваркой, а все монтажные швы — сваркой встык с разделкой кромок.

Пылеуловители представляют собой цилиндр диаметром 8—12 м, высотой 12—14 м с конусообразным куполом и днищем, установленным на стальных или железобетонных колоннах. Между колоннами проходят железнодорожные вагоны для вывоза пыли (рис. XI.14). Внутренняя поверхность пылеуловителя футеруется шамотным кирпичом или жаропрочным бетоном, предохраняющим металл от истирания. Футеровка крепится на каркасе из кольцевых и меридиональных ребер, которые одновременно играют роль ребер жесткости и обеспечивают устойчивость оболочки при вакууме (от попадания пара или резкого оседания шихты в доменной печи). В днище устраивается выпускное отверстие для пыли. Кожух пылеуловителя толщиной 10—16 мм работает на внутреннее давление газа.

Переходная часть оболочки от цилиндра к верхнему и нижнему конусам для уменьшения краевых изгибающих моментов делается в виде тора или конической вставки толщиной 16—20 мм.

Колонны пылеуловителя развязываются связями, причем со стороны железнодорожных путей эти связи ставят выше уровня рабочей площадки для пропуска вагонов.

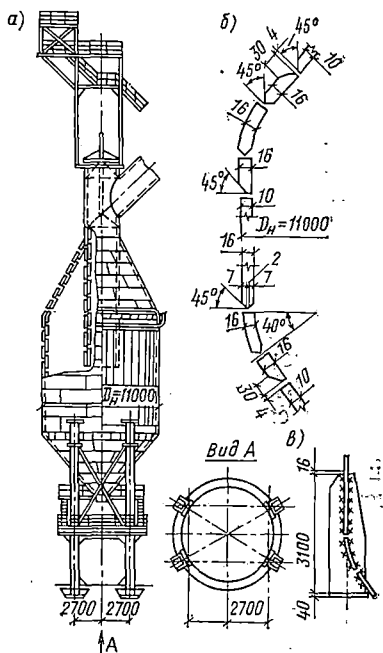


Рис. XI.14. Пылеуловитель

а — общий вид; *б* — узлы сопряжения листов кожуха; *в* — узел опирания кожуха пылеуловителя

Группа конструкций специальных сооружений характерна большим разнообразием: пролетные строения мостов, эстакад, большепролетные покрытия, каркасы высотных зданий, башни, мачты, подвижные конструкции и т. д. В этой главе рассматриваются конструкции большепролетных покрытий и сооружения башенного и мачтового типов.

§ 46. БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Большими считаются пролеты размером более 45—50 м. Большепролетными сооружают здания общественного назначения — концертные и спортивные залы, выставочные павильоны, вокзалы, рынки и т. п., а также здания специального назначения — ангары, авиасборочные цехи, гаражи, троллейбусные парки и т. д. В большепролетных конструкциях существенную долю в расчетной нагрузке составляет собственный вес, поэтому для их сооружения особенно эффективно применение сталей повышенной прочности и алюминиевых сплавов, уменьшающих вес конструкций.

Перекрывать большие пролеты можно различными системами, каждая из которых имеет свои преимущества и недостатки. Основные из этих систем — стержневые конструкции балочного, рамного и арочного типов.

Кроме того, применяются висячие (тросовые) конструкции, различные комбинированные решения, а также пространственные системы в виде сводов, складок и куполов. То или иное конструктивное решение большепролетного покрытия выбирают исходя из конкретных условий при проектировании сооружения.

1. БАЛОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Большепролетные балочные покрытия состоят обычно из несущих поперечных ферм (сквозных балок), располагаемых с шагом 12 м, и промежуточных конструкций. Сплошные разрезные балки не применяют из-за

большого расхода металла. Основными достоинствами балочных конструкций являются четкость работы, отсутствие распорных усилий и нечувствительность к осадкам опор. Главный их недостаток — сравнительно большой расход стали и большая высота, вызванные большими пролетными моментами и требованиями же-

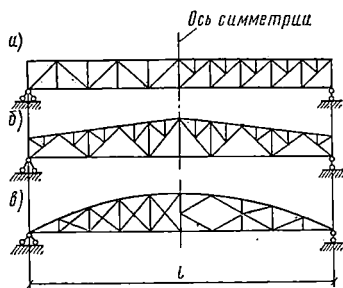


Рис. XII.1. Схемы большепролетных ферм

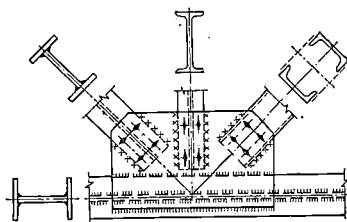


Рис. XII.2. Узел большепролетной двустенчатой фермы

сткости. Из этих условий балочные большепролетные конструкции применяют обычно при пролетах до 90 м.

Несущие фермы больших пролетов могут иметь различное очертание поясов и системы решеток. Фермы с параллельными поясами (рис. XII.1, а) проектируют обычно с треугольной или раскосной решеткой, их высоту принимают в пределах $1/8—1/15$ пролета. Трапециевидные фермы (рис. XII.1, б) делают с уклоном кровли $i=1/10—1/15$ и высотой посередине $1/7—1/11$ пролета. Сегментные фермы (рис. XII.1, в) имеют небольшие усилия в раскосах, поэтому здесь целесообразна разреженная или крестовая решетка; высоту их посередине рекомендуется назначать $1/8—1/12$ пролета. Высота многопролетных неразрезных или консольных ферм может быть уменьшена на 20—25% по сравнению с разрезными. Сечения большепролетных ферм с усилиями в стержнях свыше 4000—5000 кН обычно принимают составными из сварных двутавров или прокатных профилей, рис. XII.2. Большие усилия в стержнях легче передаются в узлах через две фасонки, поэтому такие фермы называются двустенчатыми. Большая высота ферм не позволяет перевозить их по железной дороге в виде собранных отправочных элементов, поэтому они поступают на мон-

таж россыпью и укрупняются на месте. Элементы соединяют сваркой или высокопрочными болтами. Применять болты повышенной точности и заклепки не следует из-за высокой трудоемкости.

Рассчитывают большепролетные фермы и подбирают их сечения аналогично требованиям, указанным в гл. IX.

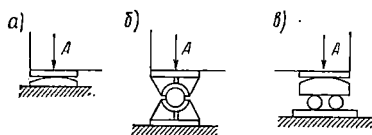


Рис. XII.3. Специальные опоры большепролетных ферм

а — тангенциальная; б — балансирующая; в — катковая

Вследствие больших опорных реакций возникает необходимость передачи их строго по оси узла фермы, в противном случае могут возникнуть значительные дополнительные напряжения. Четкая передача опорной реакции может быть достигнута посредством тангенциальной или специальной балансирующей опоры (рис. XII.3, а, б). Кроме того, при пролетах 60—90 м становится существенным взаимное смещение опор из-за прогиба фермы и ее температурных деформаций. В этом случае одна из опор может быть каткового типа (рис. XII.3, в), допускающая свободные горизонтальные перемещения. Если фермы устанавливают на высокие гибкие колонны, то даже при пролетах 80—90 м обе опоры могут быть неподвижными из-за податливости верхних частей колонн.

Катки балансирующих опор в цилиндрических шарнирах (цапфах) (рис. XII.3, б) при центральном угле касания поверхностей $\geq \pi/2$ рассчитывают на местное смятие по формуле

$$\sigma_{\text{см.м}} = \frac{A}{1,25rl} \leq R_{\text{см.м}}, \quad (\text{XII.1})$$

где A — давление на опору; r — радиус катка; l — длина катка; $R_{\text{см.м}}$ — расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое по табл. IV.1.

Катки, находящиеся между двумя параллельными плоскостями (рис. XII.2, в), рассчитывают на диаметрально сжатие по формуле

$$\sigma_{\text{с.к}} = \frac{A}{ndl} \leq R_{\text{с.к}}, \quad (\text{XII.2})$$

где n — число катков; d — диаметр катка; $R_{с.к}$ — расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое по табл. IV.1.

Балансирные и катковые опоры делают литыми из стали 35Л, а катки вытачивают из стали 5.

2. РАМНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Рамные покрытия отличаются от балочных жестким защемлением ригелей в колоннах. Основными преимуществами рамных покрытий по сравнению с балочными являются меньший вес и меньшая высота ригелей из-за уменьшения пролетных моментов разгрузкой их опорными моментами, а также большая поперечная жесткость. Уменьшение высоты ригеля позволяет изготавливать фермы покрытий пролетом до 60 м габаритными. Благодаря уменьшению высоты ригеля в рамных перекрытиях возможно применение сплошных конструкций (при пролетах примерно до 60 м). Недостатки рамных конструкций заключаются в утяжелении колонн по сравнению с балочными системами, чувствительности к неравномерным осадкам опор и изменениям температуры, в появлении распорных усилий в фундаментах. Рамные конструкции применяются для пролетов до 120 м. При дальнейшем увеличении пролета они становятся неэкономичными. На рис. XII.4 показаны некоторые схемы рамных покрытий.

Наиболее часто применяются рамы с шарнирным опиранием, так как жесткая заделка колонн сильно увеличивает размеры фундаментов. Высоту ригелей рам рекомендуется принимать равной: при сквозных фермах $1/12—1/13$ пролета, при сплошных ригелях $1/20—1/30$ пролета.

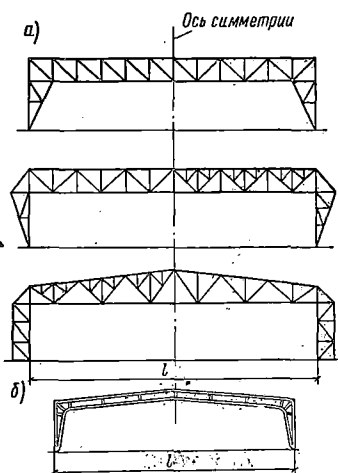


Рис. XII.4. Схемы большепролетных рам

а — сквозного сечения; б — сплошного сечения

Рамы рассчитывают как статически неопределимые системы методами строительной механики. В целях упрощения расчета решетчатых рам их распор допускается определять как для сплошной рамы. Рекомендуется следующий порядок расчета таких рам:

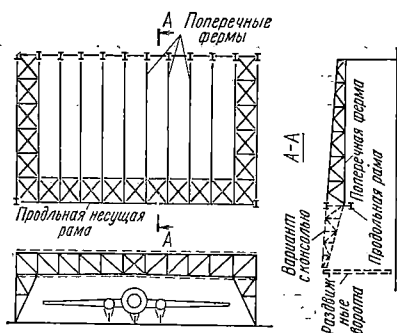
1) приближенным расчетом устанавливают предварительные сечения поясов рамы;

2) определяют моменты инерции сечений ригеля и стоек по приближенным формулам;

3) рассчитывают статически неопределимую раму и находят ее распор. Расчетную схему рамы следует принимать по геометрическим осям;

4) определив опорные реакции, находят расчетные усилия во всех стержнях, по ко-

Рис. XII.5. Продольная компоновка покрытия ангара



торым окончательно подбирают их сечения.

Типы сечений, конструкция узлов и соединения рамных ферм такие же, как и для тяжелых ферм балочных покрытий.

Сплошные рамы обычно принимаются двутаврового сечения и подбираются на изгибающий момент, продольную и поперечную силы, найденные статическим расчетом, как внецентренно сжатые сплошные стержни.

Компоновка рамных покрытий бывает поперечная, когда несущие рамы ставят поперек здания с определенным шагом (чаще всего 12 м), и продольная, характерная для конструкций ангаров. При продольной компоновке основная несущая рама ставится в направлении большего размера плана здания (здесь устраиваются раздвижные ворота) и на нее опираются поперечные фермы (рис. XII.5). Применение ферм с консолями, выходящими за несущую раму, значительно облегчает поперечные фермы, но несколько утяжеляет раму.

Верхние и нижние пояса несущих рам и поперечных ферм развязываются крестовыми связями, обеспечивающими их устойчивость.

3. АРОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Арочные покрытия применяют при больших пролетах (до 200 м) и равномерной нагрузке. В этом случае изгибающие моменты в арке незначительны и она работает главным образом на осевую силу. По статической схеме арки разделяют на бесшарнирные, двух- и трех-

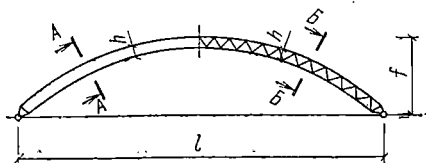


Рис. XII.6. Сечения сплошных и сквозных арок

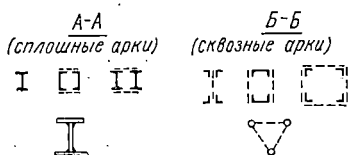
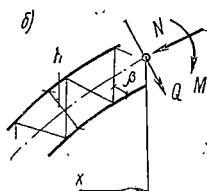
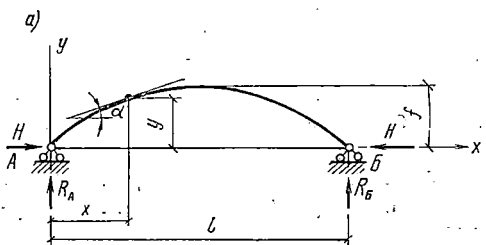


Рис. XII.7. К расчету арок



шарнирные. Трехшарнирные арки статически определимы, в них не возникает дополнительных усилий от температурных колебаний и осадки опор. Двухшарнирные арки однажды статически неопределимы, от температурных воздействий в них возникают дополнительные усилия. Бесшарнирные арки, хотя и экономичны по весу, в металлических конструкциях применяются очень редко (они имеют массивные опоры, чувствительны к температурным колебаниям и осадкам опор). Если арка очерчена по кривой давления, то изгибающие моменты в ней минимальные. При равномерно распределенной нагрузке кривой давления является парабола, поэтому очертание арок принимают параболическим или по ду-

ге круга, что упрощает изготовление (в пологих арках дуга круга почти совпадает с параболой).

Сквозные арки часто проектируют из прямолинейных участков, близко следующих к дуге круга или параболе. Рациональная стрела арки f , при которой достигается наименьшая масса, находится в пределах $1/4—1/6$ пролета. В арках с затяжками, установленных на колонны, это отношение принимают до $1/8$ пролета (рис. XII.6). При пролетах до 60 м высота сечения сплошных арок принимается $1/50—1/60$ пролета, сквозных арок — $1/30—1/45$ пролета; при больших пролетах — соответственно $1/60—1/80$ и $1/45—1/60$ пролета. Сечения арок для простоты изготовления чаще всего применяются постоянной высоты (арки с параллельными поясами), но иногда их делают и переменными по высоте (серповидными). Сплошные арки небольших пролетов делают из прокатных профилей, вальцованных на стенку, более мощные арки проектируют из составных сварных двутавров. Легкие сквозные арки иногда делают такого же сечения как фермы, с поясами из двух уголков.

Для большей жесткости из плоскости арки и удобства монтажа сечение сквозных арок может быть пространственным, прямоугольного или треугольного очертания. Иногда плоские арки объединяют связями, благодаря чему образуется жесткий пространственный блок, удобный в монтаже.

Расчет арок начинается с определения распора H (рис. XII.7, а). В статически определимых трехшарнирных арках распор находят по формуле

$$H = M_0/f, \quad (\text{XII.3})$$

где M_0 — балочный момент в середине пролета: f — стрела арки.

Двухшарнирные арки один раз статически неопределимы, поэтому распор определяют из канонического уравнения метода сил:

$$H = X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11}. \quad (\text{XII.4})$$

Распор от равномерно распределенной нагрузки q для параболических и пологих круговых арок любой статической схемы с достаточной точностью определяется формулой

$$H = ql^2/8f. \quad (\text{XII.5})$$

Определив распор, находят изгибающие моменты, продольные и поперечные силы для любого сечения арки на расстоянии x от левой опоры (рис. XII.7, а):

$$M_x = M_0 - Hy; \quad (\text{XII.6})$$

$$Q_x = Q_0 \cos \alpha - H \sin \alpha; \quad (\text{XII.7})$$

$$N_x = Q_0 \sin \alpha + H \cos \alpha, \quad (\text{XII.8})$$

где M_0 и Q_0 — балочный момент и поперечная сила на расстоянии x от опоры, полученные при рассмотрении арки как балки пролетом l ; y — ордината оси арки; α — угол между касательной к оси арки и горизонталью.

Обычно пролет арки разбивают на равное число частей (примерно 10) и для каждой из этих точек находят расчетные усилия M_x , N_x и Q_x . Решения арок на различные виды нагрузок можно найти в справочной литературе.¹

Сечение сплошной арки работает на сжатие с изгибом и подбирается по правилам расчета внецентренно-сжатых сплошных стержней.

Элементы сквозной арки подбирают на продольные усилия в стержнях, которые получают разложением расчетных усилий арки M_x , N_x и Q_x (рис. XII.7, б):

усилие в верхнем поясе

$$N_{в.п} = -N_x/2 + M_x/h; \quad (\text{XII.9})$$

усилие в нижнем поясе

$$N_{н.п} = -N_x/2 - M_x/h; \quad (\text{XII.10})$$

усилие в раскосах

$$N_p = -Q_x/\sin \beta, \quad (\text{XII.11})$$

где h — расстояние между центрами тяжести поясов арки; β — угол наклона раскоса к поясу.

Если сечение поясов арки неодинаковое, то нормальную силу распределяют между ними обратно пропорционально расстояниям до центра тяжести (как во внецентренно-сжатых сквозных колоннах).

Распор больших арок целесообразно передавать через фундамент на грунт, что является наиболее экономичным. В поднятых арках (рис. XII.8) распор воспринимается затяжкой, которая удерживается подвесками. Напряжение в затяжке проверяют по формуле

$$\sigma = H/F_s \leq R. \quad (\text{XII.12})$$

¹ Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический, т. 1. М.: Стройиздат, 1972.

Арка должна быть проверена на устойчивость в вертикальной плоскости. Наиболее вероятной формой потери устойчивости арки является S-образная кривая с точкой перегиба, близкой к середине арки. Поэтому с достаточной степенью точности устойчивость арки может быть проверена как центрально-сжатого стержня (изги-

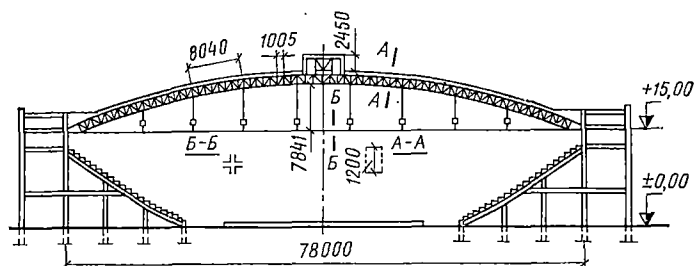


Рис. XII.8. Арка с затяжкой покрытия Дворца спорта в Лужниках (Москва)

бающие моменты в арке малы и ими можно пренебречь) с расчетной длиной $l_p = \mu S/2$ ($S/2$ — длина полуарки). Коэффициент приведения расчетной длины μ учитывает кривизну стержня, он определяется в зависимости от отношения стрелы арки к пролету (f/l) по табл. XII.1.

ТАБЛИЦА XII.1. КОЭФФИЦИЕНТЫ μ ДЛЯ АРОК

Тип арки	f/l			
	1/20	1/5	1/3	1/2,5
Трехшарнирная	1,2	1,2	1,2	1,3
Двухшарнирная	1	1,1	1,2	1,3
Бесшарнирная	0,7	0,75	0,8	0,85

Таким образом, устойчивость арки в вертикальной плоскости проверяется по формуле

$$\sigma = N/\varphi F \leq mR, \quad (\text{XII.13})$$

где N — расчетное продольное усилие; F — площадь сечения арки; $m=0,75$ — коэффициент условий работы, учитывающий приближенность расчета.

Устойчивость арки из плоскости должна быть обеспечена связями и может быть проверена по формуле (VIII.25).

При несимметричных нагрузках в арках возникают большие изгибающие моменты, поэтому их следует проверять на неравномерную снеговую нагрузку, воздействие ветра, отдельные сосредоточенные грузы и т. д.

Опорные шарниры арок бывают трех типов: плиточные, пятниковые и балансирующие (рис. XII.9). Наиболее

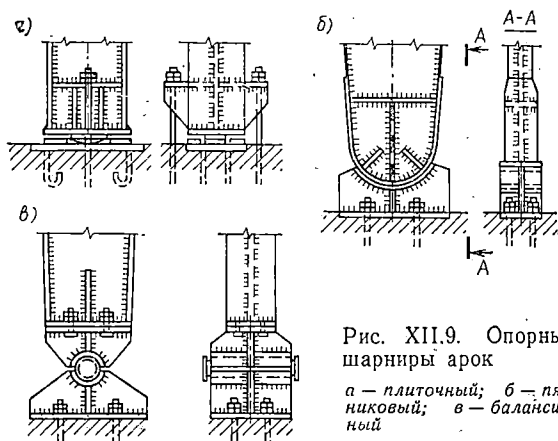


Рис. XII.9. Опорные шарниры арок

а — плиточный; б — пятниковый; в — балансирующий

простыми являются плиточные шарниры. Нормальная сила здесь передается через опорную подушку с цилиндрической поверхностью, а для восприятия поперечных сил служат ограничители. Плитку шарнира рассчитывают по формуле (XII.2). Пятниковые и балансирующие опоры значительно сложнее. Их применяют в арках больших пролетов при опорных реакциях свыше 8000—10000 кН. Опорные части сквозных арок обычно заканчивают сплошным сечением, поэтому их опорные шарниры имеют аналогичную конструкцию.

Конструкцию ключевого шарнира трехшарнирных арок чаще всего делают в виде плиточного шарнира, реже применяют балансирующий шарнир. Узел имеет такой же вид, как и опоры.

§ 47. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА И КЛАССИФИКАЦИЯ

Висячие конструкции применяют для перекрытия большепролетных сооружений. Основными несущими элементами таких конструкций являются гибкие нити

(тросы, ванты), работающие только на растяжение. Положительными качествами висячих конструкций являются: небольшой собственный вес, возможность перекрытия наибольших пролетов, архитектурная выразительность.

Основные недостатки висячих конструкций заключаются в повышенной деформативности и наличии распо-

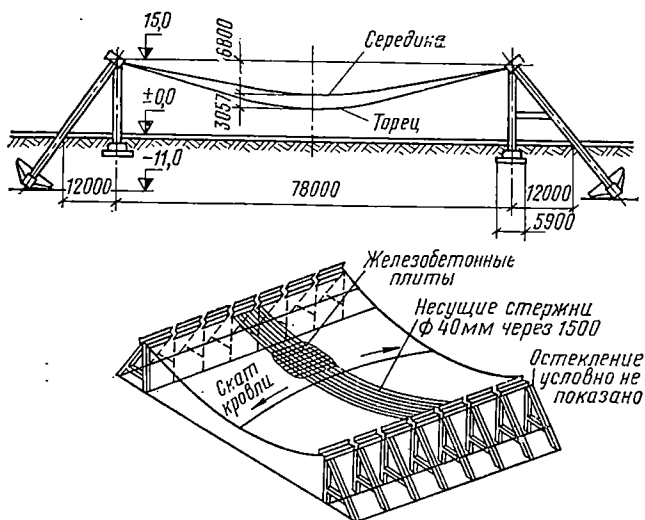


Рис. XII.10. Конструктивная схема однопоясного висячего покрытия (гараж в Красноярске)

ра в нитях, для восприятия которого необходимы специальные опорные конструкции.

Системы висячих покрытий весьма разнообразны и могут быть классифицированы по виду стабилизирующей конструкции.

Однопоясные висячие покрытия без стабилизирующей конструкции. Примером однопоясной системы этого типа является покрытие гаража в Красноярске (рис. XII.10). Несущие нити из круглых стержней стали 25Г2С диаметром 40 мм расположены через 1,5 м параллельно друг другу и по ним уложены ребристые железобетонные плиты. Чтобы уменьшить деформативность покрытия и предупредить разрывы в гидроизоляционном ковре, швы между плитами замоноличены после времен-

ной пригрузки покрытия нагрузкой, равной весу кровли и снега. Отвод воды с покрытия создан его продольным уклоном в результате различной стрелки провеса средних и торцовых нитей. Здания круглые или эллиптические в плане могут иметь радиальную или перекрестную систему нитей.

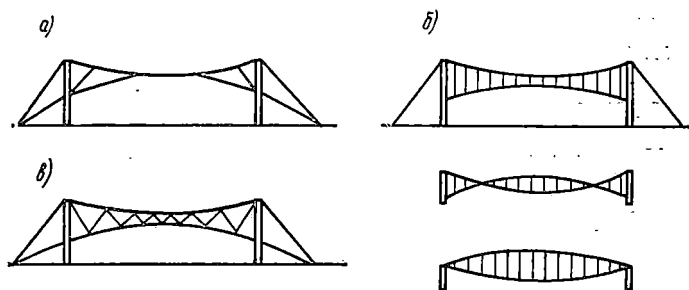
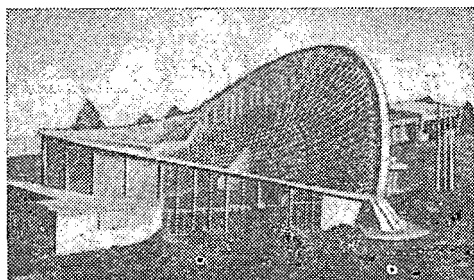


Рис. XII.11. Схемы двухпоясных висячих покрытий

Рис. XII.12. Седловидное покрытие эстрадного театра в Харькове



Висячие покрытия с продольной стабилизирующей конструкцией в плоскости несущей нити, которая создает в ней предварительное напряжение и уменьшает деформативность, разделяются на системы с оттяжками (рис. XII.11, а), со стабилизирующим поясом (рис. XII.11, б) и вантовые фермы (рис. XII.11, в).

В покрытиях с поперечной стабилизирующей конструкцией поперек несущих нитей, имеющих отрицательную кривизну, располагаются стабилизирующие нити с положительной кривизной, натяжением которых создается предварительное напряжение в покрытии. Такие покрытия называют седловидными. Седловидные по-

крытия эстетически очень выразительны, их часто применяют для общественных сооружений (рис. XII.12).

Комбинированные висячие покрытия с жесткими элементами применяют в тех случаях, когда хотят иметь жесткое покрытие (например, при подвесном транспорте и т. п.).

В сплошных системах (мембранах) несущей и ограждающей конструкцией является тонкий металлический лист, работающий на растяжение.

2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ

Несущим элементом висячей конструкции является гибкая, закрепленная на опорах нить (рис. XII.13). Составив уравнение моментов левой части сил относительно

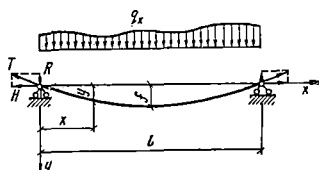


Рис. XII.13. Расчетная схема гибкой нити

любой точки x нити и приравняв его нулю (изгибающий момент в любой точке нити равен нулю), получим основное уравнение равновесия гибкой нити

$$M_x - Hy = 0, \quad (\text{XII.14})$$

где M_x — изгибающий момент на расстоянии x от опоры, определенный как для свободно опертой балки (балочный момент); H — распор; y — ордината провеса нити.

Из уравнения равновесия можно получить уравнение самой нити

$$y = M_x / H \quad (\text{XII.15})$$

(откуда следует, что гибкая нить под нагрузкой принимает форму балочной эпюры моментов, уменьшенной в H раз), а также найти значение распора

$$H = M_x / y = M_{(x=l/2)} / f, \quad (\text{XII.16})$$

где $M_{(x=l/2)}$ и l — балочный момент и стрела провеса нити в середине пролета.

Расчетное усилие в нити T будет больше распора, так как оно является геометрической суммой распора H

и вертикальной реакции R (см. рис. XII.13), определенной как для простой балки,

$$T = \sqrt{R^2 + H^2}. \quad (\text{XII.17})$$

Как видно из уравнений, чтобы найти усилие в нити, надо знать распор H , а для определения распора должен быть известен провес нити f . Расчет гибких нитей зависит от отношения стрелы провеса к пролету.

Пологая нить ($f/l \leq 1/20$). Под воздействием нагрузки нить удлинится и провес будет равен $f + \Delta f$. Фактическое значение распора будет не M/f , а $M/(f + \Delta f)$; усилия в нити изменяются более чем на 10% (правда, в запас прочности). Поэтому нити с отношением провеса к пролету меньше $1/20$ должны рассчитываться с учетом их удлинения под нагрузкой как упругие (растяжимые) нити.

Непологая нить ($f/l > 1/20$). Первоначальный провес f таких нитей значителен. Поэтому отношение провеса под нагрузкой к первоначальному $(f + \Delta f)/f$ будет небольшим и, следовательно, распор и усилие в нити изменятся незначительно. В этом случае удлинением нити можно пренебречь и рассчитывать ее как нерастяжимую нить.

Расчет нерастяжимых нитей. Для определения усилий в нити в общем случае надо задаться стрелой провеса f или ее длиной L . Длина пологой кривой приближенно выражается

$$\begin{aligned} L = \int_l ds &= \int_l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx \approx \int_l \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right] dx = \\ &= l + \frac{1}{2} \int_l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx. \end{aligned} \quad (\text{XII.18})$$

Продифференцировав уравнение нити [выражение (XII.15)] по x :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \frac{dM_x}{dx} = \frac{Q_x}{H}$$

и подставив его в равенство (XII.18), получим

$$L = l + \frac{1}{2H^2} \int_l Q_x^2 dx. \quad (\text{XII.19})$$

Обозначив $D = \int_l Q_x^2 dx$ (этот интеграл, являющийся ха-

рактеристикой нагрузки, можно вычислить заранее для различных нагрузок), найдем распор H через первоначальную длину нити L (длину заготовки):

$$L = l + \frac{D}{2H^2}, \quad (\text{XII.20})$$

откуда

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(L-l)}}. \quad (\text{XII.21})$$

Длина полой нити при заданном пролете l и стреле провеса f с достаточной точностью определяется формулой П. Л. Чебышева

$$L = \sqrt{l^2 + \frac{16}{3}f^2} \approx l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2}\right). \quad (\text{XII.22})$$

Из этой же формулы можно получить полезное выражение стрелы провеса f через длину заготовки нити L и ее пролет:

$$f = \sqrt{\frac{3}{16}(L^2 - l^2)} \approx \sqrt{\frac{3l}{8}(L - l)}.$$

Подставив длину нити L из формулы (XII.22) в выражение (XII.20), получим распор H через величину провеса f :

$$l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2}\right) = l + \frac{D}{2H^2},$$

откуда

$$H = \frac{\sqrt{3lD}}{4f}, \quad (\text{XII.23})$$

где f — начальная стрела провеса нити.

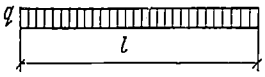
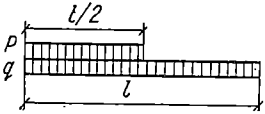
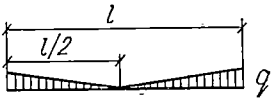
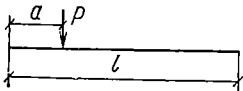
Значения D для некоторых распространенных нагрузок приведены в табл. XII.2.

Для нерастяжимой нити под равномерно распределенной нагрузкой все усилия можно получить непосредственно из уравнений (XII.16) и (XII.17):

$$H = \frac{ql^2}{8f}; \quad R = \frac{ql}{2};$$

$$T = \sqrt{R^2 + H^2} = \frac{ql}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{4f}\right)^2}. \quad (\text{XII.24})$$

ТАБЛИЦА XII.2. ЗНАЧЕНИЕ ХАРАКТЕРИСТИК НАГРУЗОК D

№ п.п.	Схема нагрузки	Значение $D = \int_l Q_x^2 dx$
1		$\frac{q^2 l^3}{12}$
2		$\frac{q^2 l^3}{12} + \frac{q P l^3}{12} + \frac{5 P^2 l^3}{192}$
3		$\frac{q^2 l^3}{80}$
4		$\frac{P^2 (l-a)a}{l}$

Приближенный расчет упругих (растяжимых) нитей.
Удлинение Δl растянутого стержня с площадью сечения F , загруженного силой P , в соответствии с законом Гука

$$\Delta l = \frac{Pl}{EF}. \quad (\text{XII.25})$$

Нить длиной L растягивается переменной силой, значение которой меняется от T до H . В первом приближении для пологих нитей усилие растяжения можно принять постоянным, равным H . Тогда удлинение нити под нагрузкой будет равно:

$$\Delta L \approx \frac{HL}{EF}. \quad (\text{XII.26})$$

-С другой стороны, используя геометрическую связь между длиной нити и стрелой ее провеса (XII.22), мож-

но выразить длину вытянувшейся нити $L + \Delta L$, подставив вместо f значение $f + \Delta f$:

$$L + \Delta L = l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{(f + \Delta f)^2}{l^2} \right), \quad (\text{XII.27})$$

где Δf — приращение стрелы провеса или прогиб нити.

Подставив в выражение (XII.27) значение L из формулы (XII.22), выразим приращение длины нити ΔL :

$$\Delta L = l \left[\left(1 + \frac{8}{3} \frac{(f + \Delta f)^2}{l^2} \right) \right] - l \left(1 + \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2} \right) = \frac{8}{3l} (2f\Delta f + \Delta f^2).$$

Пренебрегая Δf^2 как величиной второго порядка малости по сравнению с Δf , окончательно получим

$$\Delta L = \frac{16f}{3l} \Delta f. \quad (\text{XII.28})$$

Приравнявая значения ΔL из формул (XII.26) и (XII.28), найдем прогиб нити через ее длину L , распор H и провес f

$$\Delta f = \frac{3l}{16f} \frac{HL}{EF}. \quad (\text{XII.29})$$

Подставив сюда значение L из выражения (XII.22), найдем прогиб нити через ее провес и распор:

$$\Delta f = \frac{Hf}{2EF} \left(\frac{3l^2}{8f^2} + 1 \right). \quad (\text{XII.30})$$

Поскольку усилие в нити непостоянно по длине, прогиб ее, определенный по формулам (XII.29) и (XII.30), будет несколько заниженным. Если в эти формулы вместо H подставить наибольшее усилие в нити T [выражение (XII.17)], то прогиб окажется несколько завышенным. Для практических расчетов можно брать их полусумму $(H + T)/2$.

Значение распора H' при расчете нити с учетом ее удлинения можно получить по формуле (XII.23), подставив в нее вместо f значение $f + \Delta f$ и определив Δf по одной из формул (XII.29) или (XII.30):

$$H' = \frac{\sqrt{3lD}}{4(f + \Delta f)}. \quad (\text{XII.31})$$

Практически можно поступать следующим образом:

1) найти распор H как в нерастяжимой нити по одной из формул (XII.21) или (XII.23);

2) найти прогиб нити по формуле (XII.29) или (XII.30);

3) уточнить значение распора H' с учетом растяжимости нити по формуле (XII.31).

Если требуется большая точность, то распор H' с учетом удлинения нити можно найти непосредственно из решения уравнения¹:

$$(H')^3 + \frac{8EF}{3(l/f)^2(L/l)^3}(H')^2 = \frac{EFD}{2l(L/l)^3}. \quad (\text{XII.32})$$

Это уравнение легко решить графически, так как близкое значение распора H без учета удлинения нити известно или легко может быть определено.

3. ДЕТАЛИ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ

В качестве несущих нитей в висячих конструкциях применяют пучки высокопрочной проволоки диаметром 2,5—5 мм, круглые стержни из легированных и низколегированных сталей и стальные канаты — такие же, как и в предварительно-напряженных конструкциях. В § 26 даны характеристики этих материалов, значения расчетных сопротивлений и модулей упругости.

Конструкции анкерных устройств несущих нитей достаточно разнообразны и зависят от типа нитей. Для нитей из круглых стержней применяются чаще всего анкеры с гайками, навинчивающимися непосредственно на нарезку в конце стержня, или, чтобы не уменьшать расчетного сечения стержней нарезкой, — на приваренный встык утолщенный отрезок (см. рис. VII.15, а). Такие нити из стальных стержней вследствие небольшого расчетного сопротивления применяют в конструкциях пролетом до 60—80 м.

Пучки высокопрочной проволоки закрепляют такими же анкерами, как натягающие элементы предварительно-напряженных конструкций (см. рис. VII.15, б—г).

Наиболее удобны для висячих конструкций стальные канаты, так как они обладают высокой прочностью, изготавливаются индустриально, не требуют промежуточного соединения. Канаты небольших диаметров могут

¹ Стрелецкий Н. С., Беленя Е. И., Ведеников Г. С. и др. Металлические конструкции (специальный курс). М.: Стройиздат, 1965.

анкероваться при помощи петли со стандартными коушами и сжимами. Число сжимов, прикрепляющих на коуше конец каната, принимается от четырех при диаметре каната до 17,5 мм до десяти при диаметре каната 40 мм. Надежная анкеровка канатов получается в стандартных клиновых зажимах с литым или составным корпусом. Для того чтобы можно было регулировать длину

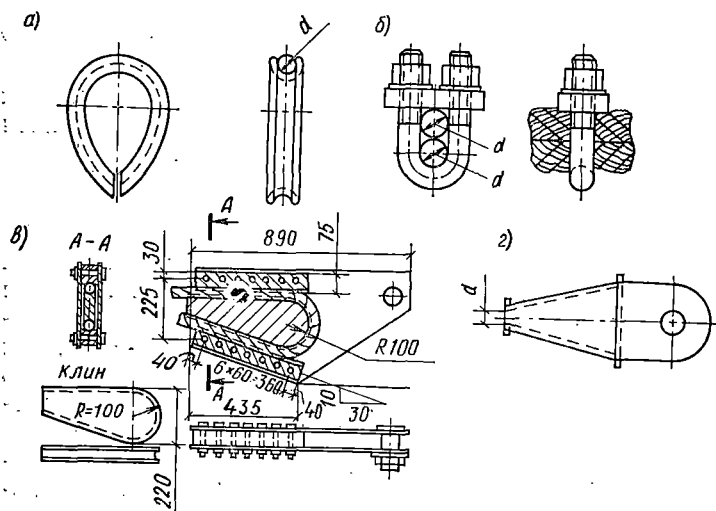


Рис. XII.14. Детали анкеровки тросов

а — коуш; б — сжим; в — клиновый зажим; г — стакан для заливки конца троса сплавом

каната на монтаже, применяют гильзоклиновые анкеры, имеющие нарезку. Такой анкер представляет собой цилиндр (гильзу) с конической полостью и вкладышем-клином. Расплетенный конец каната вставляют в гильзу и с торца забивают клин, имеющий волнистую поверхность. После этого гильзу продавливают через фильеру меньшего диаметра или прокатывают между валиками. Возникшие между канатом и гильзой силы заклинивания и трения обеспечивают надежное заанкеривание. После этого на гильзе делают резьбу и навинчивают анкерную гайку.

Широко применяются для стальных канатов также гильзовые анкеры с заливкой расплетенного конца каната в гильзе легкоплавкими баббитовыми или цинко-

алюминиевыми сплавами. Эти анкеры трудоемки в производстве, зато наиболее компактны и эстетичны. Некоторые детали анкеровки тросов показаны на рис. XII.14.

Усилие несущих нитей передается на опорные конструкции. Для зданий с прямоугольным планом тяжение канатов часто передается через вертикальные пилоны с наклонными оттяжками, заанкеренными в грунт.

Для зданий с овальным планом тяжение передается на наклонные арки или же овальное кольцо, опирающееся на стойки. Наиболее рациональное решение опорного контура получается для круглых в плане зданий. В этом случае в опорном кольце от радиально расположенных нитей возникает главным образом сжимающее усилие:

$$N = \frac{H}{a} r, \quad (\text{XII.33})$$

где H — распор нити; a — расстояние между нитями; r — радиус опорного кольца.

Под действием горизонтальных радиальных сил (распора H) кольцо может потерять устойчивость в плане, поэтому усилие от распора не должно превышать критического:

$$\frac{Hr}{a} \leq \frac{3EI}{r^2}, \quad (\text{XII.34})$$

где I — момент инерции сечения кольца в горизонтальной плоскости.

§ 48. КОНСТРУКЦИИ БАШЕН И МАЧТ

1. ХАРАКТЕРИСТИКА И ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ

К башенным и мачтовым конструкциям относится большая группа сооружений, представляющих собой высокие опоры различного назначения: антенные сооружения для радио, телевидения, ретрансляции; различного рода вышки для бурения, освещения, створных знаков и геодезического назначения; опоры для линий электропередачи, канатных дорог и т. п.

Башнями называют свободно стоящие сооружения, ствол которых жестко заделан в основание и работает как консоль.

Мачты представляют собой высокие тонкоствольные конструкции, расчлененные оттяжками и работающие как

балки на упругих опорах. Мачты экономичнее башен по расходу стали, но для их установки требуется большая площадь. Из-за большой высоты башенных и мачтовых сооружений доминирующее влияние на их работу оказывают метеорологические нагрузки: ветер и гололед. Нагрузки от собственного веса и оборудования вызывают относительно небольшие напряжения (20—25% расчетных), за исключением небольшой группы башен, например водонапорных, поддерживающих резервуар с водой, вышек с подъемниками. Напряжения от вертикальной силы в стволах мачт составляют около половины расчетных вследствие воздействия вертикальной составляющей оттяжек.

Для уменьшения воздействия ветровой нагрузки рационально применять трубчатые сечения, имеющие наилучшую обтекаемость, что позволяет уменьшить вес башен и мачт до 50% по сравнению с конструкциями из прокатных профилей.

Башни и мачты проектируют из углеродистой и низколегированных сталей. Низколегированные стали рационально применять для растянутых элементов и сжатых, имеющих гибкость не более 70—80. Для сборно-разборных башенных сооружений, а также для опор, устанавливаемых в труднодоступных местах, иногда транспортируемых и монтируемых вертолетами, целесообразно применять алюминиевые конструкции с монтажными соединениями на оцинкованных стальных болтах.

Расчетные усилия в башнях определяют как в консольном внецентренно-сжатом стержне под действием перечисленных выше нагрузок, а в мачтах — как во внецентренно-сжатом стержне, опирающемся на упругие опоры¹.

2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Башни. Стволы высоких башен проектируют сквозного сечения, башен небольшой высоты — сквозного и сплошного трубчатого сечения. Сечения сквозных башен

¹ Соколов А. Г. Металлические конструкции антенных устройств. М.: Стройиздат, 1971.

Крюков К. П., Новгородцев Б. П. Конструкций и механический расчет линий электропередачи. «Энергия», Ленинградское отделение, 1970.

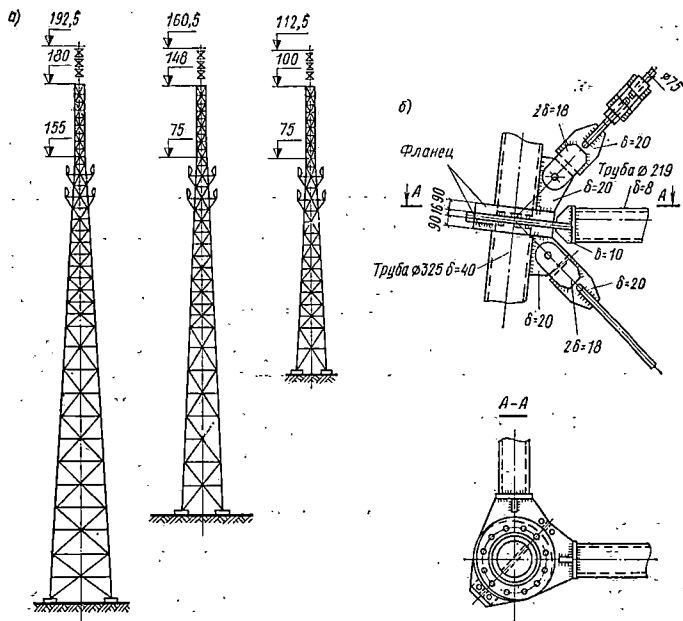


Рис. XII. 15. Типовые башни однопрограммных телецентров
а — схемы; б — узел с фланцевым соединением поясов

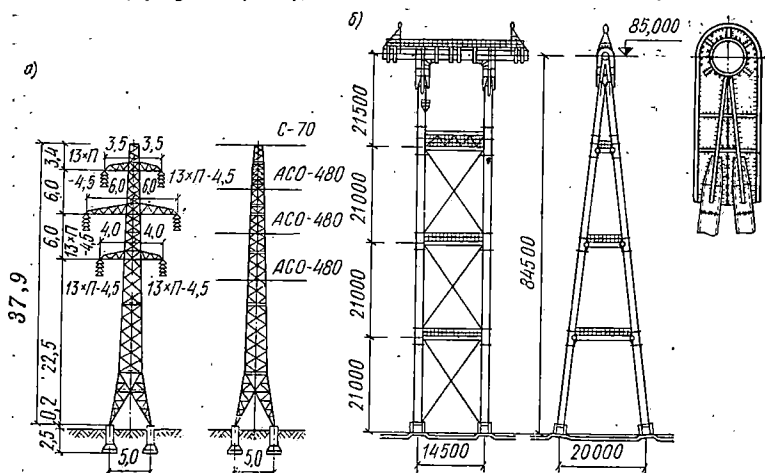


Рис. XII.16. Опоры линий электропередачи
а — линейная опора для линии 220 кВ; б — переходная анкерная опора из труб высотой 85 м

принимают трех-, четырех- или многогранного очертания. Ширина базы башни назначается в пределах $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{15}$ высоты, ширина верхнего сечения 1—2 м. Чтобы упростить изготовление, пояса башни чаще всего принимают прямолинейными (пирамидальные башни). Иногда очертания башен делают уширяющимися у основания. Сечения поясов башен проектируют из труб или прокатных профилей, раскосы обычно принимают крестовыми, работающими на растяжение, из таких же профилей или из круглых стержней с натяжными муфтами для создания в них предварительного напряжения. На рис. XII.15 показаны схемы типовых телебашен и узел с фланцевым соединением поясов. Схемы этих башен (и других, имеющих массовое применение) делают унифицированными с одинаковой геометрией верхней части. Монтируют такие башни отдельными секциями с фланцевыми соединениями на болтах.

Опоры ЛЭП предназначены для поддержания токонесущих проводов линий электропередачи (рис. XII.16). Расстояние между опорами на линиях с напряжением 220—300 кВ принимается 200—400 м, на линиях с напряжением 400—500 кВ—до 500—600 м, чем и определяется нагрузка на них от проводов.

Опоры ЛЭП разделяются на *линейные* (промежуточные), устанавливаемые на прямолинейном участке трассы без преград, и *специальные (анкерные)*, расположенные в углах трассы (угловые), у переходов через водные преграды и другие препятствия (переходные). По форме опоры разделяются на одноствольные, несущие провода на консолях, и порталные (двуствольные или четырехствольные), несущие провода на поперечном портале. Одноствольные опоры уширяются внизу, что дает возможность делать их фундаменты в виде отдельных сборных железобетонных подножников. Линейные опоры воспринимают относительно небольшие продольные усилия и для них применяют плоские двуствольные порталные опоры. На специальные опоры действуют большие дополнительные усилия от угловой составляющей тяжения проводов, разности тяжения у переходов и т. д., поэтому их делают четырехствольными с подкосами или оттяжками. Для опор ЛЭП характерна работа на кручение при одностороннем обрыве проводов. Проектирование опор линий электропередачи ведется с учетом специальных технических требований. Опоры

ЛЭП имеют высоту 20—40 м, специальные переходные опоры у широких рек иногда достигают высоты 80—100 м.

Сечения поясов и раскосов промежуточных опор обычно принимают из одиночных уголков. Вся опора разбивается на транспортабельные секции с монтажными соединениями на сварке или болтах. Масса стальных промежуточных опор для линий 220—500 кВ составляет

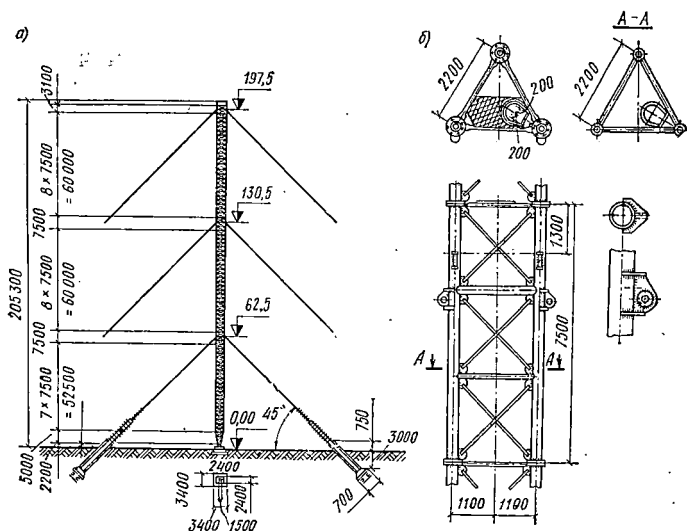


Рис. XII.17. Трехгранная трубчатая радиомачта

а — общий вид; *б* — типовая секция

4—8 т, алюминиевых — в 2—2,5 раз меньше, что делает их очень рациональными для установки в труднодоступных местах.

Мачты. Стволы мачт проектируют постоянного по высоте сквозного или сплошного сечения. Сечение в плане сквозных мачт принимают треугольное или квадратное соответственно с тремя или четырьмя оттяжками. Стволы сплошных мачт делают из сварных труб. Сечения поясов как более обтекаемые лучше всего делать из труб. Для элементов решетки применяют трубы и круглые стержни. Как пример конструктивного решения на рис. XII.17 показана типовая радиомачта треугольного сквозного сечения. Такие мачты различной высоты собирают

из одинаковых типовых секций с различным числом ярусов оттяжек. Оттяжки делают из стальных канатов с жестким сердечником. Заделывают их в бетонные анкерные плиты, расположенные в земле. Оттяжки разных ярусов размещаются или параллельно друг другу, или сходятся в одну точку. В первом случае усилия в оттяжках меньше и меньше вертикальная составляющая на ствол, но зато каждой оттяжке необходима отдельная анкерная опора и большая площадь для установки мачты. Для обеспечения поперечной жесткости мачты наименьший угол наклона оттяжки к вертикали принимается 30° . Наибольшее упругое перемещение конца мачты и точек, в которых крепятся оттяжки, не должно превышать $1/100$ расстояния от этих точек до земли. Ствол мачты шарнирно опирается на центральную опору. При необходимости мачту изолируют от земли бочкообразными фарфоровыми изоляторами, на которые ставят балансирующую опорную плиту. Внутри ствола мачты устраивают вертикальную лестницу с промежуточными площадками.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СКВОЗНЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СТЕРЖНЯХ

Стволы сквозных башен и мачт являются пространственными стержнями с гранями из плоских ферм. В общем случае в сечении стержня действуют нормальная и поперечная силы N и Q , а также изгибающий и крутящий моменты M и $M_{кр}$ (рис. XII.18, а). Точное определение усилий в стержнях поясов и решетки от этих воздействий весьма сложно и рассматривается в специальной литературе. Однако для стволов с параллельными поясами (или имеющими небольшой наклон) эти усилия можно найти приближенным способом. Усилия в поясах возникают главным образом от нормальной силы и изгибающего момента

$$N_{\Pi} = N_N + N_M, \quad (\text{XII.35})$$

а в раскосах решетки — от поперечной силы и крутящего момента

$$N_p = N_Q + N_{кр}. \quad (\text{XII.36})$$

Усилие в поясе от нормальной силы в стержнях с одинаковыми площадями ветвей определяется по формуле

$$N_N = \frac{N}{n \cos \gamma}, \quad (\text{XII.37})$$

где n — число ветвей или граней стержня; γ — угол наклона ветви к вертикальной оси.

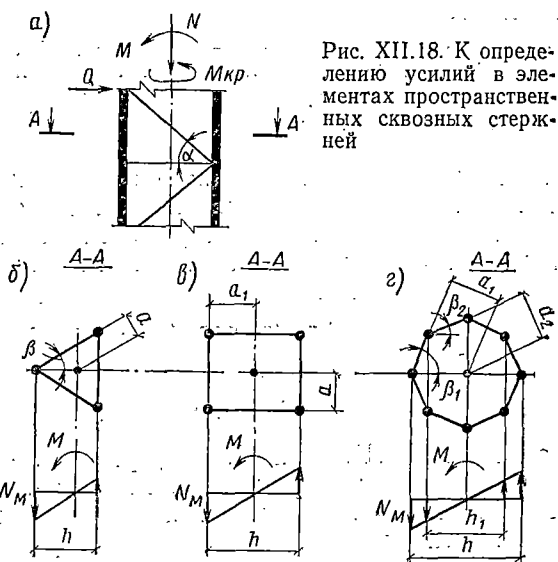


Рис. XII.18. К определению усилий в элементах пространственных сквозных стержней

Наибольшее усилие в поясе от изгибающего момента N_M будет равно:

$$N_M = \frac{2M}{nr}, \quad (\text{XII.38})$$

где n — число граней; r — радиус описанной окружности.
Для трехгранного ствола (рис. XII.18, б)

$$N_M = \frac{M}{h}. \quad (\text{XII.39})$$

Для четырехгранного ствола (рис. XII.18, в) максимальное усилие в поясе при направлении ветра на ребро:

$$N_M = \frac{M}{h\sqrt{2}}. \quad (\text{XII.40})$$

Максимальное усилие в раскосах от поперечной силы для трехгранного ствола составляет

$$N_Q = \frac{Q}{2 \cos \alpha \cos \beta}, \quad (\text{XII.41})$$

где 2 — число рабочих граней; β — половина угла между рассматриваемыми гранями; α — угол наклона раскоса (см. рис. XII.18, а).

Для четырехгранного ствола наибольшее усилие в раскосах будет при направлении ветра на грань:

$$N_Q = \frac{Q}{2 \cos \alpha}. \quad (\text{XII.42})$$

Составляющую усилия в раскосе от крутящего момента можно найти в предположении, что он реализуется суммой моментов от сил, действующих горизонтально вдоль каждой грани, умноженных на свои плечи, равные расстоянию a от центра тяжести сечения до каждой грани. Тогда усилие в одном раскосе рассматриваемой грани

$$N_{кр} = \frac{M_{кр}}{na \cos \alpha}. \quad (\text{XII.43})$$

Определив по (XII.35) и (XII.36) расчетные усилия в поясах и раскосах, проверяют их на центральное сжатие. Расчетную длину раскосов и поясов при числе граней до шести включительно принимают равной расстояниям между узлами. Если граней восемь и более, то расчетную длину поясов в радиальном направлении надо брать равной расстоянию между жесткими диафрагмами, расположенными поперек стержня.

Весь ствол башни и участки ствола мачты между раскрепленными точками должны быть проверены на общую устойчивость, как единые стержни составного сечения.

ПРИЛОЖЕНИЕ I

НОРМАТИВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

ТАБЛИЦА 1. ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПЕРЕГРУЗКИ n
ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ НАГРУЗОК

№ п.п.	Нагрузки	Коэффициент перегрузки n
<i>I. Постоянные</i>		
1	Собственный вес строительных конструкций . . .	1,1 (0,9)
2	Теплоизоляционные и звукоизоляционные изделия (плиты, засыпки, стяжки и т. п.)	
	выполняемые в заводских условиях	1,2 (0,9)
	» на строительной площадке	1,3 (0,9)
3	Усилия предварительного напряжения в конструкции	1,1 (0,9)
<i>II. Временные</i>		
Нагрузки на перекрытия		
4	Нагрузки от веса людей, деталей, ремонтных материалов в зонах, свободных от специального технологического оборудования, по технологическому заданию:	
	а) при $q < 2$ кН/м ²	1,4
	б) при $2 \leq q < 5$ »	1,3
	в) при $q \geq 5$ »	1,2
	От технологического оборудования	
5	Собственный вес стационарного оборудования и теплоизоляции оборудования	1,2
6	Вес заполнения оборудования:	
	а) жидкостями	1,1
	б) суспензиями, шламами и сыпучими телами	1,2
7	Нагрузки от погрузчиков и каров	1,2
	От мостовых кранов	
8	Вертикальные и горизонтальные нагрузки	1,2
	Атмосферные нагрузки	
9	Снеговая при отношении нормативного собственного веса покрытия q (включая и вес подвешного стационарного оборудования) к нормативному весу снегового покрова p :	
	$q/p \geq 1$	1,4
	$q/p = 0,8$	1,5
	$q/p = 0,6$	1,55
	$q/p \leq 0,4$	1,6
10	Ветровая:	
	а) для промышленных и гражданских зданий	1,2
	б) для высоких сооружений, при расчете которых ветровая нагрузка имеет решающее значение (башни, градирни и тому подобные сооружения)	1,3

Примечание. Указанные в скобках значения коэффициентов перегрузки принимаются в тех случаях, когда уменьшение нагрузки вызывает увеличение усилий в конструкции.

**ТАБЛИЦА 2. КОЭФФИЦИЕНТЫ m УСЛОВИЙ РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

№ п.п.	Элемент конструкции	m
1	Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кино, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и т. п. при весе перекрытий, равном полезной нагрузке или большей ее	0,9
2	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм), при гибкости их $\lambda \geq 60$	0,8
3	Подкрановые балки под краны грузоподъемностью 5 т и более тяжелого и весьма тяжелого режимов работы	0,9
4	Колонны жилых и общественных зданий и опор водонапорных башен	0,9
5	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только узкой полкой)	0,75

Примечания: 1. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 1 и 2, а также в пп. 2 и 5 одновременно не учитываются.

2. Коэффициент условий работы по пп. 2 и 5 не распространяется на крепления соответствующих элементов конструкции в узлах.

**ТАБЛИЦА 3. КОЭФФИЦИЕНТЫ m УСЛОВИЙ РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ
АЛЮМИНИЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

№ п.п.	Элемент конструкции	m
1	Корпуса и днища резервуаров	0,8
2	Сжатые элементы решетки плоских ферм при гибкости $\lambda \leq 50$	0,9
	$\lambda > 50$	0,75
3	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только узкой полкой), ...	0,6

Примечание. Коэффициенты условий работы, установленные в пп. 2 и 3, одновременно не учитываются и не распространяются на крепления соответствующих элементов конструкций в узлах.

ТАБЛИЦА 4. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ПРОГИБЫ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

№ п.п.	Элемент конструкции	Значения предельного прогиба в долях от пролета $\left[\frac{f}{l} \right]$ для конструкций	
		стальных	алюминиевых
1.	Подкрановые балки и фермы:		
	а) при ручных кранах	1/500	—
	б) при электрических кранах грузоподъемностью ≤ 50 т	1/600	—
	в) при электрических кранах грузоподъемностью > 50 т	1/750	—
2	Пути кран-балок	1/500	—
3	Монорельсовые пути	1/400	—
4	Балки рабочих площадок промышленных зданий:		
	а) при отсутствии рельсовых путей:		
	главные балки	1/400	—
	прочие »	1/250	—
	б) при наличии узкоколейных путей	1/400	—
	в) при наличии ширококолейных путей	1/600	—
5	Балки междуэтажных перекрытий:		
	а) главные балки	1/400	—
	б) прочие	1/250	—
6	Балки покрытий и чердачных перекрытий:		
	а) главные балки	1/250	1/250 (1/200)
	б) прогоны	1/200	1/200 (1/150)
	в) обрешетки	—	1/150 (1/125)
7	Элементы фахверка:		
	а) стойки, ригели	1/300	1/300 (1/200)
	б) прогоны остекления (в вертикальной и горизонтальной плоскостях)	1/200	1/200
8	Стеновые панели остекленные	—	1/200
9	Стеновые панели неостекленные	—	1/125 (1/100)
10	Кровельные панели и подвесные потолки	—	1/150 (1/125)

Примечания: 1. Прогобы определяются от нормативной нагрузки без учета коэффициента динамичности.

2. Значения прогибов в скобках допускаются при наличии обоснования (экспериментальная проверка, создание строительного подъема и др.).

3. При наличии штукатурки прогиб балок перекрытий только от полезной нагрузки должен быть не более 1/350 пролета.

**ТАБЛИЦА 5. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ
СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ КРАНОВ
«ОСОБОГО» РЕЖИМА РАБОТЫ**

Вид деформации	Значение относительной деформации
Смещение колонн зданий в поперечном направлении:	
а) при плоской расчетной схеме	1/2500 H
б) при пространственной расчетной схеме . .	1/4000 H
Смещение колонн зданий в продольном направлении	1/4000 H
Горизонтальный прогиб тормозных балок (или ферм)	1/2000 L

Примечания: 1. H — высота колонны от низа башмака до головки кранового рельса; L — пролет тормозной балки (или фермы).

2. Смещение колонн и прогиб тормозных конструкций вычисляются от сил торможения одного крана наибольшей грузоподъемности из числа установленных в здании. Сила поперечного торможения распределяется между двумя противостоящими колоннами пропорционально их жесткости; при этом на менее жесткую колонну передается не менее 30% полной силы торможения.

ТАБЛИЦА 6. ПРЕДЕЛЬНАЯ ГИБКОСТЬ $[\lambda]$ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

№ п.п.	Элемент конструкции	[λ] для конструкций	
		стальных	алюминиевых
1	Пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	120	100
2	Прочие элементы ферм	150	120
3	Верхние пояса стропильных ферм, остающиеся незакрепленными в процессе монтажа (предельная гибкость после завершения монтажа должна соответствовать п. 1) . .	220	170
4	Основные колонны	120	100
5	Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т. п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок) .	150	120
6	Связи (кроме указанных в п. 5) . .	200	150
7	Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	200	150

ТАБЛИЦА 7. ПРЕДЕЛЬНЫЕ ГИБКОСТИ [Δ] РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Элемент конструкции	[Δ] для конструкций			
	стальных			алюминиевых при воздействии статической нагрузки
	при воздействии статической нагрузки	при непосредственном воздействии на конструкцию динамической нагрузки	в зданиях и сооружениях с кранами «особого» режима работы	
Пояса и опорные раскосы ферм	400	250	250	300
Прочие элементы ферм	400	350	300	300
Нижние пояса подкрановых балок и ферм	—	150	150	—
Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	300	300	200	—
Прочие элементы связей	400	400	300	300

Примечания: 1. В сооружениях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов проверяется только в вертикальной плоскости.

2. Гибкость растянутых элементов связей, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

3. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных уголков радиус инерции сечения уголка принимается относительно оси, параллельной полке уголка.

ТАБЛИЦА 8. ПРЕДЕЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ОТСЕКОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Категория здания и сооружения	Предельные размеры, м		
	длина отсека вдоль здания	от торца отсека до оси ближайшей вертикальной связи	ширина отсека (здания)
Отапливаемые здания	230 (160)	90 (60)	150 (110)
Неотапливаемые здания и горячие цехи	200 (140)	75 (50)	120 (90)
Открытые эстакады	130 (100)	50 (40)	—

Примечания: 1. Размеры в скобках даны для зданий и эстакад, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха от -40 до -65°C.

2. При наличии в пределах температурного отсека двух вертикальных связей расстояние между ними в осях не должно превышать 50(40) м для зданий и 30(25) м для открытых эстакад.

ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА

ТАБЛИЦА 1. КОЭФФИЦИЕНТЫ φ ПРОДОЛЬНОГО

Гибкость $\lambda = \frac{l}{r}$	Коэффициент φ для								
	С 38/23								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	1	0,999	0,998	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,99
10	0,988	0,986	0,984	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,974
20	0,97	0,967	0,965	0,962	0,959	0,957	0,954	0,951	0,948
30	0,943	0,939	0,935	0,932	0,928	0,924	0,92	0,916	0,913
40	0,905	0,901	0,897	0,894	0,89	0,886	0,882	0,878	0,875
50	0,867	0,862	0,858	0,853	0,848	0,844	0,839	0,834	0,829
60	0,82	0,815	0,81	0,805	0,8	0,795	0,79	0,785	0,78
70	0,77	0,765	0,759	0,754	0,748	0,743	0,737	0,732	0,726
80	0,715	0,709	0,703	0,697	0,691	0,685	0,679	0,673	0,667
90	0,655	0,648	0,64	0,633	0,626	0,619	0,611	0,604	0,597
100	0,582	0,575	0,568	0,561	0,554	0,547	0,54	0,533	0,526
110	0,512	0,506	0,499	0,493	0,486	0,48	0,474	0,467	0,461
120	0,448	0,443	0,438	0,433	0,428	0,423	0,417	0,412	0,407
130	0,397	0,392	0,387	0,382	0,377	0,373	0,368	0,363	0,358
140	0,348	0,344	0,339	0,335	0,331	0,327	0,322	0,318	0,314
150	0,305	0,302	0,298	0,295	0,291	0,288	0,284	0,281	0,277
160	0,27	0,267	0,264	0,261	0,258	0,255	0,252	0,249	0,246
170	0,24	0,238	0,235	0,233	0,23	0,228	0,226	0,223	0,221
180	0,216	0,214	0,212	0,21	0,208	0,206	0,204	0,202	0,2
190	0,196	0,194	0,192	0,19	0,188	0,186	0,183	0,181	0,179
200	0,175	0,174	0,172	0,171	0,169	0,168	0,166	0,165	0,163
210	0,16	0,159	0,157	0,156	0,154	0,153	0,152	0,15	0,149
220	0,146	—	—	—	—	—	—	—	—

НА УСТОЙЧИВОСТЬ

ИЗГИБА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СТЕРЖНЕЙ

Стержней из стали классов							
9	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75	
0,989	1	1	1	1	1	1	
0,972	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982	
0,946	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,95	
0,909	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903	
0,871	0,892	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838	
0,825	0,843	0,837	0,823	0,81	0,79	0,76	
0,775	0,792	0,78	0,764	0,74	0,7	0,66	
0,721	0,73	0,71	0,682	0,65	0,61	0,558	
0,661	0,66	0,637	0,604	0,57	0,518	0,432	
0,589	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343	
0,519	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288	
0,454	0,44	0,413	0,37	0,325	0,273	0,23	
0,402	0,383	0,35	0,315	0,273	0,23	0,192	
0,353	0,33	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164	
0,309	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142	
0,274	0,25	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123	
0,243	0,22	0,2	0,176	0,153	0,13	0,108	
0,218	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096	
0,198	0,175	0,16	0,139	0,122	0,102	0,086	
0,177	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077	
0,162	0,142	0,129	0,112	0,098	0,082	0,069	
0,147	0,13	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063	
—	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057	

ТАБЛИЦА 2. КОЭФФИЦИЕНТЫ $\varphi_{\text{вн}}$ ДЛЯ ПРОВЕРКИ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕРЖНЕЙ В ПЛОСКОСТИ ДЕЙСТВИЯ МОМЕНТА,

Условная гибкость $\bar{\lambda}=\lambda \sqrt{\frac{R}{E}}$	Коэффициенты $\varphi_{\text{вн}}$ при										
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417
1	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347
2	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287
3	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	259	233
4	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192
5	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158
6	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132
7	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121
8	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100
9	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085
10	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072
11	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062
12	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054
13	062	061	054	053	052	051	051	050	050	049	048
14	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043

Примечания: 1. Значения коэффициентов $\varphi_{\text{вн}}$ в таблице увеличены
2. Значения $\varphi_{\text{вн}}$ принимаются не выше значений φ , приведенных в табл. 1,

**ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ (СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ) СПЛОШНОСТЕНЧАТЫХ
СОВПАДАЮЩЕЙ С ПЛОСКОСТЬЮ СИММЕТРИИ**

приведенном эксцентриситете m_1

3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20
370	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	110	090	072
341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	122	105	088	068
312	283	262	240	228	207	195	182	163	148	134	114	099	084	067
286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	065
262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	089	075	063
238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	096	086	072	060
216	198	183	172	162	158	145	137	125	115	106	091	082	068	058
197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	087	078	065	056
178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	082	073	062	054
162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	077	070	060	052
148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	073	067	057	050
137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	069	064	055	048
125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	066	061	052	045
115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	063	058	050	043
095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	056	052	045	039
082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	046	042	036
070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	045	041	038	034
061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	041	036	034	032
053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	038	034	032	029
048	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
043	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	033	032	028	026

в 1000 раз.
прил. II.

ТАБЛИЦА 3. КОЭФФИЦИЕНТЫ φ^{BH} ДЛЯ ПРОВЕРКИ УСТОЙЧИВОСТИ
В ПЛОСКОСТИ ДЕЙСТВИЯ МОМЕНТА,

Приведенная условная гибкость $\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{\frac{R}{E}}$	Коэффициенты при φ^{BH} при										
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250
1	872	762	640	553	483	431	387	351	326	280	243
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240
2	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215
3	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187
4	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160
5	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137
6	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117
7	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108
8	148	142	136	130	123	116	113	108	105	097	091
9	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079
10	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067
11	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058
12	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053
13	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047
14	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042

Примечания: 1. Значения коэффициентов φ^{BH} в таблице увеличены
2. Значения φ^{BH} принимаются не выше значений φ , приведенных в табл. 1

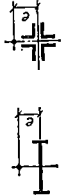
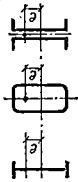
**ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫХ (СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ) СКВОЗНЫХ СТЕРЖНЕЙ
СОВПАДАЮЩЕЙ С ПЛОСКОСТЬЮ СИММЕТРИИ**

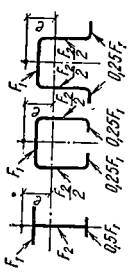
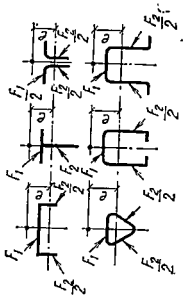
относительном эксцентриситете m

3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12	14	17	20
222	200	182	167	154	143	133	125	111	110	091	077	067	056	048
218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
170	155	143	130	123	115	110	106	096	086	078	069	059	050	042
160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
128	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
046	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
042	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

в 1000 раз.
прил. II.

ТАБЛИЦА 4. КОЭФФИЦИЕНТЫ η ВЛИЯНИЯ ФОРМЫ СЕЧЕНИЯ
ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ ПРИВЕДЕННОГО ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТА $m_1 = \eta m$

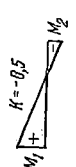
Тип сечения	Схема сечения	$\frac{F_1}{F_2}$	Значения η при		
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$
			$0,1 \leq m < 5$	$5 \leq m \leq 20$	$0,1 < m \leq 20$
1		—	1	1	1
2		—	$0,8 + 0,04 \bar{\lambda}$	1	1
3		—	$1,3 - 0,06 \bar{\lambda}$	$1,2 - 0,04 \bar{\lambda}$	1
4		—	$1,75 - 0,13 \bar{\lambda}$	$1,5 - 0,08 \bar{\lambda}$	1,1

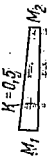
5		≤ 1	$1,8-0,12 \bar{\lambda}$	$1,6-0,08 \bar{\lambda}$	$1,2$
		> 1	$2-0,1 \bar{\lambda}$	$1,9-0,08 \bar{\lambda}$	$1,5$
6		$0,5$	$1,5+0,04m$	$1,7$	$1,7$
		1	$1,75+0,15m$	$2,5$	$2,5$
		$1,5$	$2,25+0,25m$	$3,5$	$3,5$

Примечание. Для сечений типа 6 относительные эксцентриситеты m_1 не должны превышать значений, приведенных в третьей строке сверху следующей таблицы:

$F_1/F_2 \leq 1$		$F_1/F_2 \leq 1,5$	
$1 < \bar{\lambda} \leq 2,5$	$2,5 < \bar{\lambda} \leq 5$	$1 < \bar{\lambda} \leq 3,5$	$3,5 < \bar{\lambda} \leq 6,5$
$m_1 \leq 2 \bar{\lambda}$	$m_1 \leq 5 \bar{\lambda} - 10$	$m_1 \leq 1,6 \bar{\lambda} - 0,6$	$m_1 \leq 5 \bar{\lambda} - 12,5$
		$0,1 \leq m_1 \leq 20$	$0,1 \leq m_1 \leq 20$

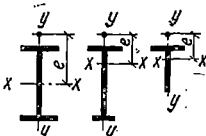
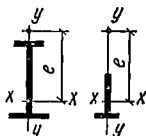
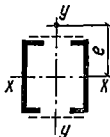
ТАБЛИЦА 5. РАСЧЕТНЫЕ ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТЫ m ДЛЯ СТЕРЖНЕЙ С ШАРНИРНО-ОПЕРТЫМИ КОНЦАМИ

$K = \frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}}$	Расчетные эксцентриситеты m , при относительном эксцентриситете m' , равном											
		0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	7	10	20	
	1	0,1	0,3	0,68	1,12	1,6	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4	
	2	0,1	0,17	0,39	0,68	1,03	1,8	2,75	3,72	5,65	8,6	18,5	
	3	0,1	0,1	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,6	7,4	17,2	
	4	0,1	0,1	0,1	0,18	0,3	0,57	1,03	1,78	3,35	5,9	15,4	
	5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,4	13,4	
	6	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,18	0,4	1,25	3	11,4	
	7	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,5	1,7	9,5	
	1	0,1	0,31	0,68	1,12	1,6	2,65	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4	
	2	0,1	0,22	0,48	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,6	18,5	
	3	0,1	0,17	0,38	0,58	0,8	1,33	2	2,77	4,6	7,4	17,2	
	4	0,1	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,5	5,9	15,4	
	5	0,1	0,1	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,8	2,95	4,7	13,4	
	6	0,1	0,16	0,28	0,4	0,52	0,95	1,25	1,6	2,5	4	11,5	
	7	0,1	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,1	1,35	2,2	3,5	10,8	

$K = \frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}}$	Расчетные эксцентриситеты m_i при относительном эксцентриситете m^1 , равном											
		0,1	0,5	1	1,5	2	3	4	5	7	10	20	
 $K=0$	1	0,1	0,32	0,7	1,12	1,6	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4	
	2	0,1	0,28	0,6	0,9	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,6	18,5	
	3	0,1	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,8	7,4	17,2	
	4	0,1	0,26	0,52	0,78	1,1	1,6	2,2	2,83	4	6,3	15,4	
	5	0,1	0,25	0,52	0,78	1,1	1,55	2,1	2,78	3,85	5,9	14,5	
	6	0,1	0,28	0,52	0,78	1,1	1,55	2	2,7	3,8	5,6	13,8	
	7	0,1	0,32	0,52	0,78	1,1	1,55	1,9	2,6	3,75	5,5	13,8	
 $K=0,5$	1	0,1	0,4	0,8	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,5	9,4	19,4	
	2	0,1	0,4	0,78	1,2	1,6	2,3	3,15	4,1	5,85	8,6	18,5	
	3	0,1	0,4	0,77	1,17	1,55	2,3	3,1	3,9	5,55	8,15	18	
	4	0,1	0,4	0,75	1,13	1,55	2,3	3,05	3,8	5,3	7,6	17,5	
	5	0,1	0,4	0,75	1,1	1,55	2,3	3	3,8	5,3	7,6	17	
	6	0,1	0,4	0,75	1,1	1,5	2,3	3	3,8	5,3	7,6	16,5	
	7	0,1	0,4	0,75	1,1	1,4	2,3	3	3,8	5,3	7,6	16	

$m^1 = \eta \frac{F}{W} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{F}{W}$, где M_1 — больший из концевых моментов.

ТАБЛИЦА 6. КОЭФФИЦИЕНТЫ α и β

Относительный эксцентриситет	Открытые сечения двутавровые и тавровые		Замкнутые сечения сплошные или с решетками (планками)	
				
α	$m \leq 1$	0,7	$1 - 0,3 \frac{I_2}{I_1}$	0,6
	$1 < m \leq 5$	$0,7 + 0,05 (m - 1)$	$1 - [0,3 - 0,05 \times (m - 1)] \frac{I_2}{I_1}$;	$0,6 + 0,05 \times (m - 1)$
	$m > 5$	0,9	$1 - 0,1 \frac{I_2}{I_1}$	0,8
β	при $\lambda_y \leq \lambda_c$	1	1	1
	при $\lambda_y > \lambda_c$	$\frac{0,58}{\varphi_y}$	$1 - \left(1 - \frac{0,58}{\varphi_y}\right) \left(2 \cdot \frac{I_2}{I_1} - 1\right)$ при $\frac{I_2}{I_1} < 0,5$ значение $\beta = 1$	

Обозначения, принятые в табл. 6:

I_1 и I_2 — моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y-y$;

λ_c — наименьшее значение гибкости стержня, при котором центрально-сжатый стержень теряет устойчивость в упругой стадии, определяемое по табл. 7.

Примечание. Пользование коэффициентами, установленными для стержней замкнутого сечения, возможно только при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует пользоваться коэффициентами, установленными для стержней открытого двутаврового сечения.

ТАБЛИЦА 7. ГИБКОСТЬ СТЕРЖНЕЙ λ_c

Класс стали	С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40	С 60/45	С 70/60	С 85/75
λ_c	100	92	88	86	77	70	63

ТАБЛИЦА 8. НАИБОЛЬШИЕ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ c ПРИ $\lambda_y > \lambda_c$

$l \delta_1$		Наибольшие значения c при M_x/Nh												
bh		0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,35	1,5	2,25	3
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,3	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12	
0,5	1	0,89	0,73	0,59	0,5	0,42	0,37	0,32	0,3	0,27	0,24	0,17	0,13	
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,3	0,27	0,19	0,15	
1	1	0,93	0,8	0,67	0,58	0,5	0,44	0,39	0,35	0,32	0,3	0,21	0,16	
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,26	0,2	
2	1	0,97	0,9	0,8	0,73	0,66	0,6	0,54	0,5	0,45	0,42	0,31	0,24	
2,5 и более	1	0,99	0,92	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28	

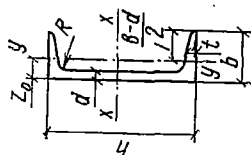
Обозначения, принятые в табл. 8: h — высота сечения; b и δ_1 — ширина и толщина пояса; l — расчетная длина в-плоскости, перпендикулярной-плоскости действия момента.

№ про- фля	Масса 1 м, кг	Размеры						Площадь сечения r , см^2	Справочные величины для осей						
		мм							$x-x$			$y-y$			
									J_x см^4	W_x' см^3	r_x см	$S_{x'}$ см^3	J_y см^4	W_y' см^3	r_y см
h	b	d	t	R											
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7	12	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22	2,28
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38	2,88
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55	3,59
16	15,9	160	81	5	7,8	8,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7	4,46
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88	5,6
18а	19,9	180	100	5,1	8,3	9	25,4	1430	159	7,51	89,8	114	22,8	2,12	6,54

№ про- филя	Масса 1 м, кг	Размеры						Площадь сечения F , см ²	Справочные величины для осей											
		мм							$x-x$			$y-y$								
									h	b	d	t	R	J_x , см ⁴	W_x , см ³	r_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	r_y , см
20	21	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	184	1840	8,28	104	115	23,1	2,07	6,92					
20a	22,7	200	110	5,2	8,6	9,5	28,9	203	2030	8,37	114	155	28,2	2,32	7,94					
22	24	220	110	5,4	8,7	10	30,6	232	2550	9,13	131	157	28,6	2,27	8,6					
22a	25,8	220	120	5,4	8,9	10	32,8	254	2790	9,12	143	206	34,3	2,5	9,77					
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	289	3460	9,97	163	198	34,5	2,37	11,1					
24a	29,4	240	125	5,6	9,8	10,5	37,5	317	3800	10,1	178	260	41,6	2,63	12,8					
27	31,5	270	125	6	9,8	11	40,2	371	5010	11,2	210	260	41,5	2,54	13,6					
27a	33,9	270	135	6	10,2	11	43,2	407	5500	11,3	229	337	50,0	2,8	16,7					
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12	46,5	472	7080	12,3	268	337	49,9	2,69	17,4					
30a	39,2	300	145	6,5	10,7	12	49,9	518	7780	12,5	292	436	60,1	2,95	20,3					
33	42,2	330	140	7	11,2	13	53,8	597	9840	13,5	339	419	59,9	2,79	23,8					
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14	61,9	743	13380	14,7	423	516	71,1	2,89	31,4					
40	57	400	155	8,3	13	15	72,6	953	19062	16,2	545	667	86,1	3,03	40,6					
45	66,5	450	160	9	14,2	16	84,7	1231	27696	18,1	708	808	101	3,09	54,7					
50	78,5	500	170	10	15,2	17	100	1598	39727	19,9	919	1043	123	3,23	75,4					
55	92,6	550	180	11	16,5	18	118	2035	55962	21,8	1181	1356	151	3,39	100					
60	108	600	190	12	17,8	20	138	2560	75806	23,6	1491	1725	182	3,54	135					

ТАБЛИЦА 2. СТАЛЬ ГОРЯЧЕКАТАНАЯ. ШВЕЛЛЕРЫ
(ВЫБОРКА ИЗ ГОСТ 8240—72)

Обозначения:

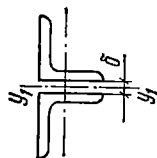
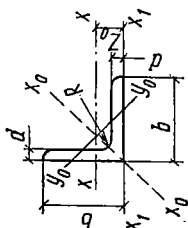


h — высота швеллера;
 b — ширина полки;
 d — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус внутреннего закругления;
 J — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — радиус инерции;
 S — статический момент полусечения;
 z_0 — расстояние от оси $y-y$ до наружной грани стенки;
 J_K — момент инерции при кручении

№ профиля	Масса 1 м, кг	Размеры						Площадь сечения, см ²	Справочные величины для осей							
		мм							x-x				y-y			
		h	b	d	t	R	J _{x'} , см ⁴		W _{x'} , см ³	r _{x'} , см	S _{x'} , см ³	J _{y'} , см ⁴	W _{y'} , см ³	r _{y'} , см	Z ₀ , см	
5	4,84	50	32	4,4	7	6	6,16	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16	1
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	7,51	48,6	15,0	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24	1,25
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	1,55
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	1,96
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	2,52
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67	3,19

№ профиля	Масса 1 м, кг	Размеры						Площадь сечения F , см ²	Справочные величины для осей								
		мм							$x-x$			$y-y$					
		h	b	d	t	R			J_x , см ⁴	W_x , см ³	r_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³	r_y , см	Z_0 , см	J_K , см ⁴
14a	13,3	140	62	4,9	8,7	8	17	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87	4	
16	14,2	160	64	5	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8	3,97	
16a	15,3	160	68	5	9	8,5	19,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2	4,93	
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94	4,87	
18a	17,4	180	74	5,1	9,3	9	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13	5,98	
20	18,4	200	76	5,2	9	9,5	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07	5,9	
20a	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	25,2	1670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28	7,36	
22	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	7,48	
22a	22,6	220	87	5,4	10,2	10	28,8	2330	212	8,99	121	187	30	2,55	2,46	9,35	
24	24	240	90	5,6	10	10,5	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42	9,6	
24a	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	32,9	3180	265	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67	11,85	
27	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	11,98	
30	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52	14,98	
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	19,21	
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68	25,1	
40	48,3	400	115	8	13,5	15	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75	32,41	

ТАБЛИЦА 3*. СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ УГЛОВАЯ РАВНОПОЛОЧНАЯ (ВЫБОРКА ИЗ ГОСТ 8509—72)



Обозначения:

b — ширина полки;
 d — толщина полки;
 J — момент инерции;
 r — радиус инерции

Размеры уголка, мм		R, мм	Площадь се- чения F, см²	Масса 1 м, кг	Расстояние центра тяже- сти z₀, см	Ось x—x		Ось x₁—x₁		Ось x₀—x₀		Ось y₀—y₀		Радиусы инерции r _{y1} для двух уголков при δ, мм			
b	d					J _x , см⁴	r _x , см	J _{x₁} , см⁴	J _{x₀} , см⁴	r _{x₀} , см	J _{y₀} , см⁴	r _{y₀} , см	δ=8	δ=10	δ=12	δ=14	
45	4	5	3,48	2,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,4	
	5		4,29	3,37	1,3	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42	
50	5	5,5	4,80	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61	
56	5	6	5,41	4,25	1,57	16	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,1	2,61	2,69	2,77	2,85	
63	4	7	4,96	3,9	1,69	18,9	1,95	33,1	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09	
	5		6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12	
	6		7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	50	42,9	2,43	11,2	1,24	2,91	2,99	3,06	3,14	
70	5	8	6,86	5,38	1,9	31,9	2,16	56,7	50,7	2,72	13,2	1,39	3,16	3,23	3,30	3,38	
	6		8,15	6,39	1,94	37,6	2,15	68,4	59,6	2,71	15,5	1,38	3,18	3,25	3,33	3,4	
75	5	9	7,39	5,80	2,02	39,5	2,31	69,6	62,6	2,91	16,4	1,49	3,35	3,42	3,49	3,57	
	6		8,78	6,89	2,06	46,6	2,3	83,9	73,9	2,9	19,3	1,48	3,37	3,44	3,52	3,6	

Размеры уголка, мм		R, мм	Площадь сечения F, см ²	Масса m, кг	Расстояние от центра тяжести z ₀ , см	Ось x—x		Ось x ₁ —x ₁	Ось x ₀ —x ₀		Ось y ₀ —y ₀		Радиусы инерции r _y , для двух уголков при δ, мм			
b	d					J _x , см ⁴	r _x , см		J _x ₀ , см ⁴	r _x ₀ , см	J _y ₀ , см ⁴	r _y ₀ , см	δ=8	δ=10	δ=12	δ=14
80	6	9	9,38	7,36	2,19	57	2,47	102	90,4	3,11	23,5	1,58	3,58	3,65	3,72	3,8
	7		10,8	8,51	2,23	65,3	2,45	119	104	3,09	27	1,58	3,6	3,67	3,75	3,82
90	6	10	10,6	8,33	2,43	82,1	2,78	145	130	3,5	34	1,79	3,97	4,04	4,11	4,19
	7		12,3	9,64	2,47	94,3	2,77	169	150	3,49	38,9	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
100	7		13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,6
	8	12	15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,4	4,47	4,54	4,62
	10		19,2	16,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,67
110	8	12	17,2	13,5	3	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,8	4,87	4,95	5,02
	9	14	22	17,3	3,4	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
125	10		24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	9	14	24,7	19,4	3,78	466	4,34	818	739	5,47	192	2,79	6,02	6,1	6,16	6,24
140	10		27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	10	16	31,4	24,7	4,3	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
160	12		37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
	11	16	38,8	30,5	4,85	1216	5,6	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,88
180	12		42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,90
	12		47,1	37	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
200	13		50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,50	8,58	8,64	8,71
	14		54,6	42,8	5,46	2097	6,2	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,6	8,66	8,73
	16	18	62	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,70	8,77
	20		76,5	60,1	5,7	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25		94,3	74	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
	30		111,5	87,6	6,07	4020	6,00	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,9	8,97	9,05

* В табл. 3 и 4 приведены наиболее употребительные из выпускаемых металлургической промышленностью профилей.

Размеры уголка, мм			R, мм	Площадь сечения F, см ²	Масса l м, кг	Расстоя- ние центра тяжести		Ось x-x		Ось y-y		Ось x ₁ -y ₁	Ось u-u		Радиусы инерции r _y для двух уголков при δ, мм				Радиус инерции r _y для двух уголков при δ, мм				
B	b	p				y ₀ , см	x ₀ , см	J _x , см ⁴	r _x , см	J _y , см ⁴	r _y , см		J _u , см ⁴	r _u , см	δ=0	δ=10	δ=12	δ=14	δ=0	δ=10	δ=12	δ=14	
80	50	5	8	6,36	4,99	2,6	1,13	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	20,8	7,58	1,09	2,08	2,16	2,23	2,3	3,94	4,02	4,11	4,19
		6		7,55	5,92	2,65	1,17	49	2,55	14,8	1,40	102,0	25,2	8,88	1,08	2,10	2,18	2,26	2,34	3,97	4,05	4,13	4,21
90	56	6	9	8,54	6,7	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	145	35,2	12,7	1,22	2,3	2,38	2,45	2,53	4,41	4,49	4,57	4,65
		8		11,18	8,77	3,04	1,36	90,9	2,85	27,1	1,56	194	47,8	16,3	1,21	2,35	2,43	2,5	2,58	4,47	4,55	4,62	4,7
100	63	7	10	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,2	30,6	1,79	198	49,9	18,2	1,38	2,55	2,62	2,7	2,77	4,84	4,92	4,99	5,07
		8		11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35	1,78	232	58,7	20,8	1,37	2,57	2,64	2,72	2,78	4,87	4,95	5,02	5,1
110	70	8	10	11,4	8,98	3,55	1,58	142	3,53	45,6	2	286	74,3	26,9	1,53	2,82	2,89	2,97	3,04	5,31	5,38	5,45	5,53
		9		13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	353	92,3	32,2	1,52	2,84	2,92	2,99	3,07	5,33	5,41	5,49	5,56
125	80	10	11	16	12,5	4,05	1,84	256	4	83	2,28	518	137	48,8	1,75	3,19	3,27	3,34	3,41	5,98	6,06	6,13	6,21
		11		19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100	2,26	649	173	59,3	1,74	3,23	3,31	3,37	3,46	6,04	6,11	6,19	6,27
140	90	10	12	18	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120	2,58	727	194	70,3	1,98	3,55	3,61	3,69	3,76	6,64	6,72	6,79	6,86
		11		22,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146	2,56	911	245	85,5	1,96	3,59	3,67	3,74	3,82	6,69	6,77	6,84	6,92
160	100	13	13	22,9	18	5,19	2,23	606	5,15	186	2,85	1221	300	110	2,2	3,83	3,95	4,02	4,09	7,60	7,67	7,75	7,82
		14		25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204	2,84	1359	335	121	2,19	3,90	3,97	4,04	4,12	7,62	7,69	7,77	7,84
		15		30	23,6	5,32	2,36	784	5,11	239	2,82	1634	405	142	2,18	3,95	4,02	4,09	4,16	7,67	7,74	7,82	7,9
180	110	12	14	28,3	22,2	5,88	2,44	952	5,8	276	3,12	1933	444	165	2,42	4,22	4,29	4,36	4,48	8,55	8,62	8,7	8,77
		13		33,7	26,4	5,97	2,52	1123	5,77	324	3,1	2324	537	194	2,4	4,25	4,33	4,4	4,47	8,6	8,67	8,75	8,82
200	125	14	14	34,9	27,4	6,5	2,79	1449	6,45	446	3,58	2920	718	264	2,75	4,79	4,86	4,93	5	9,44	9,51	9,59	9,66
		15		37,9	29,7	6,54	2,83	1568	6,43	482	3,57	3189	786	285	2,74	4,81	4,88	4,95	5,02	9,46	9,54	9,62	9,68
		16		43,9	34,1	6,62	2,91	1801	6,41	551	3,54	3726	922	327	2,73	4,85	4,92	4,99	5,06	9,5	9,58	9,65	9,73
		17		49,8	39,1	6,71	2,99	2026	6,38	617	3,52	4264	1061	367	2,72	4,89	4,95	5,03	5,1	9,55	9,63	9,7	9,78

**ТАБЛИЦА 5. СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ ТОЛСТОЛИСТОВАЯ
И УНИВЕРСАЛЬНАЯ, РАЗМЕРЫ, мм**

Толщина листов (полос)	Ширина листов (полос)	Длина листов
Прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 19903—74)		
4	600; 710; 1000; 1250; 1400; 1500; 1600	2000; 2500; 2800; 3500; 4500; 5000; 6000
5	1250; 1400; 1500; 1600	2500; 2800; 3000; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000
6; 7	1250; 1400; 1500; 1600; 1800	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
9; 10; 11	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
36; 40	1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000

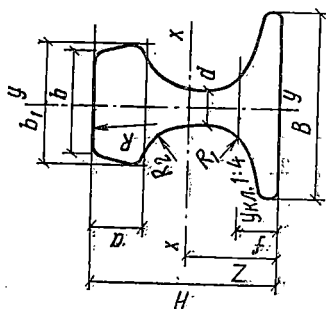
Универсальная (по ГОСТ 82—70)

6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40	200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050	5000—18 000

ТАБЛИЦА 6. РЕЛЬСЫ КРАНОВЫЕ (ГОСТ 4121—62*)

Основные размеры, мм

Тип рельса	H	B	a	b	b ₁	d	f	R	R ₁	R ₂
КР50	90	90	25	50	55	20	20	300	18	26
КР60	105	105	27,5	60	64,5	24	22	350	20	32
КР70	120	120	32,5	70	76,5	28	24	400	23	38
КР80	130	130	35	80	87	32	26	400	25	44
КР100	150	150	40	100	108	38	30	450	30	50
КР120	170	170	45	120	129	44	35	500	34	56
КР140	190	190	50	140	150	50	40	600	32	63



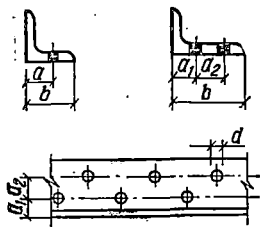
Основные расчетные данные

Тип рельса	Площадь поперечного сечения F, см ²	Расстояние до центра тяжести z, см	Момент инерции, см ⁴		Масса 1 м, кг
			J _x	J _y	
КР50	38,02	4,32	357,54	111,42	29,85
КР60	50,99	4,83	654,6	195,88	50,03
КР70	67,3	5,93	1081,99	327,16	52,83
КР80	81,13	6,43	1547,4	482,39	63,69
КР100	113,32	7,6	2864,73	940,98	88,96
КР120	150,44	8,43	4923,79	1694,83	118,1
КР140	195,53	9,84	7427,23	2483,4	153,49

РИСКИ ПРОКАТЫХ ПРОФИЛЕЙ

ТАБЛИЦА 1. РИСКИ ДЛЯ ОТВЕРСТИЙ В УГОЛКАХ

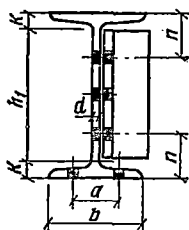
Одна риска			Две риски				
ширина пол- ки b	риска a	максималь- ный диаметр отверстия	ширина пол- ки B	риска		максималь- ный диаметр отверстия	
				a_1	a_2		
мм							
45	25	11	В шахматном порядке				
50	30	13	125	55	35	23	
56	30	13	140	60	40	25	
63	35	17	160	65	60	25	
70	40	19	В два ряда				
75	45	21	140	55	60	19	
80	45	21	160	60	70	23	
90	50	23	В шахматном порядке и в два ряда				
100	55	23	180	65	75	25	
110	60	25	200	80	80	25	
125	70	25	220	90	90	28,5	
140	75	25	250	100	90	28,5	



Примечания: 1. При наличии стыков необходимо проверить достаточность рисков. Для уголков с толстыми полками нужно или соответственно увеличить риски, или уменьшить диаметр отверстий.

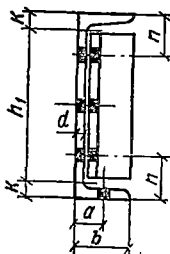
2. В случае применения болтов при двухрядном расположении необходимо, чтобы риска a_2 была не менее 3 диаметров применяемого отверстия.

ТАБЛИЦА 2. РИСКИ
ДЛЯ ОТВЕРСТИЙ В ДВУТАВРАХ
ПО ГОСТ 8239-72



№ профиля	Полка			Стенка			
	<i>b</i>	риска <i>a</i>	максимальный диаметр отверстия	<i>h</i> ₁	<i>k</i>	<i>d</i>	максимальный диаметр отверстия
мм							
10	55	32	9	70	15	4,5	30
12	64	36	11	88	16	4,8	35
14	73	40	11	106	17	4,9	40
16	81	45	13	124	18	5	40
18	90	50	15	142	19	5,1	50
18a	100	55	17	142	19	5,1	50
20	100	55	17	162	19	5,2	50
20a	110	60	19	160	20	5,2	50
22	110	60	19	178	21	5,4	60
22a	120	65	21	178	21	5,4	60
24	115	60	19	196	22	5,6	60
24a	125	70	21	194	23	5,6	60
27	125	70	21	224	23	6	60
27a	135	70	23	222	24	6	60
30	135	70	23	250	25	6,5	65
30a	145	80	23	248	26	6,5	65
33	140	80	23	276	26	7	65
36	145	80	23	302	29	7,5	70
40	155	80	23	338	31	8	70
45	160	90	23	384	33	8,6	70
50	170	100	25	430	35	9,5	80
55	180	100	25	474	38	10,3	80
60	190	110	25	518	41	11,1	90

ТАБЛИЦА 3. РИСКИ
ДЛЯ ОТВЕРСТИЙ В ШВЕЛЛЕРАХ
ПО ГОСТ 8240-72



№ профиля	Полка			Стенка			
	<i>b</i>	риска <i>a</i>	максимальный диаметр отверстия	<i>h</i> ₁	<i>k</i>	<i>d</i>	максимальный диаметр отверстия
мм							
5	32	20	9	22	14	4,4	25
6,5	36	20	11	37	14	4,4	32,5
8	40	25	11	50	15	4,5	40
10	46	30	13	68	16	4,5	33
12	52	30	17	86	17	4,8	40
14	58	35	17	104	18	4,9	45
14a	62	35	17	102	19	4,9	45
16	64	40	19	122	19	5	50
16a	68	40	19	120	20	5	50
18	70	40	21	140	20	5,1	55
18a	74	45	21	138	21	5,1	55
20	76	45	23	158	21	5,2	60
20a	80	50	23	158	21	5,2	60
22	82	50	23	176	22	5,4	65
22a	87	50	25	174	23	5,4	65
24	90	50	25	192	24	5,6	65
24a	95	60	25	190	25	5,6	65
27	95	60	25	220	25	6	70
30	100	60	25	246	27	6,5	70
33	105	60	25	274	28	7	70
36	110	70	25	300	30	7,5	75
40	115	70	25	336	32	8	75

**О МЕЖДУНАРОДНОЙ СИСТЕМЕ ЕДИНИЦ
ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН**

Основные и производные (имеющие собственные наименования) единицы физических величин, наиболее широко применяемые при расчетах строительных конструкций по системе СИ, даны в табл. 1 и 2.

ТАБЛИЦА 1. ОСНОВНЫЕ ЕДИНИЦЫ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН

Величина	Обозначение	Наименование основной единицы	Размерность
Длина	L	метр	м
Масса	M	килограмм	кг
Время	T	секунда	с

ТАБЛИЦА 2. ПРОИЗВОДНЫЕ ЕДИНИЦЫ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН, ИМЕЮЩИХ СОБСТВЕННЫЕ НАИМЕНОВАНИЯ

Величина	Наименование	Обозначение	Размерность		
Сила	ньютон	Н	LMT^{-2}	$кг \cdot м/с^2$	Н
Напряжение (давление)	паскаль	Па	$L^{-1} MT^{-2}$	$кг/м \cdot с^2$	$Н/м^2$
Работа	джоуль	Дж	$L^2 MT^{-2}$	$кг \cdot м^2/с^2$	Н·м

Обозначения единиц физических величин могут применяться в кратных и дольных частях в соответствии с табл. 3.

ТАБЛИЦА 3. КРАТНЫЕ И ДОЛЬНЫЕ ЧАСТИ

Кратность (дольность)	Наименование	Обозначение	Примечание
10^6	мега	М	Рекомендуемые
10^3	кило	к	»
10^2	гекто	г	Допускаемые
10	дека	да	»
10^{-1}	деци	д	»
10^{-2}	санти	с	»
10^{-3}	милли	м	Рекомендуемые
10^{-6}	микро	мк	»

Кратные и дольные части единиц физических величин называются и обозначаются добавлением соответствующих приставок в наименования и обозначения. Например, сила, равная 1000 ньютонам, называется килоньютоном и обозначается кН; напряжение, равное 1 000 000 паскалей называется мегапаскалем и обозначается МПа.

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие к третьему изданию	3
Глава I. Введение	4
§ 1. Основные достоинства и недостатки металлических конструкций	4
§ 2. Применение металлических конструкций в современном строительстве	5
§ 3. Краткий исторический обзор развития металлических конструкций	8
Глава II. Материалы для металлических конструкций, их состав, свойства и работа	11
§ 4. Стали для строительных конструкций, их состав и свойства	11
§ 5. Работа стали при различных видах силовых воздействий	20
§ 6. Влияние других факторов на работу стали	32
§ 7. Понятие об устойчивости элементов металлических конструкций	41
§ 8. Алюминиевые сплавы, их состав, свойства и особенности работы	51
Глава III. Сортамент	54
§ 9. Сортамент для стальных конструкций	54
§ 10. Сортамент для конструкций из алюминиевых сплавов	61
Глава IV. Основы проектирования и расчет металлических конструкций	63
§ 11. Основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям	63
§ 12. Организация проектирования	66
§ 13. Основы расчета металлических конструкций по предельным состояниям	69
§ 14. Расчетные сопротивления сталей и алюминиевых сплавов и их физические характеристики	78
Глава V. Сварные соединения	80
§ 15. Способы сварки и типы соединений	80
§ 16. Термическое воздействие сварки. Сварочные напряжения и деформации	84
§ 17. Расчет сварных соединений	90
§ 18. Конструктивные требования к сварным соединениям	99
Глава VI. Болтовые и заклепочные соединения	109
§ 19. Общая характеристика болтов и заклепок	110
§ 20. Расчет болтовых и заклепочных соединений	114
§ 21. Конструирование болтовых и заклепочных соединений	122
Глава VII. Балки и балочные конструкции	130
§ 22. Общая характеристика балок и балочных клеток	131
§ 23. Плоский стальной настил балочных клеток	134
§ 24. Подбор сечения прокатных балок	139
§ 25. Подбор сечений разрезных составных балок	142
§ 26. Другие виды составных балок	153
§ 27. Проверка общей устойчивости балок	166
§ 28. Проверка местной устойчивости элементов балки	167
§ 29. Конструирование и расчет сопряжений и узлов балок	174

	Стр.
Глава VIII. Колонны	191
§ 30. Центральнo-сжатые колонны	192
§ 31. Внецентренно-сжатые колонны	210
§ 32. Конструирование и расчет узлов и деталей колонн	219
Глава IX. Фермы	236
§ 33. Характеристика, классификация, компоновка и типы сечений элементов ферм	237
§ 34. Стропильные фермы	241
§ 35. Расчет ферм	249
§ 36. Конструирование и расчет узлов и деталей ферм	262
Глава X. Каркасы одноэтажных производственных зданий	283
§ 37. Основные вопросы проектирования конструкций производственных зданий	283
§ 38. Компоновка конструктивной схемы каркаса	290
§ 39. Особенности расчета поперечных рам	309
§ 40. Конструкции покрытия	310
§ 41. Особенности расчета и конструирования колонн производственных зданий	323
§ 42. Подкрановые конструкции	354
Глава XI. Листовые конструкции	386
§ 43. Общая характеристика листовых конструкций	386
§ 44. Основы расчета листовых конструкций	387
§ 45. Листовые конструкции промышленных сооружений	394
Глава XII. Металлические конструкции специальных сооружений	414
§ 46. Большепролетные покрытия	414
§ 47. Висячие покрытия	423
§ 48. Конструкции башен и мачт	433
Приложения	
I. Нормативные данные для расчета металлических конструкций	441
II. Данные для расчета на устойчивость	446
III. Сортамент прокатной стали	458
IV. Риски прокатных профилей	468
V. О международной системе единиц физических величин	470

Анатолий Александрович Васильев
Металлические конструкции

Научный редактор Б. Ю. Уваров
Редакция литературы по строительным материалам и конструкциям
Зав. редакцией М. И. Бобылев
Редактор А. В. Болотина
Мл. редакторы Л. А. Козий, Л. А. Табачник
Внешнее оформление художника И. А. Шилева
Технический редактор Т. М. Кан
Корректоры О. В. Стигнеева, Н. Сафронова

ИБ № 2236

Сдано в набор 27.03.79. Подписано в печать 6.08.79. Формат 84×108¹/₃₂.
Бумага тип. № 1. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 24,78.
Уч.-изд. л. 25,34. Тираж 80 000 экз. Зак. № 950. Цена 1 руб.

Стройиздат, 103006, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7