

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФГБОУ ВО «Кубанский государственный
аграрный университет имени И. Т. Трубилина»

С. Л. Паниева

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ.
ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Учебное пособие

Краснодар
КубГАУ
2017

УДК 692 (075.8)

ББК 33.2

П16

Р е ц е н з е н т ы :

В. И. Божков – канд. техн. наук, профессор
(Кубанский технологический университет);

Ф. Н. Деревенец – канд. техн. наук, доцент
(Кубанский государственный аграрный университет)

Паниева С. Л.

П16 Металлические конструкции. Основы проектирования : учеб. пособие / С. Л. Паниева. – Краснодар : КубГАУ, 2017. – 220 с.

ISBN

В учебном пособии изложены основы проектирования и расчета металлических конструкций, их работа при различных видах загрузки, соединения. Приведены общие понятия о металлических конструкциях, рассмотрены особенности их работы. Теоретический материал сопровождается необходимыми рисунками и схемами.

Предназначено для студентов-бакалавров направления 08.03.01 «Строительство», студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

УДК 692 (075.8)

ББК 33.2

© Паниева С. Л., 2017
© ФГБОУ ВО «Кубанский
государственный аграрный
университет имени
И. Т. Трубилына», 2017

ISBN

ВВЕДЕНИЕ

Металл применяется человеком с древнейших времен. Умение плавить и изготавливать металлические изделия дало ощутимый толчок в развитии всей нашей цивилизации. Применяется он поистине повсеместно, во всех областях человеческой деятельности.

Практически никакое строительство невозможно без использования металлических конструкций.

При необходимости возвести в короткое время склад или иное производственное помещение наилучшим выбором опять же являются металлоконструкции. Применение технологии возведение каркасных складов из металлоконструкций и шлюз-тамбуры позволяют в очень короткие сроки возвести склад для хранения любых видов продукции. Использование шлюз-тамбуров позволяет задействовать все помещение, так как они представляют собой конструкции, включающую в себя перегрузочные мосты с откидной аппарелью и специальные герметизаторы, которые устанавливаются снаружи здания.

Возведение подобных сооружений невозможно без использования такого вида черного металлопроката как фасонный. Всевозможные балки, швеллеры и уголки являются неотъемлемой части металлоконструкций быстровозводимых зданий.

Строительство зданий без использования арматуры и других изделий черного металлопроката в настоящее время невозможно себе представить. Пользующееся популярностью монолитно-каркасное домостроение невозможно без применения долговечных и прочных изделий из металла. Так же в строительной области широкое применения находит использование перфорированного металлического листа, который используется и для фасадов, и для полов или подвесных потолков.

Невозможно представить себе современное строительство и без такого изделия металлопроката как трубы. Трубы могут быть различного диаметра и иметь различную форму сечения. Применяются в водопроводных и газовых, а так же отопительных сетях. В строительстве используются трубы, изготовленные из углеродистой, низколегированной или нержавеющей стали. Для повышения их надежности применяются различные способы обработки металла.

При проведении сварочных работ, без которых никакое строительство не обходится, так же используются изделия из металлопроката. Для ручной или автоматической сварки используется специальная металлическая сварочная проволока, а для производства электродов – оцинкованная.

Использование в качестве колонн и балок разного профиля швеллеров значительно ускоряет строительство и снижает затраты. Монтаж их выполняется быстрее, чем железобетонных. При одинаковой прочности металлические несущие конструкции имеют значительно более низкий вес. Использование каркаса из металлических балок и колонн позволяет применять для возведения стен пористые и более лёгкие стройматериалы. Использование металла в строительстве приводит к значительному снижению веса здания и уменьшению нагрузки на фундамент. Он может быть выполнен менее массивным. Сравнительно новые технологии в строительстве – применение вентилируемых фасадов, здесь также используются для монтажа специальные конструкции из металлопрофиля.

Металл – один из наиболее экологически безопасных материалов. В последнее время расширяется его применение в коттеджном строительстве. Традиционная область использования – опоры для лестниц, несущие балки балконов, ограды. Она дополняется использованием металлопрофилей для каркаса обшивки стен, потолков, создания внутренних перегородок, а также в качестве каркаса стеновых панелей.

1 ПРИМЕНЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

1.1 История развития металлоконструкций

Металлические конструкции имеют богатую историю развития. Уже в XVII в. несущие металлические конструкции применялись в строительстве зданий и сооружений.

В 1686–1696 гг. появляются первые упоминания о использовании металлических конструкций в качестве перекрытий в Троице-Сергиевского монастыря (г. Сергиев-Посад).

В XVIII в. металлические конструкции применялись редко как в России так и за рубежом, применяя металлические конструкции производили монтаж перекрытий куполов в церквях. Отсутствие развитой инфраструктуры, слабое развитие металлургии, дефицит черного металла, препятствовали широкому распространению металлоконструкций.

В начале XIX в. в качестве основного материала для строительства мостов , и других промышленных металлических конструкций использовали чугун. Уже в 1784 г., в Царском селе в были построены такие мосты. Первый чугунный мост в Петербурге был построен в 1807 г., в Англии в 1779 г.

Именно из чугуна, а не из стали был сооружен первый металлический мост через реку Северн.



Рисунок 1.1 – Первый в мире металлический мост (Великобритания)

В 1835 г. в Москве был построен новый Чугунный мост из металлических форм на месте Высокопятицкого деревянного моста, это был первый металлический мост в Москве.

Развитию научных основ литейного производства во многом способствовали работы П. П. Аносова, Д. К. Чернова и других ученых.

Строительство промышленных цехов, фабричных зданий происходило с использованием чугуна. Наряду с чугуном применялось и сварочное железо, преимущественно в каркасах многоэтажных зданий и на многочисленных фабриках текстильной промышленности, построенных в России в середине и в конце XIX столетия.

Широкое применение сварочного железа началось в период промышленной революции конца XVIII и начала XIX вв. Развитие железных дорог также стимулировали применение сварочного железа, намного более удобного для использования в конструкциях, нежели чем чугун. Но в первое время развитие железных конструкций было сильно затруднено так как процесса клепки не был достаточно хорошо разработан.

В 1853 г. при постройке железнодорожных мостов сварочное железо получило еще более широкое применение: в России был построен первый большой железный мост через реку Лугу на Петербургско-Варшавской железной дороге, который просуществовал 90 лет и был разрушен во время Великой Отечественной войны; в 1861 г. в г. Ковно построен мост через реку Неман сплошные металлические балки которого достигали; в 1852 г. в Москве начато строительство первого железного арочного моста (бывшего Каменного), прослужившего до 1938 г.

Полосовой прокат в России начал применяться еще в начале XVIII в., а профильный прокат появился только в начале XIX в. Одним из самых первых перекрытий, где применялись такие металлоконструкции, является перекрытие верфи на Га-

лерном Острове в Петербурге, которое было построено в начале 30-х гг. XIX в.

Замена в конструкциях сварочного железа литым, началась в России в середине 1880-х гг.; такое техническое решение позволило значительно увеличить надежность сооружений и сократить расходы на строительство.

Большой вклад в развитие металлостроительства в конце XIX и в начале XX вв. и распространение опыта, накопленного в мостостроении, на металлические конструкции гражданских и промышленных зданий внесли Ф. С. Ясинский, В. Г. Шухов, И. П. Прокофьев, Н. С. Стрелецкий, Н. П. Мельников.

Ф. С. Ясинский (1858–1899) разработал конструкции многопролетных промышленных зданий и большепролетные складчатые и консольные конструкции покрытий, исследовал работу сжатых стержней на продольный изгиб с учетом упругопластической работы материала.

В. Г. Шухов (1853–1939) разработал и построил пространственные решетчатые конструкции покрытий и башен. Им реализована идея применения предварительного напряжения в конструкциях, идея применения висячих систем. Он заложил основы оптимального проектирования резервуаров.

И. П. Прокофьев (1877–1958) опубликовал монографию по изготовлению и монтажу мостов, запроектировал ряд большепролетных покрытий.

Н. С. Стрелецкий (1885–1967) создал метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям. Провел исследования упругопластических свойств материала. Определил допуск частичного пластического деформирования материала. Занимался вопросами оптимизации, долговечности и развитием конструктивных форм металлических конструкций. Исследовал процесс разрушения статически неопределимых систем. Занимался вопросами экономики металлических конструкций.

Н. П. Мельников (1908–1982) внес значительный вклад в развитие металлических конструкций, много лет руководил ЦНИИПроектстальконструкция.

Развитие гражданских металлоконструкций происходило очень медленно. Чаще всего это была стропильная ферма, сначала чугунно-железная, затем стальная.

В строительстве промышленных цехов того времени, применялись в основном одни только железные покрытия. Их пролеты были обычно незначительны – порядка 10–20 м. Появление электрических мостовых кранов не сразу повлияло на конструктивную форму цехов, поскольку краны ставились на специальные эстакады.

Подкрановые балки стали располагать на металлических колоннах в начале XX в. так появилась поперечная рама, это стало толчком для изменения конструкций промышленных зданий которые стали значительно отличаться от гражданских.

Легкие металлические конструкции нашли свое широкое применения по всему миру еще в 30-х гг. В СССР применение ЛМК началось только в 70-х гг., толчком послужило решение об организации производства быстровозводимых металлоконструкций для промышленных зданий.

Это решение стало действительно мощным толчком для развития легких металлических конструкций. Быстровозводимые здания из ЛМК применялись при строительстве промышленных объектов, переработки и хранения пищевой продукции, объектов предназначенных для обслуживания железнодорожного транспорта, строительной индустрии. Металлические конструкции стали незаменимы при строительстве объектов сельского хозяйства АПК.

Проектирование металлических конструкций набирает свои обороты и в начале 30-х гг. Проектирование ЛМК ставит перед собой цели: снижение материалоемкости, упростить процесс изготовления усовершенствовать монтаж металлоконструкций что позволит сэкономить время.

В большепролетных покрытиях использовались конструкции различных систем – как плоские, так и пространственные. Плоские балочно-разрезные фермы (сквозные) применяют в основном при пролетах до 100 м (например, в ангарах для самолетов). Для перекрытия средних и значительных пролетов зданий различного назначения применялись т. н. структурные конструкции, представляющие собой сквозные плиты, образуемые из отдельных однотипных стержней, для сопряжения которых в узлах применяются различные конструктивные решения.

Весьма эффективны металлические конструкции рамного типа, преимущественно сквозные, с распором, передаваемым на фундаменты. Для перекрытия большепролетных зданий рационально использование металлических конструкций арочной системы, причем арки могут быть сплошными или сквозными. Во многих случаях целесообразно применение стальных висячих конструкций, обеспечивающих существенную экономию стали. Висячие системы используются также при прокладке трубопроводов различного назначения через ущелья, глубокие овраги, большие реки.

Широкое применение строительных конструкций находят в высотных сооружениях (например, в Киеве построена телевизионная башня высотой 372 м, трубчатая конструкция которой изготовлена из высокопрочной стали).

В современном мире металлоконструкции играют огромную роль, они применяются во всех зданиях и сооружениях, современная архитектура не мыслима без металлоконструкций. Строительство бизнес центров, торговых центров, ангаров, небоскребов, в конце концов, просто немыслимо. Металлические здания принимают самые причудливые формы, проектировщики просто творят чудеса, к примеру театр оперы в Сиднее стал визитной карточкой целого континента.

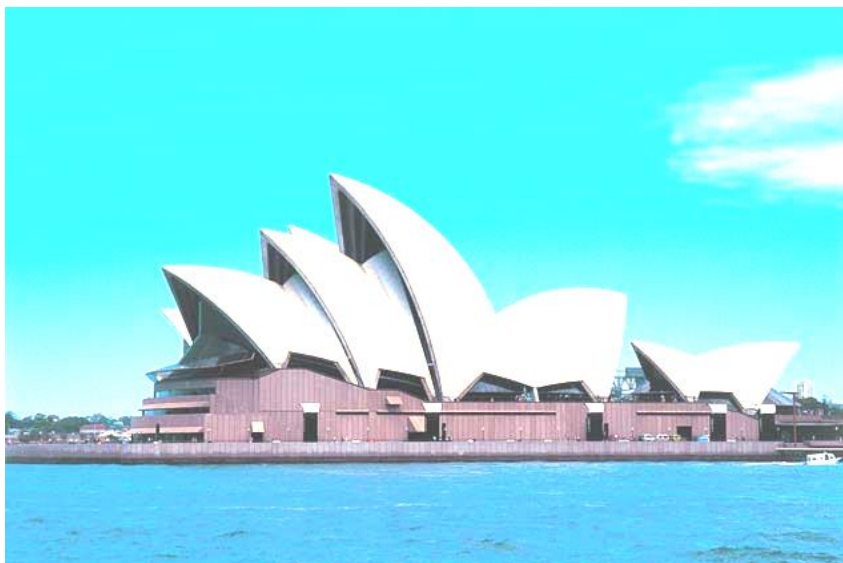


Рисунок 1.2 – Театр оперы в Сиднее



Рисунок 1.3 – Мост мира в Тбилиси



Рисунок 1.4 – Небесный мост Лангкави в Малайзии



Рисунок 1.5 – Металлическое сооружение в виде раковины

1.2 Металлические конструкции – области применения, достоинства и недостатки

Металлические конструкции нашли широкое применение во многих инженерных сооружениях. Различают следующие области применения М.К.

1. Одноэтажные и многоэтажные производственные здания, выполненные в виде цельнометаллических или смешанных каркасов.

2. Большепролетные покрытия зданий и сооружений (спортивные сооружения, крытые рынки, театры, выставочные павильоны, ангары, судостроительные эллинги, авиасборочные цехи и др.). Имеют большие пролеты (от 40 до 100–150 м) перекрывать которые наиболее целесообразно металлическими конструкциями. Системы и конструктивные формы большепролетных покрытий разнообразны. Возможны балочные, рамные, арочные, висячие, комбинированные, как плоские, так и пространственные системы. Чтобы снизить расход металла и постоянную нагрузку, в большепролетных конструкциях целесообразно применять высокопрочные стали и алюминиевые сплавы.

3. Каркасы гражданских многоэтажных зданий. В зданиях этажностью более 40 этажей применяют стальные каркасы.

4. Крановые и другие подвижные конструкции (мостовые, башенные и козловые краны, краны-перегрузатели, крупные экскаваторы, затворы и ворота гидротехнических сооружений).

5. Мосты и эстакады. Пролетные строения железнодорожных мостов длиной > 30 м и автодорожных > 40 м выполняют обычно стальными.

6. Высотные сооружения (телевизионные башни, мачты, опоры воздушных линий электропередачи, вытяжные башни, нефтяные вышки, дымовые и вентиляционные трубы, про-

мышленные этажерки, геодезические вышки, надшахтные копры и многие другие сооружения).

7. Листовые конструкции – конструкции, состоящие в основном из металлических листов и предназначены для хранения, транспортирования жидкостей, газов и сыпучих материалов (резервуары различного назначения, бункеры, силосы, трубопроводы большого диаметра, конструкции доменного и химического производств).

8. Конструкции уникального назначения (радиотелескопы, антенны космической связи).

Такой широкий диапазон применения металлических конструкций, воспринимающих большие нагрузки от собственного веса и оборудования, имеющие большие пролеты и высоту, обусловлен рядом их достоинств: надежностью, высокой прочностью и легкостью.

1.3 Достоинства и недостатки стали и металлических конструкций (МК)

Надежность металлических конструкций обеспечивается близким совпадением их действительной работы (распределение напряжений и деформаций) с теоретическими расчетными предпосылками об упругой и упруго-пластической работе материала, обоснованными основными положениями сопротивления материалов и теории упругости и пластичности. Сталь – изотропный материал, имеет мелкозернистую структуру с одинаковыми механическими свойствами во всех направлениях.

Легкость. Из всех изготавливаемых в настоящее время несущих конструкций металлические конструкции являются относительно наиболее легкими, несмотря на высокую плотность стали ($\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$) по сравнению с бетоном ($\rho = 2400 \text{ кг/м}^3$) и даже древесиной ($\rho = 500 \text{ кг/м}^3$).

За показатель легкости s принимают отношение плотности материала ρ к его прочности R_y . Чем меньше значение s , тем относительно легче конструкция.

Конструкции из алюминиевых сплавов, обладающих прочностью близкой к прочности малоуглеродистой стали, а также плотностью, примерно в три раза меньшей, чем сталь ($r = 2700 \text{ кг/м}^3$), имеют наименьшее значение показателя s .

Индустриальность. Металлические конструкции в основной своей массе изготавливаются на заводах, оснащенных современным специальным оборудованием, а механизированный монтаж на месте возведения сооружения ускоряет ввод его в эксплуатацию. Все это исключает или до минимума сокращает тяжелый ручной труд.

Непроницаемость. Металлы обладают не только значительной прочностью, но и высокой плотностью – непроницаемостью для газов и жидкостей. Плотность металла и его соединений, осуществляемых с помощью сварки, является необходимым условием для изготовления листовых конструкций.

Ремонтопригодность. Применительно к стальным конструкциям наиболее просто решаются вопросы усиления, технического перевооружения и реконструкции. Хорошая приспособленность для крепления различных коммуникаций, нового технологического оборудования к элементам существующего каркаса с помощью сварки.

Сохранность металлического фонда – возможность использования металлоконструкций, отслуживших свой срок в результате физического и морального старения (возврат в отрасли хозяйства в виде металлического лома).

Лучшая приспособленность металлоконструкций для тяжелых условий работы (высокая температура до $+200^\circ\text{C}$, динамические и циклические нагружения, большие нагрузки).

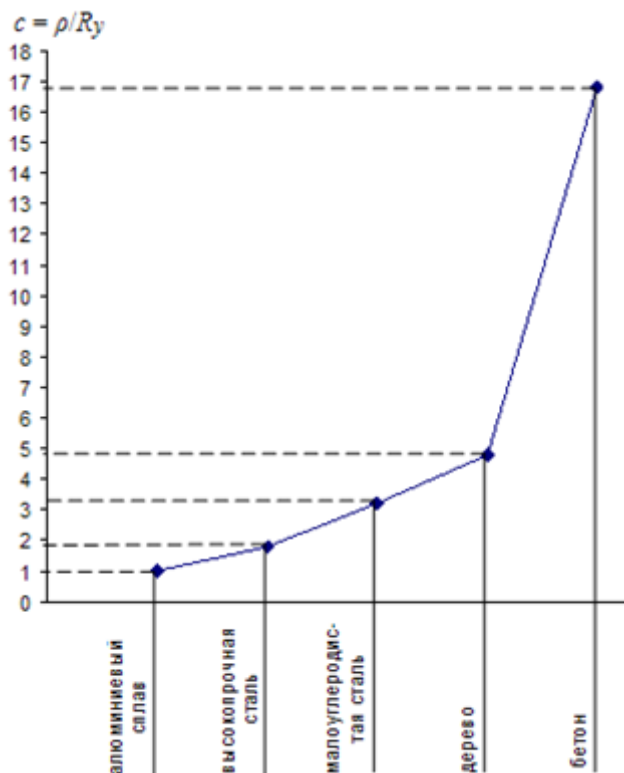


Рисунок 1.6 – Относительная легкость конструкции из различных материалов

Меньшая подверженность механическим повреждениям в процессе перевозки, монтажа и эксплуатации.

Меньшая зависимость себестоимости от серийности, благодаря сравнительно малой стоимости вспомогательных приспособлений при изготовлении и монтаже. Возможность быстро переналаживать оснастку изготовления.

Высокие эстетические свойства, возможность создания самых различных форм.

Металлические конструкции имеют и недостатки, для нейтрализации которых необходимы специальные меры.

Коррозия – разрушение металла вследствие химического или электрохимического взаимодействия с внешней средой. Металлические конструкции обладают сравнительно слабой коррозионной стойкостью, особенно в агрессивных условиях. Сталь, не защищенная от контакта с влагой в сочетании с вредными газами, солями, пылью, окисляется и становится непригодной к эксплуатации.

Значительно выше коррозионная стойкость у алюминиевых сплавов, применяемых в строительстве, благодаря образованию на поверхности прочной оксидной пленки. Хорошо сопротивляется коррозии чугун.

Повышение коррозионной стойкости металлических конструкций достигается включением в сталь специальных легирующих элементов (относительно дорогой способ), периодическим нанесением на поверхность изделий защитных лакокрасочных покрытий (принятый у нас основной способ), а также выбором при проектировании рациональной конструктивной формы элементов, удобной для очистки и защиты (без щелей и пазух, где могут скапливаться влага и пыль).

Небольшая огнестойкость. Металлические конструкции имеют сравнительно низкий предел огнестойкости, оцениваемый временем, в течение которого конструкция сохраняет свою несущую способность.

У стали при температуре $t = 200\text{ }^{\circ}\text{C}$ начинает уменьшаться модуль упругости E , а при $t = 600\text{ }^{\circ}\text{C}$ (алюминиевые сплавы при $t = 300\text{ }^{\circ}\text{C}$) она полностью переходит в пластическое состояние, деформируется и теряет свою несущую способность. Поэтому металлические конструкции зданий, опасные в пожарном отношении (склады с горючими и легковоспламеняющимися материалами, жилые и общественные здания и т.п.) должны быть защищены путем устранения непосредственного контакта конструкций с открытым огнем или силь-

но нагретыми частями оборудования (устройство подвесных потолков, огнестойких облицовок, обмазка специальными составами, в отдельных случаях – устройство огнезащитных экранов).

1.4 Основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям

Блок основных требований, предъявляемых к металлическим конструкциям, представлен на рисунке 1.3. Большинству требованиям строительные конструкции должны соответствовать на стадиях проектирования, изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации.

Главное требование, не только к металлическим конструкциям, – это *соответствие эксплуатационному назначению*, т.е. обслуживанию того технологического процесса, который должен протекать в проектируемом здании или сооружении. При этом должны быть обеспечены удобство и безопасность с наименьшими затратами для поддержания конструкций в надежном состоянии. Это требование в основном определяет систему, конструктивную форму сооружения и выбор материала для него, Выполнению этого требования подчинены все задачи проектирования.

Технические требования сводятся к обеспечению прочности, устойчивости, жесткости. Эти требования определяются СНиП на проектирование металлоконструкций. Сюда же относится и требование надежности, которое заключается в том, что конструкция должна безотказно работать в течение заданного расчетного периода эксплуатации, и долговечности конструкции, определяемой сроками ее физического и морально-го износа.

Физический износ металлических конструкций связан с коррозией и с накоплением других эксплуатационных повреждений. Моральный – с изменением требований и условий

эксплуатации (реконструкция производства, модернизация оборудования, изменение санитарных норм и т. п.).



Рисунок 1.7 – Основные требования к металлическим конструкциям

Экономичность определяется затратами на металл и другие материалы, необходимые для изготовления конструкций, стоимостью изготовления, транспортирования и монтажа.

Экономия металла – одно из важнейших требований при проектировании металлических конструкций, так как стоимость металла составляет более половины стоимости кон-

струкций. К тому же сталь является дефицитным материалом, широко применяемым в других областях промышленности.

Экономия металла достигается на основе реализации следующих основных направлений: совершенствование применяемых в строительстве металлоконструкций (практикой наработано большое количество различных видов конструкций); создание и внедрение в строительстве современных эффективных конструктивных форм и систем (пространственные, предварительно напряженные, висячие, структурные и т. п.); совершенствование методов расчета и изыскание оптимальных конструктивных решений с использованием электронно-вычислительной техники.

Совершенствование существующих конструкций, в первую очередь, обеспечивается применением сталей повышенной и высокой прочности, использованием наиболее экономичных прокатных и гнутых профилей.

Типизация, проводимая на ее основе унификация и стандартизация обеспечивают большую повторяемость, серийность изготовления конструктивных элементов и их деталей на заводах. Следовательно, они способствуют повышению производительности труда, сокращению сроков изготовления на основе эффективного использования более совершенного оборудования и специальных технологических приспособлений, создают благоприятные условия для разработки и внедрения особенно эффективного поточного метода изготовления и монтажа металлических конструкций.

Транспортабельность конструкций. В связи с изготовлением металлических конструкций на заводе с последующей перевозкой их к месту монтажа должно быть предусмотрено разделение конструкций на отправочные элементы, соответствующие транспортным средствам по массе и габаритам.

Основным способом доставки конструкций является транспортирование их по железной дороге, поэтому отпра-

вочный элемент должен вписываться в железнодорожный габарит.

Скоростной монтаж определяется соответствием конструкции возможностям ее сборки в наименьшие сроки при меньшей трудоемкости с использованием современного монтажного оборудования. Быстрый ввод здания или сооружения в эксплуатацию позволяет получить дополнительную прибыль, тем самым компенсировать часть затрат на строительство.

Ведущим принципом скоростного монтажа является предварительная сборка конструкций в крупные блоки на земле с последующим подъемом и установкой их в проектное положение при минимальном объеме монтажных работ наверху.

Эстетичность. Конструкции независимо от их назначения должны обладать гармоничными формами, иметь приятный внешний вид, что особенно важно для общественных зданий и сооружений, отражать национальные особенности и традиции.

1.5 Строительные стали. Общие сведения

Сталь- сплав железа с углеродом, незначительным количеством примесей и легирующих добавок, которые улучшают качество стали. Основным химическим элементом, повышающим прочность стали является углерод. В зависимости от содержания углерода в составе стали бывают углеродистыми.

1 Малоуглеродистые – $C = 0,02-0,23 \%$

2 Среднеуглеродистые – $C = 0,24-0,5 \%$

3 Высокоуглеродистые – $C = 0,51-1,2 \%$.

В металлических конструкциях наибольшее применение получили малоуглеродистые стали, в виду их достаточной прочности и хорошей свариваемости. Наряду с углеродистыми стали бывают и легированными в зависимости от содержания легирующих добавок:

- низколегированные – 0–2,5 % ;
- среднелегированные – 2,6–10 % ;
- высоколегированные – >10 % .

Качество стали во много определяется ее химическим составом; где химический состав- процентное содержание химических элементов в составе стали. В химический состав входят следующие основные элементы:

- 1) углерод, повышающий прочность стали, снижает пластичность и ухудшает свариваемость;
- 2) кремний – повышает прочность стали, ухудшает свариваемость и является хорошим раскислителем;
- 3) алюминий – хороший раскислитель стали;
- 4) марганец – повышает прочность стали, является хорошим раскислителем.

Существуют вредные примеси в составе стали- фосфор и сера. К вредным газам стали относят кислород и азот окружающего воздуха.

При производстве стали мартеновским или конверторным способами различают следующие степени ее окисления:

- 1) сталь кипящая, кипит при варке – КП;
- 2) сталь спокойная, не кипит при варке, так как содержит в хим. составе определенное количество раскислителя – СП;
- 3) сталь полуспокойная – не кипит при варке и содержит меньшее количество раскислителей, чем в спокойной стали-ПС.

Для изготовления металлических конструкций стали должны обладать:

- а) достаточными механическими свойствами – способностью сопротивления статическим или динамическим нагрузкам;
- б) хорошей свариваемостью, которая гарантируется хим. составом и технологией производства
- в) коррозионной стойкостью, определяемой хим. составом и условиями эксплуатации.

1.5.1 Прочностные и деформативные характеристики стали

Данные характеристики получают при испытании стальных образцов на одноосное растяжение и построением, так называемой диаграммы растяжения стали. Диаграмма растяжения стали это зависимость напряжений – σ от деформации стали – ϵ .

Различают диаграммы растяжения сталей – мягкой и твердой; где первая диаграмма имеет ярко выраженную площадку текучести, а во второй диаграмме ее нет.

Прочностные характеристики мягкой стали:

- σ_T – физический предел текучести;
- $\sigma_{вр}$ – предел прочности или временное сопротивление на разрыв.

Прочностные характеристики твердой стали:

- $\sigma_{вр}$ – временное сопротивление на разрыв

К деформативным характеристикам стали относят: модуль упругости

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \tan \alpha - \text{тангенс угла наклона диаграммы растяжения в упругой стадии,}$$

$E = 2,06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$ и относительное равномерное удлинение δ_p - характеристика пластичности.

δ_p - отношение приращения длины стального образца после испытаний к его первоначальной длине, т. е.

$$\delta_p = \frac{l_2 - l_1}{l} \cdot 100 \% = \frac{\Delta l}{l} \cdot 100 \%$$

1.5.2 Группы сталей по механическим свойствам

По механическим свойствам стали делятся на три группы.

1. Стали обычной прочности (малоуглеродистые стали).
2. Стали повышенной прочности.
3. Стали высокой прочности.

Стали обычной прочности, в которых основными легирующими добавками являются углерод, кремний, марганец. К ним относят марки сталей – Ст3, 3,3Гис. Данную сталь выпускают трех степеней раскисления – кипящей, спокойной, полуспокойной. В зависимости от назначения сталь обычной прочности поставляется по трем группам:

А – где гарантируется механические свойства;

Б – то же химический состав;

В – гарантируются механические свойства и химический состав.

Различают так же в зависимости от вида конструкций и условий эксплуатации шесть категорий данной стали. Прочностные и деформативные характеристики $\sigma_T < 290$ МПа, $\sigma_{вр} < 390$ МПа, $\delta_p = 25\text{--}27\%$.

Стали повышенной прочности

Ее получают из стали обычной прочности с дополнительным легированием такими химическими элементами как хром, никель и т. д. Механические характеристики повышаются $\sigma_T \leq 390$ МПа, $\sigma_{вр} < 540$ МПа; и снижается пластичность $\delta_p = 19\text{--}20\%$.

Стали высокой прочности

Получают из обычной малоуглеродистой, но дополнительным легированием и термической обработкой – закалкой (нагрев до 900°C и резким охлаждением в масле или в воде. Характеристики данной стали $\sigma_T \leq 440$ МПа, $\sigma_{вр} \leq 590$ МПа; $\delta_p = 12\text{--}18\%$.

По сравнению со сталью обычной прочности применение сталей повышенной и высокой прочности позволяют получить экономический эффект по расходу стали от 20 до 30 %.

1.5.3 Марки сталей для строительных конструкций

Выбор марок сталей металлических конструкций зависит от следующих факторов:

а) от температуры среды, в которой эксплуатируется конструкция;

б) от характера нагружения (статическое или динамическая нагрузка);

в) от вида напряженного состояния конструкции;

г) от вида соединения элементов конструкции.

Согласно СНиП II-23-81* все виды металлоконструкций по маркам сталей разделены на четыре группы:

1-я группа – сварные конструкции, работающие в особо тяжелых условиях воздействия динамической нагрузки. К свойствам сталей этих конструкций предъявляются наибольшие требования. Эти конструкции – подкрановые балки, элементы эстакад и т. п.

2-я группа – сварные конструкции, работающие на статическую нагрузку при воздействии одноосного или двуосного поля растягивающих напряжений – это изгибаемые элементы (ригели, балки, плиты, фермы).

3-я группа – сварные конструкции, работающие при воздействии сжимающих напряжений (стойки, колоны, опоры).

4-я группа – вспомогательные конструкции (связи, элементы фахверка, лестницы, ограждения).

1.6 Основы расчета металлических конструкций

1.6.1 Метод расчета по предельным состояниям

Для обеспечения безопасной и нормальной эксплуатации все конструкции рассчитывают. Расчет необходим для определения возникающих в конструкциях усилий от действующих нагрузок, назначения необходимых размеров поперечного сечения несущих конструкций.

Основным методом расчета металлических конструкций сегодня является метод расчета по предельным состояниям. Предельным называют такое состояние, при наступлении ко-

торого конструкция перестает удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям.

Под нормальной эксплуатацией понимается эксплуатация, осуществляемая в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями.

Существуют две причины, при которых конструкция теряет свои эксплуатационные свойства.

1 В результате истощения несущей способности (разрушения материала в наиболее нагруженных сечениях), а так же при потере некоторых элементов или всей конструкции в целом.

2 Ввиду наличия чрезмерных деформаций (прогибов, колебаний, осадки).

В соответствии с этими причинами различают две группы предельных состояний:

1-я группа – расчет по несущей способности или по прочности.

Первая группа включает в себя состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций (зданий и сооружений в целом) или к полной (частичной) потере несущей способности зданий и сооружений в целом вследствие разрушения любого характера (вязкого, хрупкого, усталостного), потери устойчивости формы, потери устойчивости положения, перехода конструкции или здания (сооружения) в геометрически изменяемую систему (механизм), качественного изменения конфигурации в результате чрезмерного развития пластических деформаций, сдвигов в соединениях и др. Неразрушимость конструкций должна быть обеспечена на всем протяжении их работы, поэтому расчет конструкций по несущей способности производится на *максимальное воздействие расчетных нагрузок*.

2-я группа – расчет по непригодности к нормальной эксплуатации – расчет по деформациям.

Вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие долговечность зданий (сооружений) по сравнению с предусматриваемым сроком службы вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок опор, углов поворота), колебаний, трещин и т. п. (при эксплуатации металлических конструкций трещины недопустимы). При расчете конструкций или их элементов по второй группе предельных состояний перемещения и деформации определяют от *максимальных нагрузок нормальной эксплуатации*.

Цель расчета по предельным состояниям – не допускать наступления ни одного из предельных состояний во время срока службы здания или сооружения.

По первому предельному состоянию считают все металлические конструкции, независимо от напряженного состояния.

По второму предельному состоянию считают только изгибаемые элементы, так как в них проявляют деформации изгиба.

Аналитическая форма записи предельных состояний:

1-е предельное состояние – $N \leq S$

2-е предельное состояние $\left[\frac{f}{e} \right]^{m_{\text{теор}}} \leq \left[\frac{f}{e} \right]^n$

1.6.2 Нагрузки, действующие на металлические конструкции

Классификация нагрузок и воздействий с точки зрения их влияния на работу конструкций представлена на рисунке 1.7.

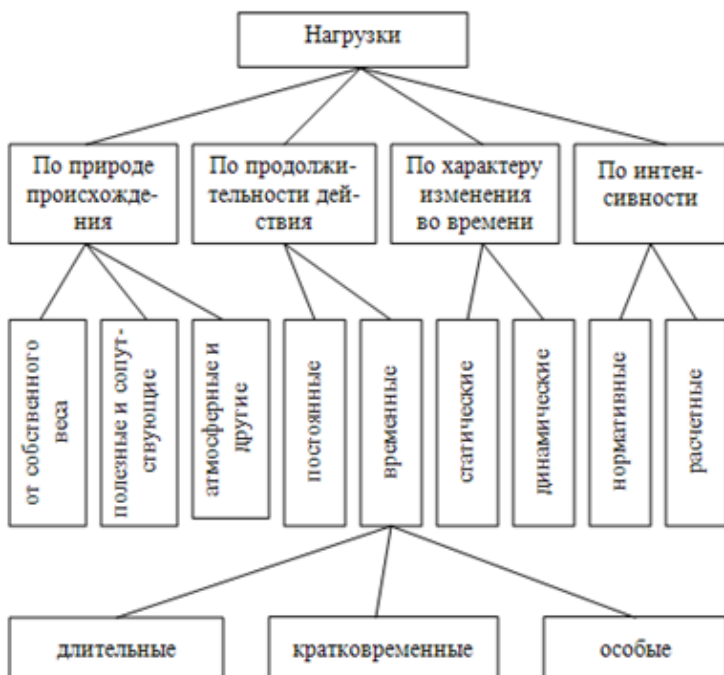


Рисунок 1.7 – Классификация нагрузок

По природе происхождения существуют следующие нагрузки: от собственного веса конструкций и грунтов; полезные и сопутствующие (от оборудования, людей, животных, складироваемых материалов и изделий, мостовых и подвесных кранов, отложений производственной пыли, и т. п.); атмосферные (от напора ветра, веса снега и гололеда); монтажные; аварийные; а также температурные (технологические и климатические), сейсмические и взрывные воздействия;

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, т. е. максимальные значения, отвечающие нормальной эксплуатации: g_n – равномерно распределенные по площади; q_n – погонные; F_n – сосредоточенные).

Нормативные значения нагрузок, обычно принимаемых равномерно распределенными по площади, определяют по СНиП «Нагрузки и воздействия», техническому заданию на проектирование, справочным данным:

- для нагрузок от собственного веса – по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям плотности с учетом имеющихся данных предприятий-изготовителей об ожидаемой массе конструкции (например, нагрузки от веса покрытия находят по толщине слоев – рулонного ковра, стяжки утеплителя, пароизоляции, несущей плиты и др.) и средней плотности материалов;

- для атмосферных нагрузок (например, ветровой, снеговой, гололедной, волновой, ледовой) и воздействий (например, температурных, влажностных) – по наибольшим годовым значениям, соответствующим определенному среднему периоду их превышения; нормативные значения атмосферных нагрузок, которые могут вызывать в конструкциях динамические усилия или деформации должны определяться с учетом динамических явлений и динамических характеристик конструкций. Значения таких нагрузок зависят от географического района. В нормах территория России разделена на шесть снеговых, восемь ветровых и пять гололедных районов, для каждого из которых установлены соответствующие значения нагрузок;

- для технологических статических нагрузок (например, от оборудования, приборов, материалов, обстановки, людей) – по ожидаемым наибольшим значениям для предусмотренных условий изготовления, эксплуатации или производства работ с учетом паспортных данных оборудования;

- для технологических динамических нагрузок (от движущихся механизмов, машин, транспортных средств) – по значениям параметров, определяющим динамические воздействия, по значениям масс и геометрических размеров движущегося механизма или частей машины в соответствии с ее ки-

нематической схемой и режимом работы. Например, для нагрузки от мостовых и подвесных кранов находят по ГОС-Там на краны с учетом требований норм;

– для сейсмических и взрывных воздействий, а также для нагрузок, вызываемых резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования, в том числе наездом транспортных средств – в соответствии с требованиями специальных нормативных документов. Например, величины сейсмических воздействий определяют по СНиП II-7-81* в зависимости от района возведения сооружения (по двенадцатибальной шкале Рихтера) с учетом сейсмичности площадки строительства, определенной на основании сейсмического микрорайонирования;

– нормативные воздействия предварительного напряжения конструкций устанавливают в процессе проектирования.

Нагрузки, действующие на сооружение (конструкцию) в процессе эксплуатации, обладают определенной изменчивостью и могут отличаться от установленных нормами значений, предсказать их величину можно лишь с той или иной степенью вероятности.

Различают нагрузки нормативные и расчетные.

Нормативными называют максимальные нагрузки на конструкцию при ее нормальной эксплуатации – N^n

Расчетные нагрузки, учитывающие изменчивость нормативной нагрузки определяют по формуле:

$$N^p = N^n \cdot \gamma_f,$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации учитывается коэффициентами надежности по нагрузке. Значения коэффициентов γ_f зависят от вида нагрузок и могут быть различными для отдельных предельных состояний и ситуаций (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Коэффициенты надежности по нагрузке

Наименование нагрузки	Коэффициент <i>γ_f</i>
Металлические конструкции	1,05
Бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные конструкции	1,1
Бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, металлы в рулонах, засыпки, стяжки и т.п.), выполняемые: – в заводских условиях – на строительной площадке	1,2 1,3
Стационарное оборудование	1,05
Для крановых воздействий	1,1
Ветровая нагрузка	1,4
Снеговая нагрузка	1,4

По характеру изменения во времени различают статические и динамические нагрузки, а также переменные и многократно повторяющиеся нагрузки.

К статическим относятся нагрузки, интенсивность, местоположение и направление которых не зависят от времени или меняются столь медленно, что вызываемые ими силы инерции практически не влияют на работу конструкции. Для динамических нагрузок вводится коэффициент динамичности, равный 1,1–1,2.

По продолжительности действия различают постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые) нагрузки.

Постоянными нагрузками называются такие, которые действуют на конструкцию в течение всего периода эксплуатации здания (сооружения). К ним следует относить вес ча-

стей зданий и сооружений, в том числе несущих и ограждающих строительных конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок); сохраняющиеся в конструкции усилия от предварительного напряжения.

Временные нагрузки подразделяются на длительные и кратковременные. В нормах проектирования приведены величины некоторых нагрузок в двух вариантах: при полном и пониженном нормативных значениях. В зависимости от количественной характеристики одна и та же нагрузка, например, полезная на перекрытия жилых зданий (нагрузка от людей и мебели) может рассматриваться как кратковременная при полном нормативном значении, либо как длительная с пониженным нормативным значением (только от мебели).

Длительными нагрузками называют такие, которые воздействуют на конструкцию продолжительное время в течение многих месяцев и лет (но могут и отсутствовать).

К длительным нагрузкам следует относить: вес стационарного оборудования, вес жидкостей, газов и сыпучих тел, заполняющих оборудование, трубопроводы и емкости в процессе их эксплуатации; нагрузки на перекрытиях складских помещений, холодильников, зерно- и книгохранилищ, архивов, библиотек и подобных зданий и помещений; вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях, вес отложений производственной пыли, если ее накопление не исключено соответствующими мероприятиями, а также часть временных нагрузок с пониженным нормативным значением.

Кратковременными называют нагрузки, действующие на конструкцию непродолжительное время.

К кратковременным нагрузкам относятся следующие: от подвижного подъемно-транспортного оборудования (кранов, тельферов и т. п.); от оборудования, возникающие в пуско-остановочном, переходном и испытательном режимах; от веса людей, мебели, деталей, ремонтных материалов и переносного оборудования; снеговые с полным нормативным значением;

ветровые, гололедные, температурные климатические воздействия с полным нормативным значением.

К особым нагрузкам, являющимся разновидностью временных, следует относить: сейсмические и взрывные воздействия; а также вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; воздействия неравномерных деформаций основания, вызванных коренным изменением структуры грунта (при замачивании посадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых.

Во время эксплуатации нагрузки действуют на здание в различных сочетаниях, которые бывают:

- а) основные сочетания нагрузок в которые входят постоянные, временно длительные и временно кратковременные;
- б) особые сочетания, состоящие из основных сочетаний и одной из особых нагрузок.

Сочетания нагрузок. Расчет конструкций по предельным состояниям первой и второй группы следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий (для сечений, элементов, конструкций и их соединений, либо для всего здания и сооружения в целом).

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

- **основные сочетания нагрузок**, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- **особые сочетания нагрузок**, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

Одновременное появление наибольших значений нескольких нагрузок менее вероятно, чем появление наибольших значений одной, поэтому, чем больше нагрузок в сочетании при одновременном их действии, тем меньше вероятность появления их наибольших значений в этом сочетании.

Уменьшение вероятности одновременного превышения несколькими нагрузками их расчетных значений по сравнению с вероятностью превышения одной нагрузкой ее расчетного значения учитывается коэффициентом сочетаний нагрузок γ .

Постоянные нагрузки в любом сочетании принимаются с коэффициентом сочетания $\gamma = 1$.

При расчете конструкций на основные сочетания, содержащие одну временную нагрузку (длительную или кратковременную) последняя учитывается без снижения, а при учете двух или более временных нагрузок расчетные значения длительных нагрузок умножаются на коэффициент сочетания $\gamma_1 = 0,95$, кратковременных – на $\gamma_2 = 0,9$.

При рассмотрении особых сочетаний расчетные значения временных нагрузок умножаются на коэффициенты сочетания, равные для длительных нагрузок $\gamma_1 = 0,95$, для кратковременных – $\gamma_2 = 0,8$, значение особой нагрузки принимается без снижения ($\gamma_3 = 1$).

1.6.3 Нормативные и расчетные сопротивления стали

Основной характеристикой сопротивления стали при силовых воздействиях является нормативное сопротивление R_n , которое получают после испытаний на одноосное растяжение большого числа стальных образцов и дальнейшей статистической обработкой результатов испытаний.

Для металлических конструкций характерно использование двух основных видов стали – мягкой и твердой; где мягкие стали это стали обычной и повышенной прочности с физическим пределом текучести $\sigma_T \leq 390 \text{ МПа}$ и имеющим диаграмму растяжения с ярко выраженной площадкой текучести.

Твердые стали при $\sigma_T > 390 \text{ МПа}$ не имеют площадку текучести на диаграмме растяжения.

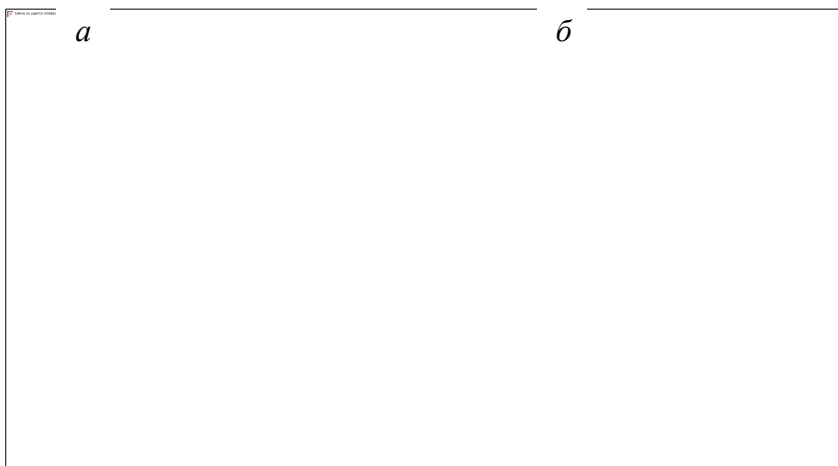


Рисунок 1.8 – Диаграммы растяжения образцов из стали:
а – малоуглеродистой; б – низколегированной

Для мягких сталей за нормативное сопротивление принимают прочностную характеристику – физический предел текучести, т. е. $R_n = \sigma_m$, для твердых сталей за нормативное сопротивление принимают прочностную характеристику – предел прочности или временное сопротивление на разрыв.

Временное сопротивление – предельная сопротивляемость материала разрушению,

Предел текучести – нормальное напряжение, практически постоянное, при котором происходит текучесть материала (деформирование при постоянном напряжении). Горизонтальный участок диаграммы, называемый площадкой текучести, у малоуглеродистых сталей находится в пределах относительных удлинений от $e = 0,2$ до $e = 2,5$ %.

Для сталей, не имеющих площадки текучести (низколегированные стали), вводится понятие условного предела текучести $\sigma_{0,2}$, величина которого соответствует напряжению, при котором остаточная деформация достигает $\Delta_e = 0,2$ % (рисунок 1.8, б).

За предельное сопротивление сталей принимают предел текучести или условный предел текучести, так как при дальнейшем росте нагрузки развиваются чрезмерные пластические деформации и недопустимо большие перемещения конструкций. В тех случаях, когда допускается работа конструкции при развитии значительных пластических деформаций (например, трубопроводы, находящиеся в земле), за предельное сопротивление стали может быть принято временное сопротивление.

Механические свойства материалов изменчивы (имеют разброс своих значений при испытании стандартных образцов), поэтому государственными стандартами и техническими условиями установлены гарантированные пределы их изменения.

Основными характеристиками сопротивления материалов силовым воздействиям являются нормативные сопротивления по пределу текучести R_{yn} и по временному сопротивлению R_{un} .

За нормативные сопротивления стали (их два R_{yn} и R_{un}) растяжению, сжатию и изгибу принимают соответственно наименьшие значения предела текучести и временного сопротивления.

Для расчетов используют расчетные сопротивления стали, которые получают из нормативного сопротивления, т. е.

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \quad \text{и} \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}.$$

Возможные отклонения прочностных и других характеристик материалов в неблагоприятную сторону от их нормативных значений учитываются коэффициентами надежности по материалу γ_m .

Для всех сталей (по ГОСТ) (кроме С590 и С590К) $\gamma_m = 1,025$; для сталей С590 и С590К $\gamma_m = 1,05$.

Основной расчетной характеристикой стали является расчетное сопротивление, значение которого получается делени-

ем нормативного сопротивления на коэффициент надежности по материалу:

- по пределу текучести $R_y = R_{yn}/\gamma_m$;
- по временному сопротивлению $R_u = R_{un}/\gamma_m$.

Расчетные сопротивления стали зависят от напряженного состояния конструкции, отсюда различают следующие расчетные сопротивления стали.

Растяжение, сжатие, изгиб:

- $R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$ – по пределу текучести;
- $R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$ – по временному сопротивлению.

Сдвиг (срез) $R_s = 0,58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$.

Смятие торцевой поверхности $R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$.

Все расчетные сопротивления при расчетах умножаются на коэффициент условия работы – γ_c , учитывающий неучтенные факторы (смещение эксцентриситета, отклонение от прямолинейности сжатых элементов и т. д., таблица 1.3).

Таблица 1.3 – Коэффициенты условий работы

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda \geq 60$	0,8
Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\varphi_b < 1,0$	0,95

Продолжение таблицы 1.3

Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:	
а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость;	0,95
б) растянутые в сварных конструкциях	0,95
Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность	1,1
Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:	
а) сплошных балок и колонн;	1,1
б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий	1,05
Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой)	0,75
Примечания: 1. Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует. 2. Коэффициенты условий работы, приведенные в поз.1; 2; 3, а; 4, 5, а также в поз. 3, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединений рассматриваемых элементов учитывать не следует. 3. В случаях, не оговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.	

В зависимости от класса ответственности зданий, расчетные сопротивления умножаются на коэффициент надежности по назначению.

Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризваемой экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливается три уровня: I – повышенный, II – нормальный, III – пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, сооружения связи высотой 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для I уровня ответственности более 0,95, но не более 1,2; II уровня – 0,95; III уровня – менее 0,95, но не менее 0,8.

1.7 Сортамент. Общая характеристика сортамента

В строительных конструкциях сталь применяют в виде прокатных изделий, получаемых с металлургических заводов и имеющих различную форму поперечного сечения (профиль). Классификация профилей представлен на рисунке 1.9. Для стальных конструкций используют листовую и профильную сталь. Профильную сталь разделяют на сортовую (круг, квадрат, полоса), фасонную (уголки, двутавры, швеллеры, и другие фасонные профили), трубы. Кроме того, широко применяют вторичные профили: сварные, получаемые сваркой полос или листов, и гнутые, образованные холодной гибкой листов.

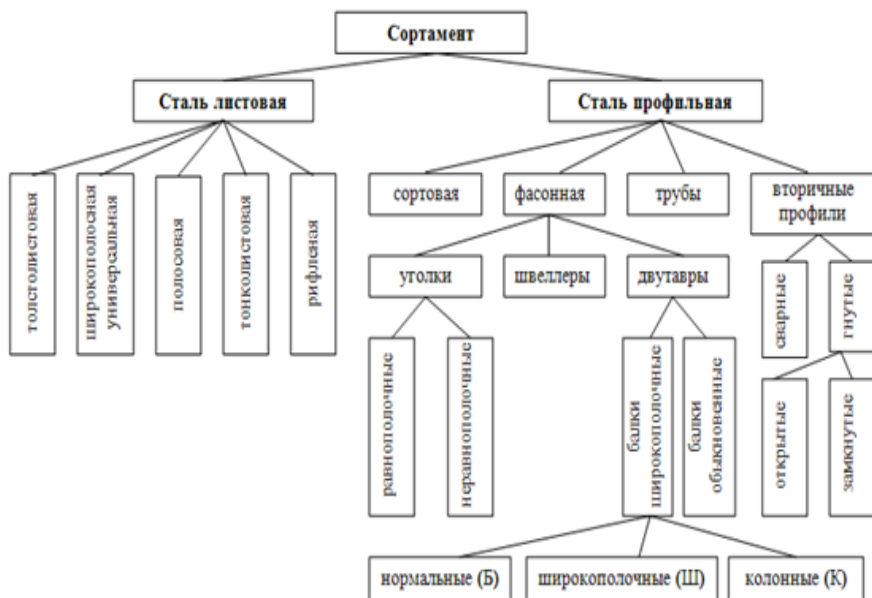


Рисунок 1.9 – Основные профили сортамента

Сортаментом называется перечень (каталог) прокатных профилей с указанием их формы, геометрических характеристик, массы единицы длины. Сортамент оформляется в виде государственных стандартов (ГОСТов) и технических условий (ТУ).

Форма профилей сортамента должна отвечать ряду требований: простоте и технологичности изготовления, универсальности и удобству при компоновке сечений, рациональному распределению материала по сечению.

Отношение геометрических характеристик сечения (например, площади) данного профиля к тем же характеристикам ближайшего меньшего профиля называется коэффициентом градации. Чем чаще градации размеров одного вида профиля, тем ближе сечение к требуемому по расчету, т. е.

экономичнее. С другой стороны, применение при проектировании большого разнообразия типоразмеров профилей затрудняет комплектацию заказа (поставки малыми партиями), увеличивает объем работы на заводах металлоконструкций по сортировке, складированию, транспортировке, правке профилей и т.п., а также осложняет работу металлургических предприятий (дополнительные затраты и время на переналадку прокатных станков).

По сравнению со сварными и гнутыми профилями, для образования которых требуется дополнительная операция (изготовления профиля из прокатного листа), наиболее дешевыми являются прокатные профили, непосредственно поступающие с металлургического завода для изготовления металлоконструкций.

1.7.1 Сталь листовая

Листовую сталь, применяемую в строительстве, классифицируют нижеследующим образом:

Сталь толстолистовая (ГОСТ 19903-74). Сортамент этой стали включает листы толщиной от 4 до 160 мм, шириной от 600 до 3800 мм. Листовая горячекатаная сталь поставляется в листах длиной 6–12 м или в рулонах толщиной от 1,2 до 12 мм и шириной от 500 до 2200 мм. В расчетных строительных конструкциях толщину листовой стали рекомендует-ся применять не более 40 мм и не менее 6 мм с градацией до 22 мм через 2 мм.

Толстолистовую сталь используют в листовых конструкциях и в сплошностенчатых системах (балках, колоннах, рамах и т. п.)

Сталь широкополосная, универсальная (ГОСТ 8200-70) благодаря прокату между четырьмя валками имеет ровные края. Толщина такой стали от 6 до 60 мм, ширина от 200 до 1050 мм и длина от 5 до 12 м (таблица 3.9). Применение универсальной стали уменьшает отходы и снижает трудоемкость

изготовления конструкций, так как не требует резки и выравнивания кромок строжкой.

Сталь полосовая (ГОСТ 103-76 с изм.) имеет толщину от 4 до 60 мм при ширине до 22 мм (таблица 3.7). Ее применяют для конструктивных деталей типа диафрагм и ребер жесткости, а также для изготовления гнутых профилей.

Сталь тонколистовая толщиной до 4 мм прокатывается холодным и горячим способом. Холоднокатаная сталь (ГОСТ 19904-74, с изм.) значительно дороже горячекатаной (ГОСТ 19903-70, с изм.).

Тонколистовую сталь применяют при изготовлении гнутых и штампованных тонкостенных профилей, для кровельных покрытий и т.п. Из холоднокатаной оцинкованной рулонированной стали изготавливают профилированные настилы.

Рифленая сталь (ГОСТ 8568-77) толщиной от 2,5 мм до 8 мм с ромбическими или чечевицеобразными выступами, препятствующими скольжению при ходьбе, используется для настилов площадок.

1.7.2 Уголки

Прокатывают двух типов: *равнополочные* (ГОСТ 8509-93) и *неравнополочные* (ГОСТ 8510-86). Уголки применяются в качестве самостоятельных сечений, связывающих элементов и конструктивных деталей (опорные столики, ребра жесткости и т. п.).

Полки уголков имеют параллельные грани, что облегчает конструирование: прикрепление и стыкование их. В большинстве случаев (особенно для элементов, работающих на осевое сжатие) целесообразнее применять уголки с меньшей толщиной полок. Чем тоньше полки уголков, тем больше (при одинаковой площади сечения) радиус инерции i , от которого зависит несущая способность элемента, рассчитываемого на устойчивость.

Уголки находят широкое применение в легких решетчатых конструкциях, прежде всего в фермах. Сечения элементов решетчатых конструкций обычно komponуются в симметричные сечения из двух или четырех уголков.

В несущих конструкциях в качестве минимальных профилей принимают уголки $\angle 50'50'4$ и $\angle 63'40'4$. Максимальные профили уголков $\angle 250'250'30$ и $\angle 250'100'20$.

Длина уголков, зависящая от условий прокатки и транспортирования, принята: для малых профилей 6–9 м, для крупных – 9–12 м.

1.7.3 Швеллеры

Швеллеры прокатываются двух типов: с *уклоном внутренних граней* полков (уклон затрудняет конструирование) и с *параллельными гранями* полков с буквой *П* в обозначении.

Геометрические характеристики швеллеров определяются его номером, который соответствует высоте швеллера (в см).

Сортамент (ГОСТ 8240-93) включает швеллеры от № 5 до № 40. Заказные длины швеллеров 6, 9 и 12 м, а по согласованию – до 18 м.

Швеллеры используют в качестве элементов, работающих на изгиб (балки рабочих площадок, прогоны покрытий зданий и т. п.). В конструкциях, работающих на осевые силы, швеллеры применяют в основном в виде составных сечений из двух элементов, соединенных планками или решеткой (сквозные колонны, пояса тяжелых ферм), а также для коробчатых сечений со сваркой полков сплошными швами.

1.7.4 Двутавры

Двутавр – наиболее рациональный профиль для элементов, работающих на изгиб в плоскости наибольшей жесткости, поскольку он имеет по сравнению с другими профилями наибольший удельный момент сопротивления, равный радиусу ядра сечения $\rho = W/A$ (W – момент сопротивления; A – пло-

щадь сечения). Двутавровый профиль также находит применение в конструкциях, работающих на сжатие в качестве самостоятельного или составного сечения (центрально- и внецентренно-сжатые колонны).

В зависимости от геометрических параметров металлургическими заводами выпускаются несколько типов двутавров, которым соответствуют определенные области применения.

Балки двутавровые обыкновенные (ГОСТ 8239-89) имеют уклон внутренних граней полков и обозначаются номером, соответствующим их высоте. В сортамент входят профили от № 10 до № 60. По условиям технологии прокатки у большинства двутавров стенки значительно толще, чем это требуется по условию их устойчивости. Относительно небольшая ширина полков приводит к тому, что жесткости балки относительно главных осей значительно отличаются. Поэтому для обеспечения устойчивости балка должна иметь промежуточное закрепление.

Балки двутавровые широкополочные (ГОСТ 2620-83, СТО АСЧМ 20-93) имеют параллельные грани полков. Широкополочные двутавры прокатываются трех типов:

- нормальные (Б);
- широкополочные (Ш);
- колонные (К).

Высота балочных профилей (Б) и (Ш) достигает 1000 мм при отношении ширины полков b к высоте h от $b/h = 0,75$ (при малых высотах) до $b/h = 0,3$. Колонные профили (К) имеют отношение ширины полос к высоте больше, чем балочные (приближающиеся к единице), что увеличивает устойчивость элемента в плоскости наименьшей жесткости и, как правило, не требуют дополнительных закреплений. Широкополочные двутавры могут применяться в виде самостоятельных элементов (балки, колонны, стержни тяжелых ферм).

Заказные длины двутавров – до 12 м, по согласованию – до 18 м.

Тавровые профили не прокатываются металлургическими предприятиями, их получают путем продольного роспуска широкополочных двутавров. Они могут быть использованы в качестве самостоятельных элементов поясов ферм.

Для путей подвесных кранов и тельферов применяют специальные двутавры 24М, 30М, 36М, 45М. В двутаврах с индексом М для предотвращения отгиба полок их толщину делают больше, чем у обычных.

1.7.5 Трубы

Для строительных металлических конструкций применяют трубы круглого (горячекатаные – ГОСТ 8732-78 с изм. и электросварные – ГОСТ 10704-91), квадратного и прямоугольного сечений (ГОСТ 25577-83 с изм., а также различные ТУ отдельных заводов). Для решетчатых стальных конструкций используют в основном электросварные круглые трубы диаметром от 40 мм до 630 мм с толщиной стенки не менее 2,5 мм.

Квадратные и прямоугольные трубы относятся к вторичным замкнутым профилям, изготавливаются на профилегибочном стане с последующей заваркой замыкающего шва.

Сортамент электросварных труб предусматривает профили квадратного сечения размером от 80 до 180 мм и прямоугольного сечения размером от 60 × 100 до 160 × 200 мм с толщиной профилей от 3 до 8 мм. Эти трубы применяются в строительных конструкциях под легкую кровлю, в фермах, связях, фахверках стен, переплетах, витражах и т. п.

В трубах материал распределен на максимальном удалении от центра тяжести (имеет наибольший удельный радиус инерции) и их применение наиболее рационально в элементах, работающих на осевое сжатие. Кроме того, обтекаемость трубчатого сечения позволяет уменьшить ветровую нагрузку на башенные сооружения, не способствует скапливанию влаги, пыли и т.п. Высокая коррозионная стойкость труб делает

сооружение более долговечным, при этом необходимо обеспечить герметичность внутренней полости.

1.7.6 Вторичные профили

Использование автоматической сварки позволяет изготовить тонкостенные двутавры из листового проката с более выгодным распределением материала по сечению. Сварные двутавры имеют свой сортамент.

Холодногнутые профили самой различной формы изготовляют из листа или полосы толщиной от 1 до 8 мм. Наиболее употребительны равнополочные и неравнополочные уголки, швеллеры, С – образные, Z – образные.

Особенностью холодногнутых профилей является тонкостенность сечений, что связано с возможной потерей местной устойчивости стенок раньше общей потери устойчивости стержня. Для повышения местной устойчивости в полках отдельных гнутых профилей устраивают отгибы.

Гнутые профили применяют в слабонагруженных длинных стержнях связей, элементах фахверка, раскосах легких ферм и других элементах, сечение которых подбирается по предельной гибкости.

Одним из видов гнутых профилей является профилированный настил, поставляемый по ГОСТ 24045-94 и ТУ отдельных заводов.

Для изготовления профилированного настила применяют листы из оцинкованной стали толщиной от 0,6 до 1 мм.

Наиболее распространенные типы настила для покрытий Н 57-750-0,7 и Н 75-750-0,8 (первая цифра обозначает высоту волны, вторая – ширину настила, третья – толщину листа).

Профнастил нашел широкое применение в несущих элементах кровли и стеновых ограждениях.

1.7.7 Различные профили и материалы, применяемые в строительных металлических конструкциях

Кроме указанных выше для строительных металлических конструкций применяют также другие профили и изделия: профили для фонарных и оконных переплетов (ГОСТ 7511-73), рельсы (ГОСТ 4121-76 с изм.), арматурные стержни, стальные канаты и высокопрочную проволоку для висячих и предварительно напряженных конструкций.

Профили из алюминиевых сплавов

Профили из алюминиевых сплавов общего назначения (уголки, двутавры, швеллеры, тавры и др.) и специальные изготавливают двумя способами: прессованием и гибкой.

Прессованные профили подразделяют на профили общего назначения и специальные. Профили общего назначения по-прежнему по ГОСТ 22233-93 «Профили прессованные из алюминиевых сплавов для ограждающих строительных конструкций. Общие технические условия» и ГОСТ 8617-81* «Профили прессованные из алюминиевых сплавов. Технические условия».

Контрольные вопросы

1. Каковы достоинства и недостатки металлических конструкций?
2. Какие основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям?
3. Какие вредные примеси присутствуют в стали?
4. Какие легирующие добавки вводят в состав стали, с какой целью?
5. На каком методе основывается расчет металлических конструкций, в чём его суть?
6. Что такое сортament, его составляющие?

2 СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Наиболее распространенными видами соединений металлических строительных конструкций являются сварные. В настоящее время более 95 % стальных конструкций выполняется с соединениями на сварке при изготовлении и более 60 % на монтаже. Сварка упрощает конструктивную форму соединения, дает экономию металла, позволяет применять высокопроизводительные механизированные способы, что значительно уменьшает трудоемкость изготовления конструкций. Однако повышенная концентрация напряжений, обусловленная наличием в швах дефектов (подрезы, непровары, поры, шлаковые включения и т. п.), механическая неоднородность сварных швов и возникающие при сварке внутренние остаточные напряжения в соединении усложняют его работу, а в ряде случаев при действии динамических нагрузок и при низких температурах способствуют хрупкому разрушению.

Кроме сварных соединений, в металлических конструкциях применяются болтовые. Относительно малая трудоемкость и простота технологии выполнения, не требующая монтажников высокой квалификации, надежность в работе способствуют их широкому распространению в строительстве при монтаже металлических конструкций. В последнее время болтовые соединения находят применение в основных соединениях при изготовлении конструкций в заводских условиях. Однако болтовые соединения металлоемки по сравнению со сварными, так как имеют стыковые накладки и ослабляют сечения элементов отверстиями для болтов.

2.1 Сварные соединения

В современном строительстве для соединения элементов получила распространение главным образом электродуговая

сварка. Ограниченное применение находят контактная сварка, газовая, газопрессовая, сварка трением, холодная, ультразвуковая.

2.1.1 Виды сварных соединений

По конструкции различают следующие сварные соединения: стыковые, нахлесточные, тавровые, угловые, комбинированные (таблица 2.1).

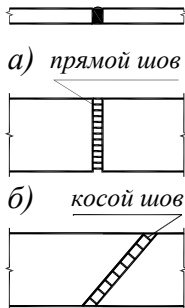
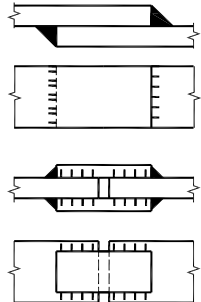
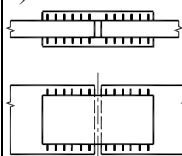
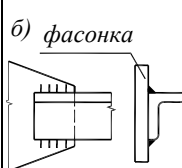
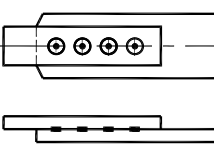
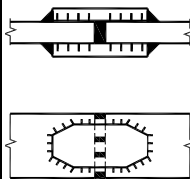
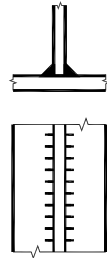
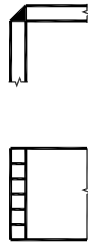
Стыковыми называются соединения, в которых элементы соединяются торцами или кромками и один элемент является продолжением другого. Место их соединения (зазор) заполняется сварным швом. Стыковые соединения наиболее рациональны и надежны, так как имеют наименьшую концентрацию напряжений при передаче усилий, отличаются экономичностью и удобны для контроля.

Толщина свариваемых элементов в соединениях такого вида почти не ограничена. Стыковое соединение листового металла может быть сделано прямым или косым швом. Стыковые соединения профильного металла применяются реже, так как затруднена обработка их кромок под сварку.

Сварные стыковые соединения листовых деталей, как правило, проектируют прямыми с полным проваром и с применением выводных планок. В монтажных условиях допускается односторонняя сварка с подваркой корня и сварка на остающейся стальной подкладке.

При соединении стальных листов различной толщины (или ширины) их размеры в месте стыка должны быть одинаковыми во избежание резкого изменения сечения. Для этого в более толстом (или широком) элементе устраивается скос с уклоном 1:5 с одной или двух сторон до толщины тонкой детали (рисунок 2.1).

Таблица 2.1 – Виды сварных соединений

Стыковые	Нахлесточные			Комбинирован- ные	Тавровые	Угловые
	угловыми швами		точечной сваркой			
	без накладок	с накладками				
 <i>а) прямой шов</i> <i>б) косой шов</i>		<i>а)</i>  <i>б) фасонка</i> 				

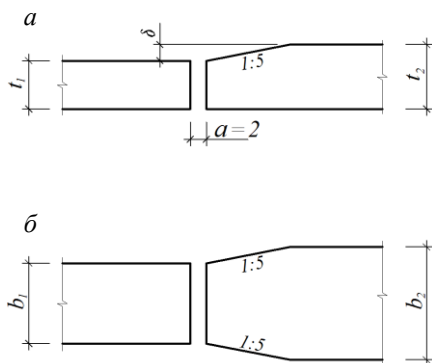


Рисунок 2.1 – Соединение элементов:
 a – при разной толщине; b – при разной ширине

Длиной скоса листа регулируют плавный переход от толстой свариваемой детали к более тонкой и устраняют концентраторы напряжений в сварных конструкциях. Стыки без скосов по толщине допускаются в деталях из углеродистой или низколегированной сталей с пределом текучести до 400 МПа при разнице толщин $\delta = (t_2 - t_1)$, не превышающей значений, указанных в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Допустимая наибольшая разность толщин деталей, свариваемых встык без скоса кромок

Толщина тонкой детали t_1 , мм	Разность толщин деталей δ , мм
1–4	1
5–0	2
21–0	3
Св. 30	4

Нахлесточные соединениями называются такие, в которых поверхности свариваемых элементов частично находят друг на друга. Разновидностью соединений внахлестку являются соединения с накладками. Их применяют с одной или двумя накладками. Накладки служат для соединения

частей изделия. Соединения внахлестку выполняются угловыми швами. Они отличаются простотой обработки элементов под сварку, обеспечивают возможность подгонки размеров за счет регулирования величины нахлестки, но по расходу металла менее экономичны, чем стыковые. Недостатками нахлесточных соединений являются изменение направления силового потока и возможность образования щели между элементами. Неравномерное распределение силового потока вызывает концентрацию напряжений, такие соединения не рекомендуется применять в конструкциях, воспринимающих переменные или динамические нагрузки; проникновение влаги в щель между соединяемыми элементами может привести к щелевой коррозии и разрушению сварных швов.

Комбинированными называются соединения, в которых имеется несколько разных видов сварных швов. Это соединения, выполненные сварными швами различной ориентации относительно линии действия внешнего усилия (лобовыми и фланговыми). Другой тип комбинированного соединения представляет собой стыковой шов, дополнительно усиленный накладками. Необходимость выполнения такого соединения может появиться для обеспечения равнопрочности стыка и соединяемых элементов при недостаточной прочности стыкового шва и невозможности применить физические методы контроля качества сварного шва.

Тавровое соединение представляет собой крепление торца одного элемента к поверхности другого, как правило, под прямым углом. При *угловом* соединении впритык крепятся торцы элементов, находящихся во взаимно перпендикулярных плоскостях. Тавровые и угловые соединения отличаются простотой выполнения, высокой прочностью и экономичностью. При воздействии статических нагрузок тавровые соединения выполняют, как правило, с предусмотренным конструктивным непроваром. Обеспечение полного

проплавления тавровых соединений усложняет процесс сварки, удорожает изготовление конструкции, поэтому может применяться только в обоснованных случаях, например, при проектировании поясных швов балок под подвижную нагрузку, так как непровар в корне шва приводит к заметному снижению усталостной прочности.

Соединения впритык применяются при изготовлении сварных стержней (двутавров, швеллеров) и других конструктивных элементов.

По месту выполнения соединения разделяются на заводские и монтажные. К заводским относятся соединения, выполняемые при изготовлении металлоконструкций на специализированных заводах, к монтажным – соединения, выполняемые при монтажной сборке металлоконструкций на местах строительства зданий и сооружений.

2.1.2 Классификация сварных швов

При проектировании металлоконструкций типы сварных швов назначаются с учетом методов сварки, толщины свариваемых элементов, положения в пространстве и технологии сварки. Сварные швы классифицируются по назначению, конструктивному признаку, протяженности и внешней форме в зависимости от условий изготовления и эксплуатации сварных конструкций.

По назначению сварные швы делят на рабочие, предназначенные для восприятия и передачи расчетных усилий с одного элемента на другой, и связующие, предназначенные для соединения частей элементов конструкций в одно целое и принимаемые конструктивно с минимальным катетом угловых швов (для уменьшения влияния возможных непроваров), принимаемым в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов (таблица 2.3).

По конструктивному признаку швы разделяют на стыковые и угловые.

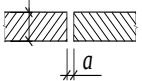
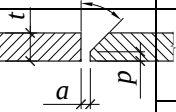
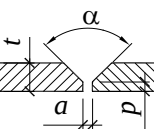
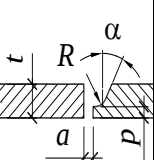
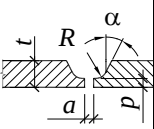
Таблица 2.3 – Минимальные катеты сварных швов

Соединение	Сварка	Предел текуче- сти ста- ли, МПа	Минимальные катеты швов $k_{f,min}$ (мм) при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23...32	33-40	41-80
Тавровое с двухсторон- ними угло- выми шва- ми; нахле- сточное и угловое	Ручная	до 430	4	5	6	7	8	9	10
		Св.430 до 530	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и меха- низированная	до 430	3	4	5	6	7	8	9
		Св.430 до 530	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторон- ними угло- выми швами	Ручная	до 380	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и меха- низированная		4	5	6	7	8	9	10

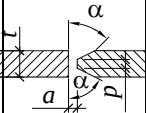
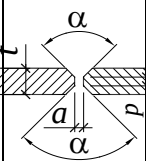
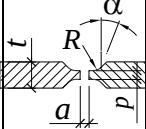
Стыковые швы наиболее рациональны, т. к. имеют наименьшую концентрацию напряжений, но требуют дополнительную разделку кромок, зависящую от толщины соединяемых элементов и способа сварки. Разделку кромок применяют в том случае, если односторонняя сварка не позволяет обеспечить полный провар шва в листах толщиной более 8–10 мм (таблица 2.4).

Разделка кромок имеет технологическое назначение. Она позволяет глубже вводить электрод и оставлять между соединяемыми элементами зазор постоянного размера, обеспечивая хороший провар стыка по всей толщине сечения, создает условия для свободы сварочных деформаций (усадки), развивающихся при остывании швов, и не влияет на статическую прочность соединения.

Таблица 2.4 – Виды стыковых швов в элементах стальных конструкций

Наименование шва по типу обработки кромок	Эскиз кромок	Характер вы-пол-ненного шва	Автоматическая и механизированная сварка по ГОСТ 8713-79				Ручная сварка по ГОСТ 5264-80			
			размеры, мм			α°	размеры, мм			α°
			t	a	p		t	a	p	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Без скоса кромок		Д	2–22	0–3	–	–	2–12	2	–	–
		О	2–12	0–5	–	–	1–4	0–2	–	–
V-образный со скосом одной кромки		Д	14–20	0	6	40	3–60	2	1	45
		О	8–30	2–5	1,5; 4	30; 40		2–5		
V-образный со скосом двух кромок		Д	14–30	0; 2	6; 2	50; 60	3–60	2	1	50
		О	8–30	0; 2–5	1,5–5	50		2–5		
U-образный с криволинейным скосом одной кромки		Д	–	–	–	–	15–60	2	2	18
		О	16–50	2	3	20	–	–	–	–
U-образный с криволинейным скосом двух кромок		Д	24–160	0	6; 8	12–8	15–100	2	2	12
		О	16–60	0	1	12; 10	–	–	–	–

Продолжение таблицы 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
К-образный с двумя симметрич- ными ско- сами одной кромки		Д	20–30	0	6	45	8–100	2	1	45
Х-образный с двумя симметрич- ными ско- сами двух кромки		Д	18–60	0; 2	8; 6; 2	60; 50	8–120	2	1	50
Х-образный с двумя симметрич- ными кри- волинейны- ми скосами двух кромок		Д	50– 160	0 R = 6; 8	10	12; 10	30– 175	2 R = 8	2	12
Обозначения: О – односторонний шов; Д – двухсторонний шов; t – толщина соединяемых элементов; a – зазор; p – притупление; R – радиус закругления; α – угол раскрытия шва.										

По форме разделки кромок свариваемых элементов швы подразделяются: без разделки; V-образные; U-образные; Х-образные; К-образные (см. таблицу 2.4). Для V- и U-образных швов, свариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных непроваров.

Для сварочных соединений при толщине деталей более 30 мм применяют, главным образом, швы с криволинейным скосом двух кромок. Некоторое повышение трудоемкости обработки кромок в этом случае компенсируется значительным уменьшением объемов сварочных работ и количеством наплавленного металла.

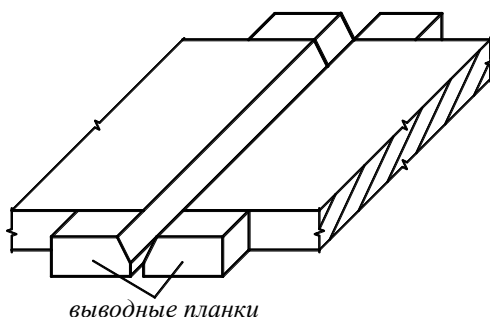


Рисунок 2.2 – Вывод начала и конца шва на технологические планки

Притупление кромок производится для обеспечения устойчивого ведения процесса сварки при выполнении корневого слоя шва. Отсутствие притупления способствует образованию прожогов при сварке. Правильно установленный перед сваркой зазор позволяет обеспечить полный провар по сечению соединения при наложении первого (корневого) слоя шва.

При автоматической сварке принимают меньшие размеры разделки кромок вследствие большего проплавления соединяемых элементов.

Для устранения низкого качества шва в зонах зажигания (непровар) и прерывания (кратер) сварочной дуги применяют выводные технологические планки, позволяющие вывести начало и конец шва за пределы рабочего сечения шва (рисунок 2.2). После сварки технологические планки срезают, а торцы шва зачищают наждачным кругом. Выводные планки выполняют с той же разделкой кромок, что и для свариваемых элементов.

Угловые швы наваривают в угол, образованный элементами, расположенными в разных плоскостях (рисунок 2.3).

В зависимости от ориентации углового шва относительно линии действия внешнего усилия швы подразделяются

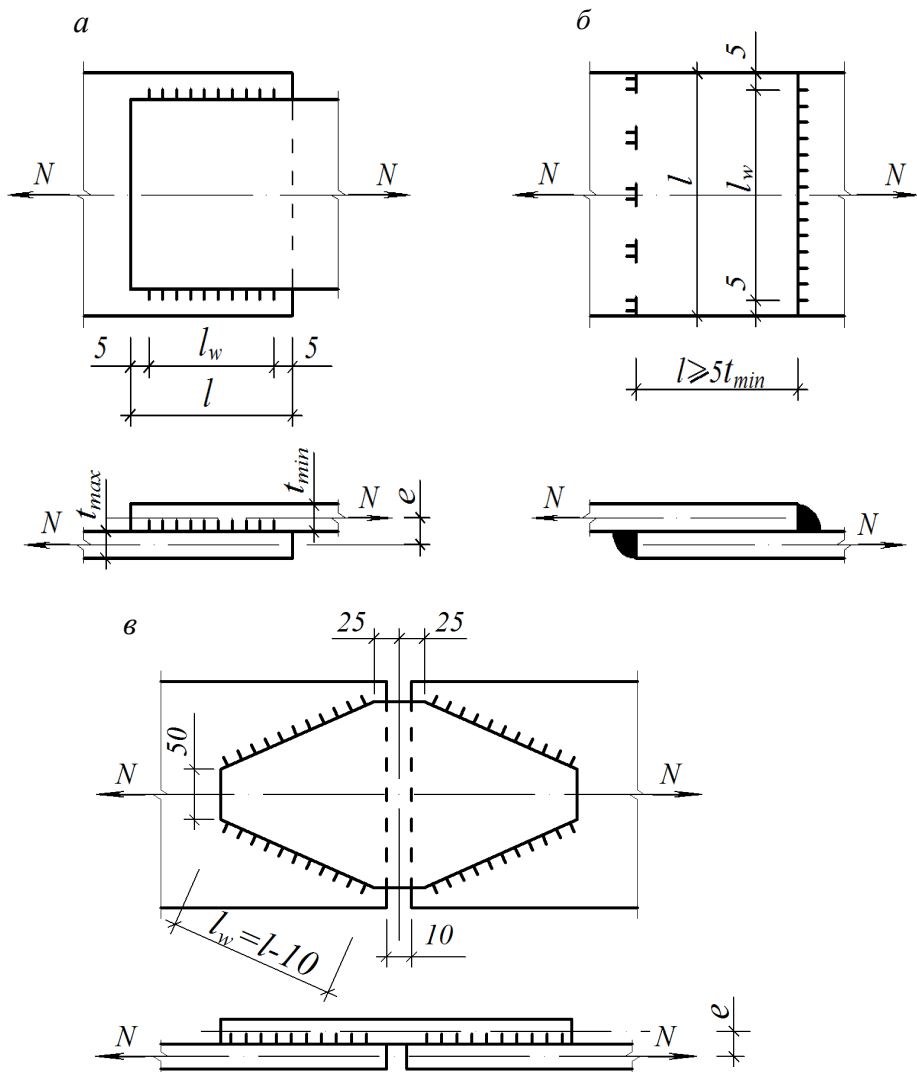


Рисунок. 2.3 – Типы сварных швов в нахлесточных соединениях:

a – фланговые; *б* – лобовые; *в* – косые

на фланговые, расположенные параллельно усилию, лобовые или торцевые, расположенные перпендикулярно усилию, и косые, расположенные под углом к усилию.

По положению в пространстве при выполнении сварки швы подразделяются на виды:

- нижние, выполняемые на горизонтальной поверхности или при небольшом уклоне;
- вертикальные, выполняемые на вертикальной поверхности (или несколько наклонной) снизу вверх или сверху вниз;
- горизонтальные на вертикальной плоскости;
- потолочные, выполняемые сварщиком под изделием, как бы по потолку;
- «в лодочку», выполняемые по горизонтали в угол, образованный двумя наклонными плоскостями соединяемых элементов (рисунок 2.4).

Сварка нижних швов наиболее удобна (расплавленный металл под действием собственного веса переходит в шов, не вытекая из ванны, а шлак и газы легко всплывают на поверхность), легко поддается механизации, дает лучшее качество шва, поэтому конструктивное решение должно предусматривать возможность выполнения большинства швов в нижнем положении. В заводских условиях благодаря возможности кантовки элементов в процессе изготовления все швы желательно выполнять в нижнем положении (стыковые) и «в лодочку» (угловые).

По протяженности сварные швы бывают непрерывными (сплошными) и прерывистыми (шпоночными) (рисунок 2.5). Прерывистые швы могут быть расположены в виде цепочки или в шахматном порядке. Длина участка прерывистого шва $l = 50 - 100$ мм. Расстояние t – шаг прерывистого шва, обычно равный $2l$. Применение прерывистых швов из-за концентрации напряжений по концам шва и пониженной коррозионной стойкости нежелательно. Основное преимущество

прерывистых швов – ускорение ручной сварки благодаря уменьшению объема наплавленного металла – не может компенсировать отмеченных недостатков. Эти швы применяются в качестве связующих, а также для сварки лестниц, настилов площадок и прочих слабонагруженных конструкций и элементов с напряжением менее $0,4R$.

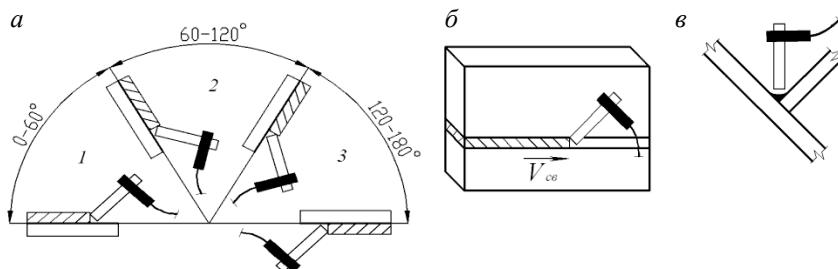


Рисунок 2.4 – Положение сварных швов в пространстве:
 а – расположение: нижнее (1), вертикальное (2), потолочное (3);
 б – горизонтальное на вертикальной плоскости; в – «в лодочку»

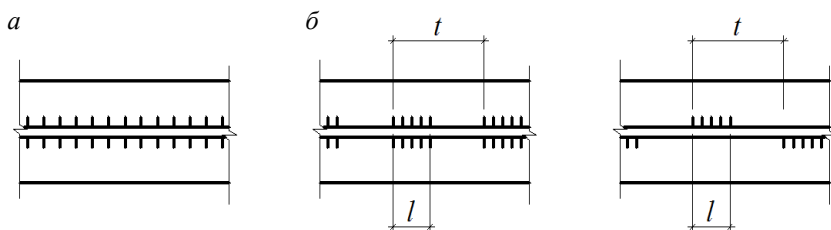


Рисунок 2.5 – Сварные швы по протяженности:
 а – сплошные; б – прерывистые

По количеству слоев, наложенных при сварке, швы могут быть однослойными и многослойными. Первые выполняются одним проходом сварочной дуги, вторые несколькими (рисунок 2.6).

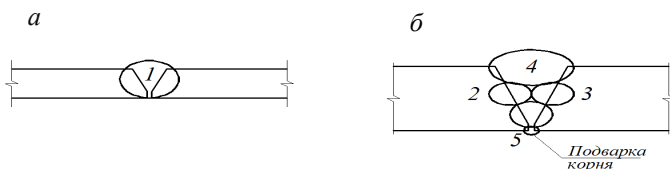


Рисунок 2.6 – Сварные швы по количеству слоев:
а – однослойные; б – многослойные

При ручной сварке за один проход может быть выполнен шов с катетом $k_f \leq 8$ мм. Более толстые швы получаются при многослойной сварке, катет которых $k_f > 20$ мм применять не рекомендуется, так как они имеют большие внутренние сварочные напряжения.

По внешней форме сварные швы делятся на нормальные (с плоской поверхностью), выпуклые (усиленные) и вогнутые (рисунок 2.7).

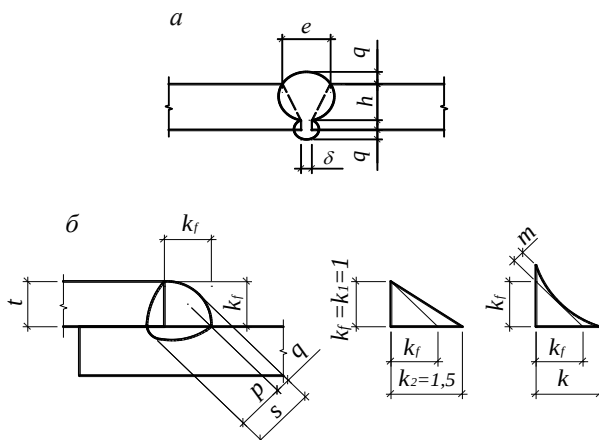


Рисунок 2.7 Форма и геометрические размеры сварного шва:

а – стыковые; б – угловые;

t – толщина свариваемого металла; h – глубина провара; e – ширина шва;
 q – выпуклость шва (высота усиления); m – величина вогнутости; k , k_1
и k_2 – катеты угловых швов; k_f – расчетный катет шва; p – расчетная
высота углового шва; $s = (p + q)$ – толщина углового шва; δ – зазор

Выпуклые швы характерны для ручной сварки. К вогнутым угловым швам прибегают в целях повышения сопротивления сварных соединений усталости (вогнутость стыковых соединений является браком). Вогнутость и плоская поверхность швов достигаются регулировкой режима сварки или специальной механической обработкой.

Параметры режима сварки влияют на качество сварного соединения и определяют геометрические размеры и форму шва (рисунок 2.7). За расчетный катет шва k_f принимается меньший катет вписанного в сечение треугольника. Выпуклость (усиление) шва сварного соединения q и вогнутость t допускаются равными $0,2k$, но не более 3 мм.

Форма шва характеризуется:

- коэффициентом провара, т. е. отношением ширины шва к его толщине (лучшей формой провара считается такая, у которой ширина шва в 1,3–2 раза больше толщины шва);

- коэффициентом формы шва, т. е. отношением толщины шва к его усилению (для нормально сформированных швов коэффициент формы шва должен находиться в пределах от 6 до 12);

- долей основного металла в металле шва, т. е. отношением площади расплавленного основного металла к площади сечения всего шва.

Соотношение размеров катетов угловых швов принимается, как правило, 1:1. Для уменьшения концентрации напряжений при переходе силового потока с одного элемента на другой рекомендуются пологие швы с отношением катетов 1:1,5. При этом больший катет должен быть расположен вдоль передаваемого швом усилия, а за толщину шва принимается меньший катет. Плавный переход силового потока достигается также устройством швов вогнутой формы. Такая форма швов применяется в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, а также

возводимых в климатических районах I_2 , II_2 , III_2 и I_1 (расчетная температура воздуха $-40^\circ\text{C} > t \geq -65^\circ\text{C}$), при обосновании расчетом на выносливость или на прочность с учетом хрупкого разрушения.

Швы с неравными катетами допускается применять в свариваемых элементах разной толщины, при этом катет, примыкающий к более тонкому листу, должен быть не более $1,2 t_{\min}$, а примыкающий к более толстому листу – не менее $k_{f, \min}$ (см. таблицу 2.3).

Максимальный катет угловых швов в целях уменьшения возможности пережога свариваемых элементов, а также снижения усадочных напряжений и деформаций принимается $k_{f, \max} \leq 1,2 t_{\min}$ ($t_{\min}$ – толщина более тонкого из соединяемых элементов).

2.1.3 Расчет и конструирование сварных соединений

2.1.3.1 Стыковые соединения

Стыковое сварное соединение является наиболее простым и надежным. В стыковых швах при всех видах сварки плавлением концентрация напряжений имеет минимальные значения.

При действии на соединение статической нагрузки первоначальная концентрация напряжений в стыковом сварном шве не оказывает влияние на его прочность, так как из-за развития пластических деформаций происходит релаксация напряжений в точках концентрации. Поэтому расчет стыковых сварных соединений выполняют в предположении, что распределение напряжений в поперечном сечении сварного шва равномерно.

Расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие производится по формуле

$$N / (t l_w) \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (2.1)$$

где N – внешнее усилие, приложенное к соединению;

t – расчетная толщина шва, равная толщине наиболее тонкого из соединяемых элементов (местное утолщение в виде валика сварного шва в расчет не принимается); в том случае, если невозможно обеспечить полный провар по толщине свариваемых элементов путем подварки корня шва, например, при односторонней сварке или использовании остающейся стальной подкладки, в формуле вместо t следует принимать $0,7t$;

l_w – расчетная длина шва, равная полной ширине соединяемых элементов за вычетом $2t$, учитывающих низкое качество шва в зонах зажигания (непровар) и прерывания (кратер) сварочной дуги. При условии выполнения шва с применением выводных технологических планок, позволяющих вывести начало и конец шва за пределы рабочего сечения шва, расчетная длина принимается равной полной его длине (после сварки технологические планки срезаются, а торцы шва зачищаются наждачным кругом);

R_{wy} – расчетное сопротивление сварного стыкового соединения, принимаемое по таблице 2.5;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 1.3.

Расчетное сопротивление сварного стыкового шва зависит от способов контроля качества сварного шва. Расчетное сопротивление сварного стыкового шва R_{wy} равно расчетному сопротивлению основного металла R_y при сжатии, а также при растяжении, если применяются физические методы контроля качества сварных швов (об этом обязательно должна быть сделана запись в рабочих чертежах КМ). Если физические методы контроля качества шва, работающего на растяжение, не используются, то следует принимать $R_{wy} = 0,85 R_y$.

Таблица 2.5 – Значения коэффициентов β_f и β_z

Сварка при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3–8	9–12	14–16	≥ 18
Автоматическая при $d = 3\text{--}5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при $d = 1,4\text{--}2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; механизированная проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Так как расчетное сопротивление стали зависит от толщины проката, то в расчетах следует принимать R_y наиболее толстого из свариваемых элементов.

Расчет сварных стыковых соединений растянутых элементов конструкций из стали с соотношением $R_u / \gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, производится по формуле

$$N / (tl_w) \leq R_{wu} / \gamma_u \gamma_c, \quad (2.2)$$

где R_u – расчетное сопротивление проката по временному сопротивлению;

γ_u – дополнительный коэффициент надежности, учитывающий повышенную опасность при расчете конструкций с использованием расчетного сопротивления R_u и принимаемый для стали равным $\gamma_u = 1,3$;

R_{wu} – расчетное сопротивление сварного соединения по временному сопротивлению (см. таблицу 2.5).

Расчет сварных стыковых соединений выполнять не требуется при применении сварочных материалов (таблица 2.6), полном проваре соединяемых элементов и физическом контроле качества растянутых швов.

Таблица 2.6 – Материалы для сварки

Сталь	Материалы для сварки			
	под флюсом		в углекислом газе (по ГОСТ 8050-85)	покрыты- ми элек- тродами типов (по ГОСТ 9467-75*)
	флюсов (по ГОСТ 9087-81*)	сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70*)		
C235, C245, C255, C275, C285, Ст20	АН-348-А АН-60	Св-08А Св-08ГА	Св-08Г2С	
C345, C345Т, C375, C375Т	АН-43 АН-47	Св-10НМА Св-10Г2*		Э50
C390, C390Т, C390К, C440	АН-47 АН-17М ₁	Св-08ГА* Св-10ГА*		Э50
C345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А
* Не применять в сочетании с флюсом АН-43.				

Пример 2.1. Рассчитать и законструировать стыковое соединение листов шириной 500 мм, толщиной $t_1 = 10$ мм и $t_2 = 14$ мм при действии расчетного растягивающего усилия $N = 1200$ кН (рисунок 2.8, *а*). Материал листов – сталь класса С245. Шов выполнен с полным проваром без применения физических методов контроля качества шва, концы шва не выведены на специальные технологические планки.

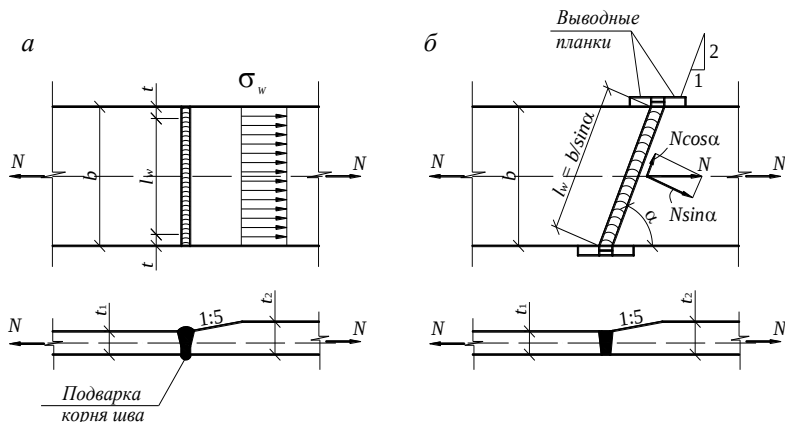


Рисунок 2.8 – К расчету стыковых швов:
а – прямой шов; *б* – косой шов, выполненный с применением выводных планок

Стык выполняется ручной сваркой электродами Э42 (см. таблицу 2.6).

В более толстом листе делаем скос с уклоном 1:5, разность толщин соединяемых элементов $t_2 - t_1 = 14 - 10 = 4$ мм > 2 мм.

При минимальной толщине соединяемых листов $t_1 = 10$ мм разделка кромок не требуется.

Листовой прокат из стали С245 толщиной $t_{\max} = t_2 = 14$ мм имеет расчетное сопротивление $R_y = 240$ МПа $= 24$ кН/см².

Расчетное сопротивление сварного стыкового соединения принимаем:

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа.}$$

Расчетная длина шва $l_w = b - 2t_1 = 50 - 2 \cdot 1 = 48 \text{ см.}$

Проверяем прочность сварного стыкового шва:

$$\begin{aligned}\sigma_w &= N / (t_1 l_w) = 1200 / (1 \cdot 48) = 25 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 250 \text{ МПа} > R_{wy} = 204 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

Условие не выполняется, необходимо устройство косого шва.

Пример 2.2. Рассчитать и запроектировать сварное соединение косым швом встык с полным проваром и выводом начала и конца шва на технологические планки (рисунок 2.8, б). Остальные условия см. пример 2.1.

На практике косой стык устраивается с заложением 2:1, что соответствует углу $\alpha \approx 63,5^\circ$.

Расчет прочности шва по нормальным напряжениям:

$$\begin{aligned}\sigma_w &= N \sin \alpha / (t l_w') = 1200 \cdot 0,895 / (1 \cdot 55,87) = \\ &= 19,22 \text{ кН/см}^2 = 192,2 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c = 204 \cdot 1 = 204 \text{ МПа,}\end{aligned}$$

где $\sin \alpha = \sin 63,5^\circ = 0,895$;

$l_w' = l_w / \sin \alpha = 50 / 0,895 = 55,87 \text{ см}$ – расчетная длина косого шва.

Расчет прочности шва по касательным напряжениям:

$$\begin{aligned}\tau_w &= N \cos \alpha / (t l_w') = 1200 \cdot 0,446 / (1 \cdot 55,87) = \\ &= 9,58 \text{ кН/см}^2 = 95,8 \text{ МПа} < R_{ws} \gamma_c = 118,3 \text{ МПа,}\end{aligned}$$

где $\cos \alpha = \cos 63,5^\circ = 0,446$;

$$R_{ws} = 0,58 R_{wy} = 0,58 \cdot 204 = 118,3 \text{ МПа.}$$

Прочность косого стыкового шва обеспечена как по нормальным, так и по касательным напряжениям.

При действии на соединение статической нагрузки проверка по приведенным напряжениям не производится.

Сварные стыковые соединения, выполненные без физических способов контроля качества шва, при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений при действии на соединение динамической нагрузки проверяются по формуле

$$\sigma_{wr} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{192,2^2 + 95,8^2} = 253,9 > 1,15 R_{wy} = 1,15 \cdot 204 = 235 \text{ МПа.}$$

Прочность сварного шва при скосе с заложением 2:1 не обеспечена. Уменьшаем угол наклона среза и принимаем его $\alpha = 45^\circ$ (скос с заложением 1:1).

Производим повторную проверку.

Нормальные напряжения в шве

$$\sigma_w = N \sin 45^\circ / (t l_w') = 1200 \cdot 0,7 / (1 \cdot 71,43) = 11,76 \text{ кН/см}^2,$$

где $l_w' = l_w / \sin 45^\circ = 50 / 0,7 = 71,43 \text{ см.}$

Касательные напряжения в шве

$$\tau_w = N \cos 45^\circ / (t l_w') = 1200 \cdot 0,7 / (1 \cdot 71,43) = 11,76 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка приведенных напряжений

$$\sigma_{wr} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{11,76^2 + 3 \cdot 11,76^2} = 235,2 \text{ МПа} \approx 1,15 R_{wy} = 235 \text{ МПа.}$$

Прочность сварного шва обеспечена.

2.1.3.2 Нахлесточные соединения

Передача усилия с одного элемента на другой происходит неравномерно как по длине шва, так и по поперечному сечению соединения. Но при статическом нагружении перед разрушением напряжения выравниваются за счет пластической работы перенапряженных (концевых) участков шва.

Лобовые швы, обладая большей жесткостью и прочностью, чем фланговые, в запас прочности рассчитываются, как фланговые. При одновременном использовании лобовых и фланговых швов (в комбинированных соединениях) в ре-

зультате развития пластических деформаций усилия в швах выравниваются и расчет комбинированных соединений производится по суммарной площади швов. В основу расчета принимается допущение о равномерном распределении напряжений среза.

Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил рассчитываются на условный срез по двум сечениям (рисунок 2.9):

– по металлу шва (сечение 1-1):

$$N / (\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (2.3)$$

– по металлу границы сплавления (сечение 2-2):

$$N / (\beta_z k_f l_w) \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c. \quad (2.4)$$

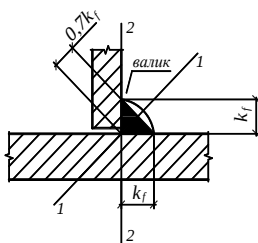


Рисунок 2.9 – Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

Расчет по металлу шва производится по минимальной площади сечения шва, проходящей через меньшую высоту условного треугольника шва (без учета наплыва). Для ручной сварки при равных катетах шва эта высота равна $0,7k_f$.

Необходимость расчета сварного шва по металлу границы сплавления (по сечению с большей расчетной площадью) вызвана применением сварочных материалов с прочностью, превышающей прочность основного материала соединяемых элементов (несущую способность соединения определяет менее прочный основной металл).

При автоматической и механизированной сварке провар в углу (корне) шва глубже, чем при ручной сварке, и при работе шва на срез включается в работу часть основного материала, условная высота треугольного сечения шва принимается равной $\beta_f \cdot k_f$ или $\beta_z \cdot k_f$,

где β_f и β_z – коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления, принимаемые при сварке из стали: с пределом текучести до 530 МПа по таблице 2.6; с пределом текучести свыше 530 МПа независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки – $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$;

k_f – катет углового шва, равный катету вписанного равнобедренного прямоугольного треугольника.

Минимальное значение катета шва принимается в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов, способа сварки, марки стали и вида соединения (таблица 2.3). В нахлесточных соединениях катет шва принимается равным меньшей из толщин соединяемых деталей

При сварке вдоль кромок прокатных профилей, имеющих скругление, наибольшую толщину углового шва $k_{f, \max}$ при статической и динамической нагрузках рекомендуется принимать по таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Максимальные катеты швов $k_{f, \max}$ у скруглений прокатных профилей

$k_{f, \max}$, мм	4	5	6	8	10	12
Номер двутавра	10–12	14–16	18–27	30–40	45	50–60
Номер швеллера	5–8	10–14	16–27	30	36–40	–
Вдоль пера уголков при толщине полки t						
t , мм	≤ 6		7–16		≥ 18	
k_f , мм	$t - 1$		$t - 2$		$t - 4$	

Расчетная длина шва l_w принимается равной сумме расчетных длин каждого из накладываемых швов.

Из-за непровара в начале сварного шва и кратера в конце шва расчетная длина каждого шва принимается на 10 мм меньше фактической и должна быть не менее $4k_f$ и 40 мм, так как при работе более коротких швов сильно сказывается не учитываемое расчетом влияние эксцентриситета e и возникающего при этом дополнительного изгибающего момента (см. рисунок 2.3, а).

Максимальная длина флангового шва (из-за большой концентрации напряжений в начале и конце шва возможно достижение предельного состояния в наиболее напряженных точках раньше, чем выровняются напряжения по всей длине шва) принимается

$$l_{w,\max} \leq 85\beta_f \cdot k_f,$$

кроме швов, в которых усилие действует на всем протяжении швов. Например, в поясных швах составных балок, где длина шва не ограничивается. Длина нахлеста листов в нахлесточных соединениях должна быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов (рисунок 2.3, а).

Расчетные сопротивления сварных соединений R_{wf} – при расчете по металлу шва и R_{wz} – при расчете по металлу границы сплавления (таблица 2.8).

Коэффициент условий работы конструкции $\gamma_c = 1,0$ (см. таблицу 1.3).

Коэффициенты условий работы шва γ_{wf} и γ_{wz} , равны 1,0 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением

$$R_{wun} = 410 \text{ МПа и } \gamma_{wz} = 0,85 \text{ – для всех сталей.}$$

Таблица 2.8 – Расчетные сопротивления сварных соединений

Сварные соединения	Напряженное состояние		Условное обозначение	Расчетные сопротивления сварных соединений
Стыковые	Сжатие. Растяжение и изгиб при автоматической, механизированной или ручной сварке с физическим контролем качества швов	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y$
		По временно-му сопротивлению	R_{wu}	$R_{wu} = R_u$
	Растяжение и изгиб при автоматической, механизированной или ручной сварке	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = 0,85R_y$
	Сдвиг		R_{ws}	$R_{ws} = R_s$
	С угловыми швами	Срез (условный)	По металлу шва	R_{wf}
По металлу границы сплавления			R_{wz}	$R_{wz} = 0,45 R_{un}$
Примечания: 1. Для швов, выполняемых ручной сваркой, значения R_{wun} следует принимать равными значениям временного сопротивления разрыву металла шва, указанным в ГОСТ 9467-75*. 2. Для швов, выполняемых автоматической или механизированной сваркой, значения R_{wun} следует принимать по таблице 1.18. 3. Значения коэффициента надежности по материалу шва γ_{wm} следует принимать равными: 1,25 – при значениях R_{wun} не более 490 МПа; 1,35 – при значениях $R_{wun} = 590$ МПа и более.				

Пример 2.3. Рассчитать прикрепление внахлестку, выполненное ручной сваркой, растянутого элемента из стальной стали класса С275 сечением 250×10 мм к листу толщиной 12 мм. Определить наименьшую длину нахлестки при условии равнопрочности элемента и его прикрепления лобовым и двумя фланговыми швами (рисунок 2.10).

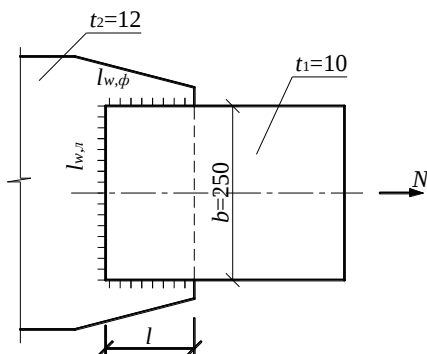


Рисунок 2.10 – Сварной стык внахлестку

Определяем предельное усилие, воспринимаемое элементом. Расчетное сопротивление листового проката из стали С275 толщиной свыше 10 мм $R_y = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2$, нормативное сопротивление – $R_{un} = 380 \text{ МПа} = 38 \text{ кН/см}^2$.

Предельное усилие, которое может выдержать прикрепляемый лист:

$$N = R_y b t = 26 \cdot 25 \cdot 1 = 650 \text{ кН.}$$

Принимаем катет шва равным толщине привариваемого элемента

$$k_f = t_1 = 10 \text{ мм.}$$

Выбираем сварочные материалы (см. таблицу 2.5).

Электроды типа Э46. Расчетные сопротивления:

а) при расчете по металлу шва $R_{wf} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$;

б) при расчете по металлу границы сплавления

$$R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 380 = 171 \text{ МПа} = 17,1 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициенты проплавления (см. Таблица 2.6): $\beta_f = 0,7$;
 $\beta_z = 1,0$.

Коэффициенты условий работы шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$.

Сравниваем:

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = 1 \cdot 171 \text{ МПа}.$$

Расчет производим по металлу сварного шва.

Определяем усилие, воспринимаемое одним лобовым швом с расчетной длиной $l_{w,l} = b - 1 = 25 - 1 = 24 \text{ см}$:

$$N_l = \beta_f k_f l_{w,l} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0,7 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1 = 336 \text{ кН}.$$

Определяем усилие, приходящееся на каждый из фланговых швов:

$$N_\phi = (N - N_l) / 2 = (675 - 336) / 2 = 169,5 \text{ кН}.$$

Вычисляем расчетную длину флангового шва:

$$l_{w,\phi} = N_\phi / (\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 169,5 / (0,7 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 1 \cdot 1) = 12,1 \text{ см}.$$

Принимаем $l_{w,\phi} = 13 \text{ см}$.

Длина нахлестки (с учетом дефектов в начале и конце шва)

$l = l_{w,\phi} + 1 = 13 + 1 = 14 \text{ см}$, что больше $5t_{\min} = 5 \cdot 1 = 5 \text{ см}$ и меньше $l_{w,\max} = 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см}$.

Нахлесточные соединения, работающие на чистый изгиб (рисунок 2.11). Расчет сварных нахлесточных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, производится по двум сечениям по формулам:

– по металлу шва

$$M / W_f \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (2.5)$$

– по металлу границы сплавления

$$M / W_z \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (2.6)$$

где $W_f = \beta_f k_f l_w^2 / 6$ – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва;

$W_z = \beta_z k_f l_w^2 / 6$ – то же по металлу границы сплавления.

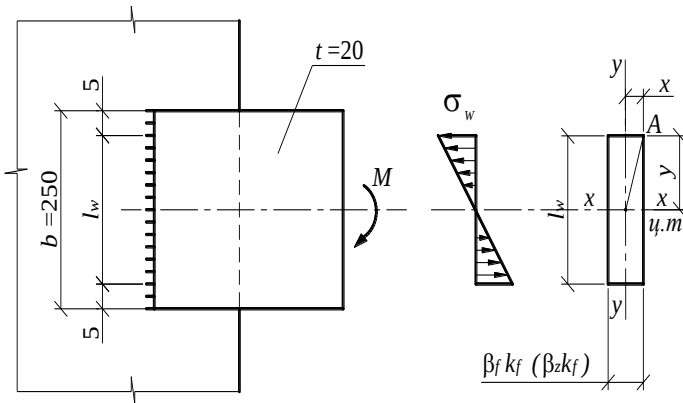


Рисунок 2.11 – К расчету сварного соединения на чистый изгиб

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости расположения этих швов производится в предположении, что напряжения σ_w распределяются по продольному расчетному сечению шва неравномерно, достигая максимума в точках, наиболее удаленных от центра тяжести сечения (рисунок 2.11 точка A):

– по металлу шва

$$\frac{M}{I_{fx} + I_{fy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (2.7)$$

– по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{I_{zx} + I_{zy}} \sqrt{x^2 + y^2} \leq R_{wz} \gamma'_{wz} \gamma_c, \quad (2.8)$$

где M – расчетный изгибающий момент, действующий в соединении;

$I_{fx} = \beta_f k_f l_w^3 / 12$ и $I_{fy} = (\beta_f k_f)^3 l_w / 12$ – моменты инерции расчетного сечения относительно его главных осей x - x и y - y по металлу шва;

$I_{zx} = \beta_z k_f l_w^3 / 12$ и $I_{zy} = (\beta_z k_f)^3 l_w / 12$ – то же по металлу границы сплавления;

$x = \beta_f k_f / 2$ (или $\beta_z k_f / 2$) и $y = l_w / 2$ – координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов, относительно главных осей этого сечения.

Чаще всего швы имеют большую протяженность l_w и относительно небольшой катет шва k_f , то есть $I_{fx} \gg I_{fy}$; $y \gg x$. В этом случае моментом инерции I_{fy} относительно оси y - y пренебрегают. Поэтому сварные швы, работающие на чистый изгиб в плоскости расположения этих швов, можно рассчитывать на прочность по обычным формулам, как для соединений с угловыми швами в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов. Условие прочности на изгиб записывается через осевой момент сопротивления:

– по металлу шва

$$\sigma_{wf} = M / W_{fx} = 6M / (\beta_f k_f l_w^2) \leq R_{wf} \gamma'_{wf} \gamma_c; \quad (2.9)$$

– по металлу границы сплавления

$$\sigma_{wz} = M / W_{zx} = 6M / (\beta_z k_f l_w^2) \leq R_{wz} \gamma'_{wz} \gamma_c. \quad (2.10)$$

2.1.3.3 Комбинированные соединения

Комбинированное соединение может применяться в случае особой необходимости, когда напряжения в основном металле больше допустимых для сварных швов ($R_{wy} = 0,85R_y$). В этом случае для обеспечения равной прочности сварного соединения основному сечению стыковые швы

усиливаются двусторонними накладками (рисунок 2.12). Такое соединение допустимо при работе на статические нагрузки.

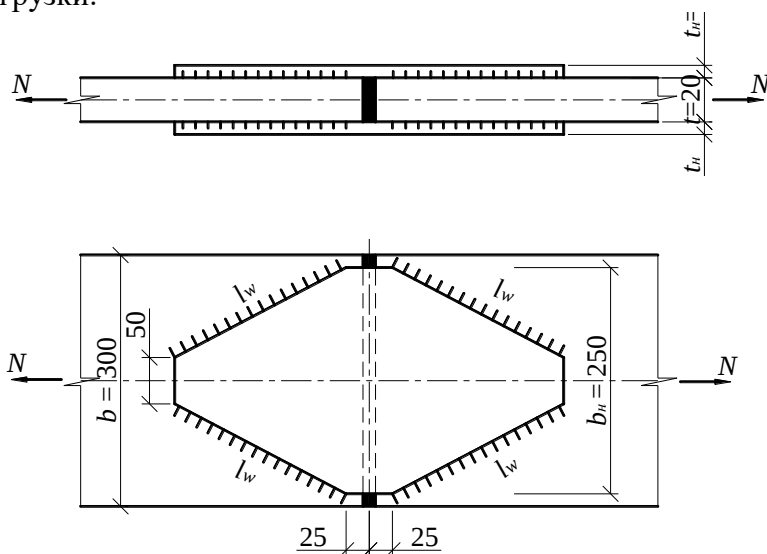


Рисунок 2.12 – Усиление стыкового шва накладками

Перед наложением накладок усиление сварного шва (валик шва) снимается наждачным кругом.

При расчете комбинированного соединения условно принимается, что напряжение в стыковом шве и накладках одинаково и определяется по формуле

$$\sigma = N / (A_w + \sum A_n) \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (2.11)$$

где A_w – площадь сечения сварных швов, равная площади сечения соединяемых элементов;

$\sum A_n$ – суммарная площадь сечения накладок;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыкового шва сжатию или растяжению;

γ_c – коэффициент условий работы.

Пример 2.4. Рассчитать сварное соединение полос из стали С245 встык, выполненное ручной сваркой электродами Э42. Растягивающая сила $N = 1400$ кН. Размер сечения полос $b \times t = 300 \times 20$ мм. Расчетное сопротивление стали при толщине проката до 20 мм включительно $R_y = 240$ МПа, нормативное сопротивление по временному сопротивлению $R_{un} = 370$ МПа. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$. Режим сварки нормальный.

Выполняем прямой стыковой шов, концы шва выводим на планки. Расчетное сопротивление стыкового шва в соединении, работающем на растяжение (качество шва не проверено физическими способами контроля) определяется по формуле

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа} = 20,4 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем прочность стыкового шва:

$$\sigma_w = N / A_w = 1400 / 60 = 23,33 \text{ кН/см}^2 > R_{wy}\gamma_c = 20,4 \text{ кН/см}^2,$$

$$\text{где } A_w = t l_w = 2 \cdot 30 = 60 \text{ см}^2;$$

$$l_w = b = 30 \text{ см.}$$

Условие прочности шва не выполняется.

Производим усиление сварного соединения двумя ромбическими накладками минимальной толщины сечением 250×6 мм каждая.

$$\text{Площадь накладки } A_n = t_n b_n = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ см}^2.$$

Для уменьшения концентрации напряжений ширина накладок не должна сильно отличаться от ширины соединяемых листов – $b_n = b - 2 \cdot 2,5 = 30 - 5 = 25$ см.

Определяем напряжения в стыковом шве:

$$\begin{aligned} \sigma &= N / (A_w + 2A_n) = 1400 / (60 + 2 \cdot 15) = \\ &= 15,56 \text{ кН/см}^2 < R_{wy}\gamma_c = 20,4 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Усилие, воспринимаемое каждой накладкой:

$$N_n = \sigma A_n = 15,56 \cdot 15 = 233,4 \text{ кН.}$$

Задаемся максимальным катетом шва, равным толщине накладки, $k_f = t_n = 6$ мм.

Определяем расчетные сопротивления сварного шва сдвигу при ручной сварке:

$R_{wf} = 180$ МПа = 18 кН/см² – при расчете по металлу шва, принимается по Таблица 2.7;

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа = 16,65 кН/см² – при расчете по металлу границы сплавления.

Коэффициенты проплавления сварного шва принимаем для ручной сварки: $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$.

Коэффициенты условий работы шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$.

Определяем, какая из проверок (по металлу шва или по металлу границы сплавления) имеет решающее значение:

$$\begin{aligned}\beta_f R_{wf} &= 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} = \\ &= 1 \cdot 166,5 = 166,5 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

Расчет производим по металлу шва.

Усилие в накладке должно быть воспринято приваркой накладки, откуда определяем требуемую суммарную длину угловых швов, необходимых для прикрепления накладки с одной стороны стыка:

$$\begin{aligned}\Sigma l_w &= N_n / (\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 233,4 / (0,7 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) = \\ &= 30,87 \text{ см.}\end{aligned}$$

Принимаем два шва (с учетом дефектов в начале и конце шва по 0,5 см) длиной

$$l_w = \Sigma l_w / 2 + 2 \cdot 0,5 = 30,87 / 2 + 1 = 16,44 \text{ см} \approx 17 \text{ см.}$$

2.1.3.4 Тавровые соединения

Тавровые соединения применяют при изготовлении сварных стержней (двутавров, тавров) и других конструктивных элементов (двутавровые балки, колонны). В тавровом соединении торец одного элемента приваривается к поверхности другого элемента двумя угловыми швами. Для крепления ребер жесткости и диафрагм, а также для сварки

стенок с поясами балок и колонн двутаврового сечения, работающих на статическую нагрузку, допускается применение односторонних угловых швов с катетом k_f минимальное значение которого определяется по таблице 2.3.

В ответственных конструкциях, работающих на динамическую нагрузку, или возводимых и эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ (конструкции «северного исполнения») соединение элементов производится стыковыми швами с проплавлением шва на всю глубину (при толщине привариваемого элемента $t > 10\text{ мм}$ с разделкой кромок под сварку).

2.2 Болтовые соединения

Болтовые соединения осуществляют путем постановки металлических стержней (болтов) в совмещенные отверстия соединяемых элементов.

В болтовых соединениях стальных конструкций применяют болты различного назначения (рисунок 2.13).

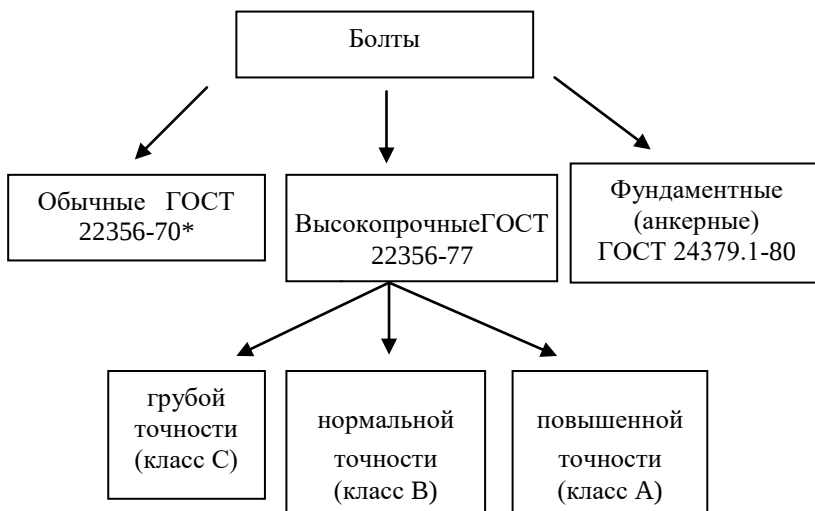


Рисунок 2.13 – Классификация болтов

Болты обычные и высокопрочные используют для соединения элементов стальных конструкций друг с другом, а болты анкерные – для присоединения конструкций к фундаменту.

Обычные болты изготавливают грубой (класс точности С), нормальной (класс точности В) и повышенной (класс точности А) точности.

Болты класса точности А следует применять для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранных элементах или по кондукторам в отдельных элементах и деталях, а также просверлены или продавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим сверлением на проектный диаметр.

Для нерасчетных монтажных соединений применяются болты класса точности С, для расчетных – В и А.

Болты классов точности В и С в многоболтовых соединениях следует применять для конструкций из стали с пределом текучести 380 МПа. В соединениях, где болты работают преимущественно на растяжение, как правило, применяют болты классов точности В и С или высокопрочные.

Элементы в узле допускается крепить одним болтом.

Диаметры отверстий, в которые вставляются болты, выполняются больше диаметра стержня болта (таблица 2.9).

Таблица 2.9 – Диаметры отверстий болтов

Класс точности болта	Диаметр, мм	
	болта d	отверстия d_0
С	d	$d_0 = d + (2-3)$
В	d	$d_0 = d + (1-1,5)$
А	d	$d_0 = d + (0,25-0,30)$

По прочности болты подразделяются на классы, которые обозначаются двумя цифрами, разделенными точкой (4.6; 5.6; 5.8 и т. п.). Первая цифра, умноженная на 10, обозначает минимальное временное сопротивление материала болта σ_u в кН/см²; произведение цифр определяет значение предела текучести материала болта σ_y в кН/см²; вторая цифра, умноженная на 10, обозначает соотношение σ_y / σ_u в процентах.

По механизму передачи внешних усилий различают несколько видов болтовых соединений.

Срезные соединения, в которых внешние усилия воспринимаются вследствие сопротивления болтов срезу и соединяемых элементов смятию. Отличительное свойство срезных соединений – достаточно высокая деформативность. Поэтому основная область их применения – соединения элементов, подвергающихся воздействию статических нагрузок.

Фрикционные или сдвигоустойчивые соединения, в которых внешние усилия воспринимаются вследствие сопротивления сил трения, возникающих по контактными плоскостям соединяемых элементов от сжатия пакета предварительно натянутыми высокопрочными болтами. Эти соединения наиболее трудоемки по сравнению с другими типами болтовых соединений и применяются в конструкциях, воспринимающих различного рода вибрационные, циклические и знакопеременные нагрузки, а также эксплуатируемых в условиях низких температур, где требуется повышенная надежность.

Фрикционно-срезные, в которых внешние усилия воспринимаются в результате совместного сопротивления сил трения, болтов срезу и соединяемых элементов смятию.

Фланцевые соединения, в которых внешние усилия воспринимаются главным образом вследствие преодоления сопротивления сжатию фланцев от предварительно натяжения

высокопрочных болтов. Фланцевые соединения, в которых высокая несущая способность высокопрочных болтов используется напрямую и практически полностью, являются одним из эффективных типов болтовых соединений элементов, подверженных растяжению, изгибу или совместному их действию.

Специальные болтовые соединения на самонарезающих болтах, комбинированных заклепках применяются в основном для крепления профилированного настила в покрытиях зданий.

Фундаментные (анкерные) болты с диаметром резьбы 12–140 мм работают на растяжение, предназначены для крепления строительных конструкций к фундаменту и классифицируются по следующим признакам:

- конструктивному решению (изогнутые, с анкерной плитой, составные съемные);
- способу установки в фундамент (устанавливаемые на готовые фундаменты в колодцы или скважины);
- способу закрепления в бетоне фундамента (закрепляемые непосредственно взаимодействием элементов (шпилек или анкерных плит) болтов с бетоном фундамента, закрепляемые с помощью эпоксидного или силикоанового клея, цементно-песчаных смесей, либо с помощью разжимных цанг);
- условиям эксплуатации (расчетные и конструктивные).

2.2.1 Размещение болтов в соединении

Центры болтовых отверстий должны располагаться по прямым линиям, параллельным действующему усилию, называемыми рисками. Расстояние a между центрами соседних отверстий вдоль риски называется шагом, расстояние c между соседними рисками – дорожкой.

Болты размещаются в рядовом или шахматном порядке (рисунок 2.14) согласно требованиям таблицы 2.10, при этом в расчетных соединениях (стыках и узлах) устанавливается минимальный шаг болтов $a_{\min}$. Он определяется из условия прочности основного металла. Этим достигается экономия материала накладок, фасонки и других элементов в соединении.

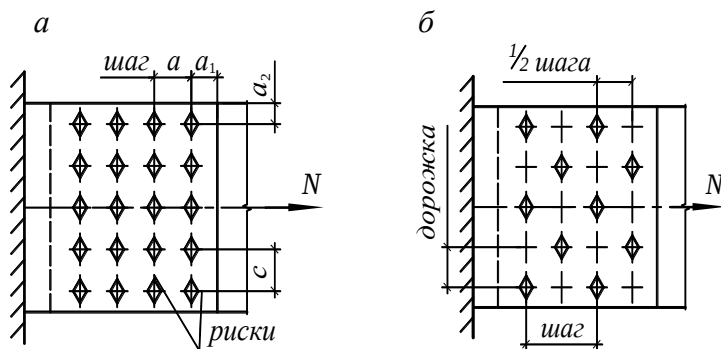


Рисунок 2.14 – Размещение болтов:

a – рядовое; b – шахматное

Максимальное расстояние между болтами $a_{\max}$ назначается в нерасчетных (связующих) соединениях для уменьшения количества болтов. Оно определяется устойчивостью более тонкого наружного элемента $t_{\min}$ при сжатии в промежутках между болтами и плотностью соединения растянутых элементов в целях устранения коррозионной опасности (зависит от диаметра болта d).

При размещении болтов в шахматном порядке расстояние между их центрами вдоль усилия следует принимать не менее $a + 1,5d$, где a – расстояние между рядами поперек усилия, d – диаметр отверстия для болта. При таком размещении сечение элемента A_n определяется с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одном сечении поперек усилия (не по «зигзагу»).

Таблица 2.10 – Размещение болтов

Характеристика расстояния	Расстояние
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии	$2,5d^*$ $8d$ или $12t$ $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) минимальное поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия д) то же максимальное	$2d$ $1,5d$ $1,2d$ $4d$ или $8t$ $1,3d$ $4d$
* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$. Обозначения, принятые в таблице: d – диаметр отверстия для болта; t – толщина наиболее тонкого наружного элемента	

Под гайки болтов следует устанавливать шайбы. В болтовом соединении на высокопрочных болтах необходимо устанавливать две шайбы – под головку болта и гайку, так как основное назначение шайб заключается в уменьшении трения по торцевой поверхности головки болта или гайки при закручивании. В соединениях с болтами классов точности А, В и С (за исключением крепления второстепенных конструкций и соединений на высокопрочных болтах) должны быть предусмотрены меры против развинчивания гаек (постановка пружинных шайб или контргаек).

2.2.2 Срезные соединения на болтах нормальной точности

В многоболтовых соединениях при действии продольной силы, проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между всеми болтами неравномерно. Однако в пластической стадии за счет текучести материала усилия в болтах выравниваются и расчет каждого болта производится на одинаковое усилие (рисунок 2.15, *а*). Неравномерная работа отдельных болтов нормальной точности учитывается снижением расчетных сопротивлений материала болтов.

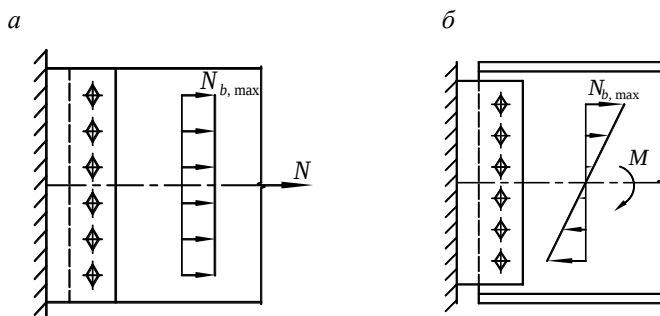


Рисунок 2.15 – Распределение усилий между болтами:

а – продольной силы; *б* – изгибающего момента

При недостаточной прочности разрушение обычных болтов происходит в результате их среза по плоскости, совпадающей с поверхностью соприкосновения соединяемых элементов.

При недостаточной толщине соединяемых элементов давление, возникающее между болтами и стенками отверстий, приводит к смятию последних. Расчет на смятие носит условный характер и ведется не по цилиндрической поверхности контакта, а в предположении равномерного распре-

ления перпендикулярно поверхности контакта, т. е. по диаметральной плоскости болта.

Если внешняя сила, действующая на соединение, направлена параллельно продольной оси болтов, то они будут работать на растяжение. При статической работе такого соединения качество отверстий и поверхности болта не играют роли и болты нормальной и повышенной точности работают на растяжение одинаково. Прочность соединения будет определяться прочностью материала болтов на растяжение. В соединениях, работающих на растяжение, применяются болты из тех же сталей, что и для соединений, работающих на сдвиг.

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом, в зависимости от вида напряженного состояния определяется по формулам:

$$\text{– при срезе} \quad N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A n_s; \quad (2.12)$$

$$\text{– при смятии} \quad N_{bp} = R_{bp} \gamma_b d \Sigma t; \quad (2.13)$$

$$\text{– при растяжении} \quad N_{bt} = R_{bt} A_{bn}, \quad (2.14)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – расчетные сопротивления болтовых соединений определяемые по таблица 2.11 и 2.12;

d – наружный диаметр стержня болта (таблица 2.13);

$A = \pi d^2/4$ – расчетная площадь сечения стержня болта;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто (таблица 2.13);

Σt – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s – число расчетных срезов одного болта;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения при работе на срез и смятие, учитывающий качество обработки поверхности отверстий для болтов и их расположение в соединяемых элементах (таблица 2.14).

Таблица 2.11 – Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напря- женное состояние	Расчетные сопротивления, МПа, болтов классов						
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез, R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400
Растяже- ние, R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500
П р и м е ч а н и е. В таблице указаны значения расчетных со- противлений для одноболтовых соединений.							

Таблица 2.12 – Расчетные сопротивления смятию R_{sp} элементов,
соединяемых болтами

Временное сопротив- ление стали соединя- емых элементов R_{un} , МПа	Расчетные сопротивления, МПа, смятию элементов, со\ъединяемых болтами	
	класса точно- сти А	классов точности В и С (болты высокопрочные без регулируемого натяжения)
360	475	430
365	485	440
370	495	450
380	515	465
390	535	485
400	560	505
430	625	565
440	650	585
450	675	605
460	695	625
470	720	645
480	745	670
490	770	690

Таблица 2.13 – Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180-75,
СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75

d , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,26
* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.								

Таблица 2.14 – Коэффициенты условий работы соединения

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	1,0 0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа: до 285 св. 285 до 380	0,8 0,75
Примечания: 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно. 2. При значениях расстояний a и b, промежуточных между указанными в поз. 2 и таблице 2.2, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией. Обозначения, принятые в таблице: a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b – то же, между центрами отверстий; d – диаметр отверстия для болта.	

Количество n болтов в соединении при действии продольной силы N , приложенной в центре тяжести соединения, в предположении работы всех болтов нормальной точности одинаковой определяется по формуле

$$n = N / (\gamma_c N_{\min}), \quad (2.15)$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

$N_{\min}$ – меньшее из значений расчетного усилия для одного болта (из условия среза или смятия).

Расчет самих соединяемых элементов на прочность ведется с учетом ослабления сечения отверстиями по площади нетто A_n .

При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты принимают пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта (см. рисунок 2.15, б). Усилие в наиболее нагруженном болте $N_{b, \max}$ не должно превышать меньшего из значений N_{bs} или N_{bp} .

При одновременном действии на болтовое соединение силы и момента, действующих в одной плоскости и вызывающих сдвиг соединяемых элементов, определяют равнодействующее усилие в наиболее нагруженном болте (рисунок 2.16), которое не должно превышать меньшего из значений N_{bs} или N_{bp} .

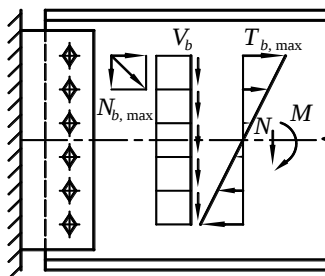


Рисунок 2.16 – Усилия в болтах при одновременном действии N и M

При одновременном действии на болтовое соединение усилий, вызывающих срез и растяжение болтов, наиболее напряженный болт наряду с проверкой на растяжение проверяется по формуле

$$\sqrt{(N_s / N_{bs})^2 + (N_t / N_{bt})^2} \leq 1, \quad (2.16)$$

где N_s и N_t — усилия, действующие на болт, срезающее и растягивающее соответственно;

N_{bs} и N_{bt} — расчетные усилия (с заменой в формулах A_{bn} на A_b).

Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, проверяются отдельно на срез и растяжение.

Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, проверяются на равнодействующее усилие.

В соединениях внахлестку и посредством односторонних накладок возникает не учитываемый расчетом дополнительный изгибающий момент, поэтому количество болтов в соединении увеличивается на 10 % сверх расчетного. То же относится к соединениям, где передача усилия осуществляется через прокладки.

При креплении выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей количество болтов, прикрепляющих одну из полок коротыша, должно быть увеличено против расчета на 50 %.

Пример 2.5. Рассчитать и законструировать болтовое соединение двух центрально-растянутых листов сечением $b \times t = 300 \times 20$ мм посредством двусторонних накладок. Расчетное усилие $N = 1000$ кН (рисунок 2.17). Материал листов и накладок — сталь С255 с расчетным сопротивлением $R_y = 240$ МПа и нормативным сопротивлением $R_{un} = 370$ МПа. Болты класса прочности 5.6.

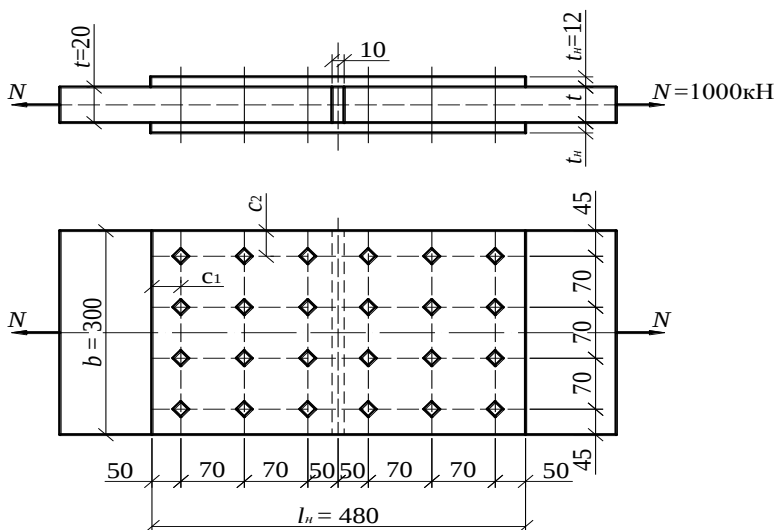


Рисунок 2.17 – Соединение на болтах нормальной точности

Назначаем толщину каждой накладки $t_n = 12$ мм (из условия равнопрочности со стыкуемыми листами принимается не менее половины толщины листов t).

Число срезов $n_s = 2$.

Наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении, $\Sigma t_{\min} = t = 20$ мм.

Принимаем болты с наружным диаметром $d = 20$ мм и отверстия под них $d_o = 23$ мм. Площадь болта $A = 3,14$ см².

Определяем расчетные сопротивления болтов:

– срезу $R_{bs} = 190$ МПа = 19 кН/см² (см. таблицу 2.11);
 – смятию элементов из стали класса C255 $R_{bp} = 450$ МПа = 45 кН/см² (см. таблицу 2.12).

Коэффициент условий работы соединения $\gamma_b = 0,9$ (см. таблицу 2.14).

Требуемое количество болтов:

– из условия среза

$$n \geq N / (R_{bs} \gamma_b A n_s) = 1000 / (19 \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 2) = 11,06;$$

– из условия смятия

$$n \geq N / (R_{bp} \gamma_b d \Sigma t_{min}) = 1000 / (45 \cdot 0.9 \cdot 2 \cdot 2) = 6,17.$$

Принимаем количество болтов из условия среза $n = 12$.

Располагаем болты в рядовом порядке. Минимальное расстояние между болтами в любом направлении

$$a = 2,5d_o = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм.}$$

Принимаем $a = 70$ мм ($k = 4$ – по ширине листа).

Минимальные расстояния от центра болта до края элемента:

– вдоль усилия $c \geq 2 d_o = 2 \cdot 23 = 46$ мм, принимаем $c = 50$ мм;

– поперек усилия $c_1 \geq 1,5d_o = 1,5 \cdot 23 = 34,5$ мм.

Принимаем $c_1 = (b - 3a) / 2 = (300 - 3 \cdot 70) / 2 = 45$ мм.

Проверяем прочность листа по ослабленному отверстию сечению, для чего определяем площадь сечения листа нетто:

$$A_n = (b - k d_o) t = (30 - 4 \cdot 2,3) \cdot 2 = 41,6 \text{ см}^2.$$

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\sigma = N / A = 1000 / 41,6 = 24,04 \text{ кН/см}^2 = 240,4 \text{ МПа} \approx R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа.}$$

Определяем длину накладки:

$$l_n = 2 (2a + 2c + \Delta) = 2 (2 \cdot 70 + 2 \cdot 50 + 10) = 490 \text{ мм.}$$

Контрольные вопросы

1. Каковы виды сварных соединений?
2. Как классифицируются сварные швы?
3. Как производится расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие?
4. Как классифицируются болты по назначению?
5. Как размещаются болты в болтовых соединениях?
6. На какие деформации работают болты?

3 БАЛОЧНЫЕ КЛЕТКИ

3.1 Общие сведения

Балки – наиболее распространенные строительные конструкции. Они нашли широкое применение в строительстве самых различных сооружений: в общественных, гражданских и промышленных зданиях; мостах; эстакадах; гидротехнических сооружениях и т.д. Балки просты по конструкции, недороги в изготовлении и надежны в работе. Они предназначены для восприятия нагрузок, приложенных в пролете, передачи их на опоры и работают, в основном, на поперечный изгиб. По статической схеме балки разделяют на разрезные, неразрезные и консольные. С точки зрения расхода материала наиболее эффективна двутавровая форма сечения балок.

Стальные балки бывают прокатными и составными. Прокатные балки, чаще всего, имеют двутавровое сечение с параллельными или наклонными гранями полков, реже применяют горячекатаные или холодногнутые швеллеры. Такие балки менее трудоемки в изготовлении, чем составные, но ограниченность сортамента делает невозможным их применение при больших изгибающих моментах. Составные балки изготавливают сварными, реже составными и клепаными. Основной тип сечения балок – двутавровое из трех листов: вертикального – стенки и двух горизонтальных – полков, приваренных к стенке в заводских условиях автоматической сваркой рисунок 3.1.

Балочными клетками называют систему перекрестных балок, расположенных обычно во взаимно перпендикулярных направлениях, образующую покрытие или перекрытие.

Балочные клетки применяют в рабочих площадках, покрытиях и перекрытиях зданий, в пролетных строениях мостов, в затворах гидротехнических сооружений и т. д. На балочную клетку укладывают несущий настил (стальной или железобетонный).

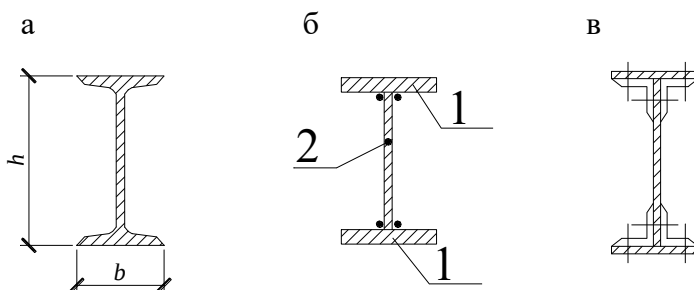


Рисунок 3.1 – Виды балок

а – прокатная; б – сварная составная; в – клепанная составная
1 – верхняя и нижняя полки; 2 – стенка балки

В зависимости от назначения, габаритных размеров, значения и схемы расположения нагрузок, типа настила выбирают схему балочной клетки. При этом рассматривают разные типы балочных клеток и выбирают наилучший, исходя из наименьших затрат металла и труда на изготовление и монтаж конструкций.

Самым верхним элементом балочной клетки является настил.

По схеме компоновке в плане различают три типа балочных клеток: упрощенный, нормальный и усложненный.

Упрощенный тип основан на использовании балок одного направления, передающих нагрузку на опоры.

Нормальный тип состоит из главных балок и балок настила, по которым укладывается настил. В балочной клетке нормального типа нагрузка с настила передается последовательно на балки настила (БН), на главные балки, а затем на колонны (рисунки 3.2; 3.3).

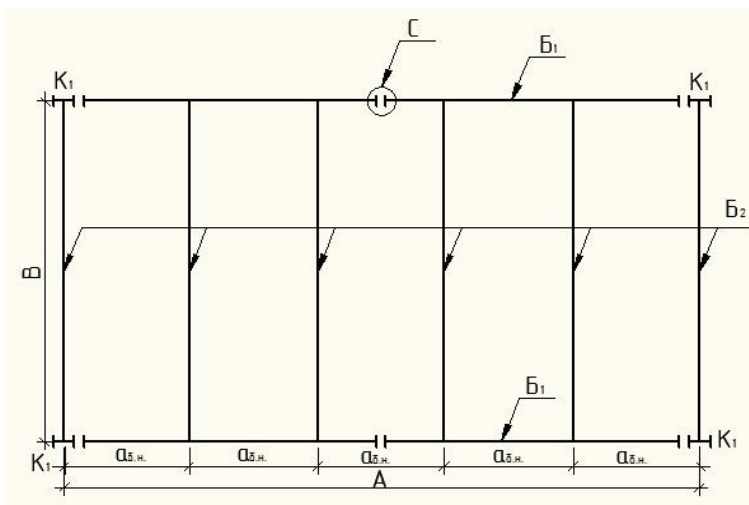


Рисунок 3.2 – Нормальный тип балочной клетки:
 К1 – колонна; Б1 – главная балка; Б2 – балка настила;
 С – укрупнительный стык главной балки .
 Число шагов балок настила нечетное ($n = 1, 3, 5, 7 \dots$)

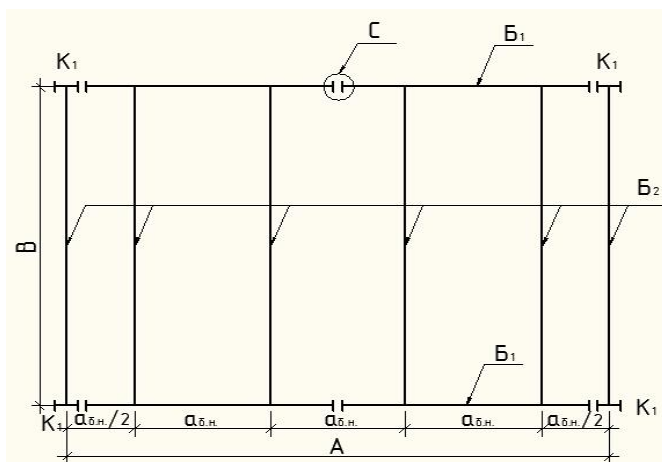


Рисунок 3.3 – Нормальный тип балочной клетки:
 К1 – колонна; Б1 – главная балка; Б2 – балка настила;
 С – укрупнительный стык главной балки.
 Число шагов балок настила четное ($n = 2; 4; 6; 8 \dots$)

В усложненном типе балочной клетки (рисунки 3.4, 3.5) имеется три вида балок – главные (ГБ), вспомогательные (ВБ), воспринимающие нагрузку от балок настила и настила. Усложненный тип целесообразно использовать, когда необходимо перекрыть сравнительно большие пролеты, а число внутренних колонн свести к минимуму.

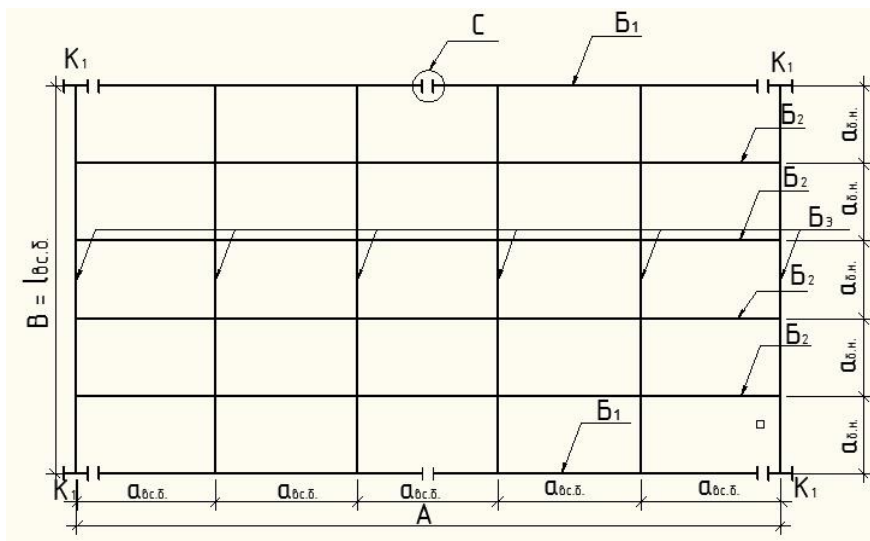


Рисунок 3.4 – Усложненный тип балочной клетки:
 K1 – колонна; B1 – главная балка; B2 – балка настила;
 B3 – вспомогательная балка;
 C – укрупнительный стык главной балки.
 Число шагов балок настила нечетное ($n = 1, 3, 5, 7 \dots$)

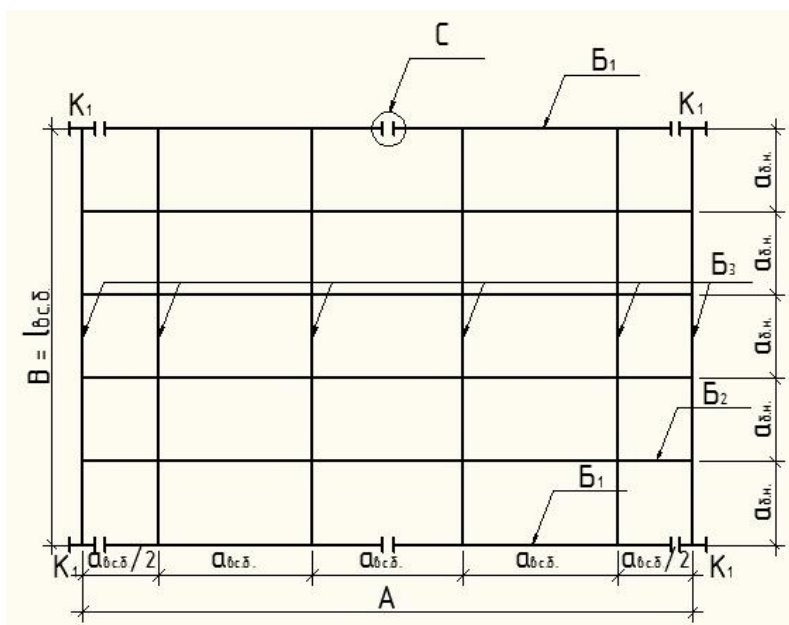


Рисунок 3.5 – Усложненный тип балочной клетки:

K1 – колонна; Б1 – главная балка; Б2 – балка настила;

Б3 – вспомогательная балка; С – укрупнительный стык главной балки.

Число шагов балок настила четное ($n = 2; 4; 6; 8 \dots$)

Главные балки проектируют составными, а вспомогательные балки и балки настила – прокатными.

Расстояние между колоннами в перпендикулярном направлении представляет собой шаг балок В. Расстояние между балками настила и вспомогательными балками (шаг балок) назначают оптимальными, исходя из наименьшей стоимости конструкций балочной клетки. Балки настила раскладывают по длине главных балок с одинаковым шагом в пределах 0,6–1,6 м при стальном и 2–3,5 м при железобетонном настиле. При этом возможно смещение БН на половину их шага с оси колонн.

Расстояние между вспомогательными балками назначают 2–5 м, и оно должно быть кратно пролету главной балки. ВБ также могут смещаться с оси колонн на половину их шага. Устанавливая шаг балок, необходимо соблюдать условие: ни одна из балок не должна опираться на главную в месте ее монтажного (укрупнительного) стыка.

Размеры балочной клетки в плане и по высоте (отметка верха настила(ОВН) и отметка низа конструкций (ОНК)) увязывают с требованиями технологической части проекта (габаритом). Если такие требования отсутствуют, то все размеры, в том числе и строительную высоту, назначают из экономических соображений. Строительная высота перекрытия (покрытия) $H_{стр}$ включает высоту главных балок, балок настила (при этажном сопряжении с главными балками), толщину рабочего настила и конструктивный зазор (25–50 мм).

Рациональность выбора типа балочной конструкции зависит от принятого способа сопряжения главных и вспомогательных балок.

Возможны три варианта сопряжений балок: этажное, в одном уровне и пониженное (рисунок 3.6).

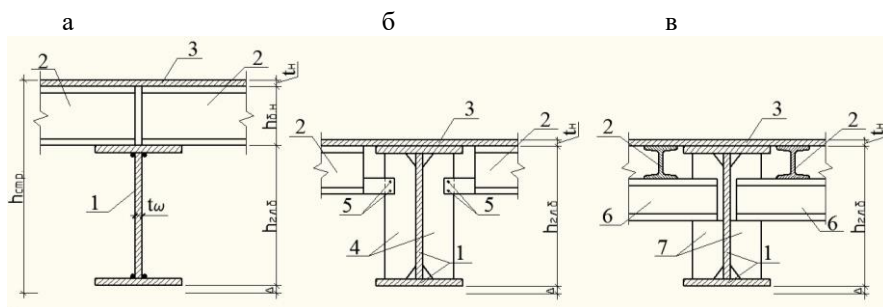


Рисунок 3.6 – Схемы сопряжения балок по высоте:

а – этажное; б – в одном уровне; в – пониженное

1 – главная балка; 2 – балка настила; 3 – настил; 4 – ребра жесткости

главной балки; 5 – болты Ø16 нормальной точности, отверстия Ø19;

6 – вспомогательная балка; 7 – опорные столики

Конструкция этажного сопряжения наиболее проста, но ведет к увеличению строительной высоты. Такое сопряжение следует применять, когда позволяет строительная высота покрытия (перекрытия) площадки. Сопряжение в одном уровне и пониженное рекомендуется применять в случае ограничения строительной высоты покрытия (перекрытия): первое – в нормальном типе балочной клетки, второе – только в усложненном типе балочной клетки.

3.2 Настил

Настилы балочных клеток бывают разнообразными в зависимости от назначения и конструктивного решения перекрытия. Наиболее распространенными являются стальные сплошные настилы из плоского или рифленого листа, железобетонные из сборных плит или монолитной плиты и сталежелезобетонные. Часто поверх несущего настила устраивают защитный настил (асфальтовый или бетонный толщиной 40–60 мм на железобетонном настиле, деревянный – на стальном).

Стальной настил (СН) может быть стационарным или съемным щитовым. Щитовой настил состоит из несущего стального листа, подкрепленного снизу продольными и поперечными ребрами и может иметь размеры до 3 x 12 м.

Для стального настила применяют плоские листы толщиной 6–12 мм из стали С235, привариваемые к поясам балок.

В конструктивном отношении стальной настил представляет собой пластину, приваренную по двум, трем или четырем сторонам к балкам и нагруженную вертикальной нагрузкой. Приварка настила к балке делает невозможным сближение опор настила при его прогибе под нагрузкой и вызывает в нем растягивающие цепные усилия N , улучшающие работу настила.

Для расчета из пластины вырезается полоса шириной 1 м вдоль короткой стороны настила и рассчитывается как балка

на двух опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. За расчетный пролет настила следует принимать расстояние между швами, но на практике обычно принимают шаг балок, на которые он опирается.

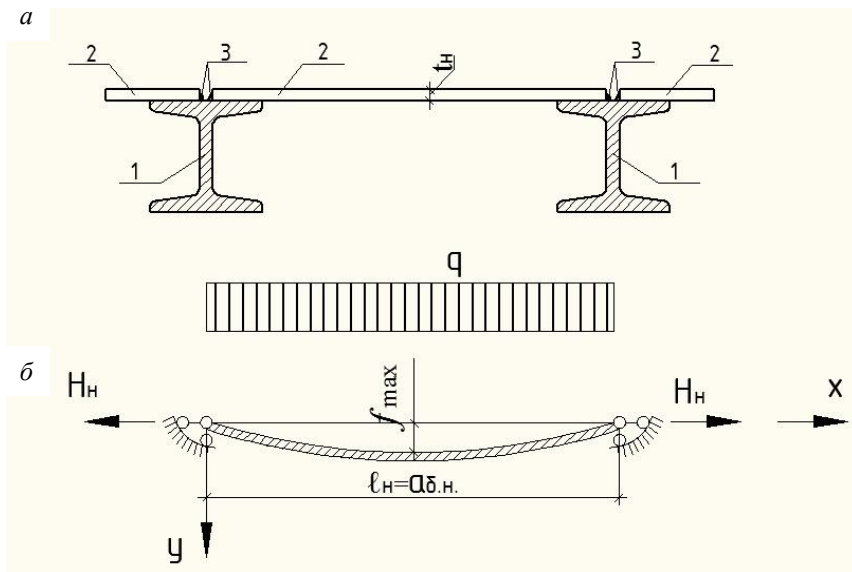


Рисунок 3.7 – К расчету стального настила:
 а – опирание настила на балки настила Б2;
 б – расчетная схема настила
 1 – балки настила; 2 – стальной настил;
 3 – сварные угловые швы

Контрольные вопросы

1. Какие виды балок бывают?
2. Какие сопряжения балок по высоте возможны?
3. Какие типы балочных клеток различают?
4. Что представляет стальной настил и каковы его размеры?

4 ФЕРМЫ

4.1 Классификация ферм и область их применения

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

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

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

Плоские фермы воспринимают нагрузку, приложенную только в их плоскости, и нуждаются в закреплении их связями. Пространственные фермы образуют жесткий пространственный брус, воспринимающий нагрузку в любом направлении (рисунок 4.1).

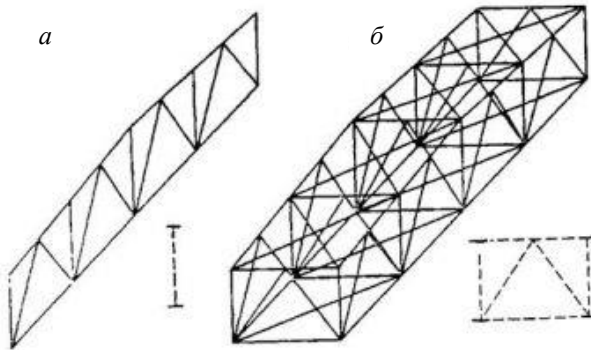


Рисунок 4.1 – Плоская (а) и пространственная (б) фермы

Основными элементами ферм являются пояса, образующие контур фермы, и решетка, состоящая из раскосов и стоек (рисунок 4.2). Соединение элементов в узлах осуществляется путем непосредственного примыкания одних элементов к другим (рисунок 4.3, *а*) или с помощью узловых фасонек (рисунок 4.3, *б*). Элементы ферм центрируются по осям центра тяжести для снижения узловых моментов и обеспечения работы стержней на осевые усилия.

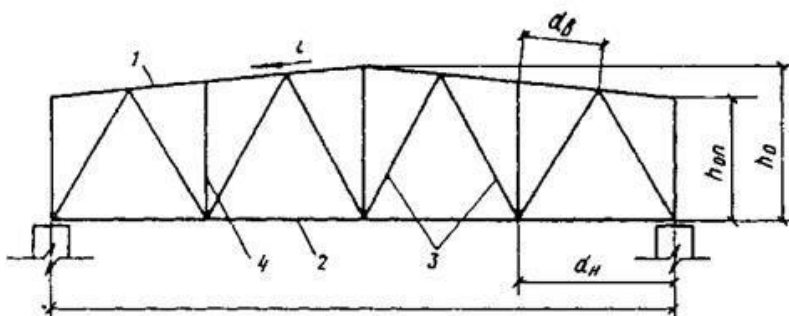


Рисунок 4.2 – Элементы ферм:

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

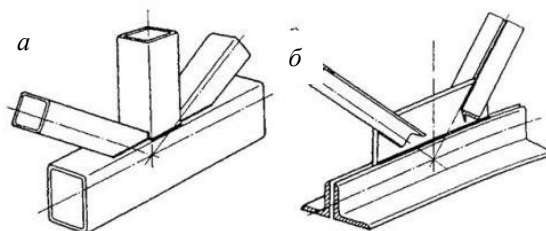


Рисунок 4.3 – Узлы ферм:

а – с непосредственным примыканием элементов;

б – на фасонках

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

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

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

Стальные фермы широко применяются во многих областях строительства; в покрытиях и перекрытиях промышленных и гражданских зданий, мостах, опорах линий электропередачи, объектах связи, телевидения и радиовещания (башни, мачты), транспортных эстакадах, гидротехнических затворах, грузоподъемных кранах и т. д.

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

а) **по статической схеме** – балочные (разрезные, неразрезные, консольные); арочные, рамные, комбинированные (рисунок 4.4);

б) **по очертанию поясов** – с параллельными поясами, трапециевидные, треугольные, полигональные, сегментные (рисунок 4.5);

в) **по системе решетки** – треугольная, раскосная, крестовая, ромбическая

и др. (рисунок 4.6);

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

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

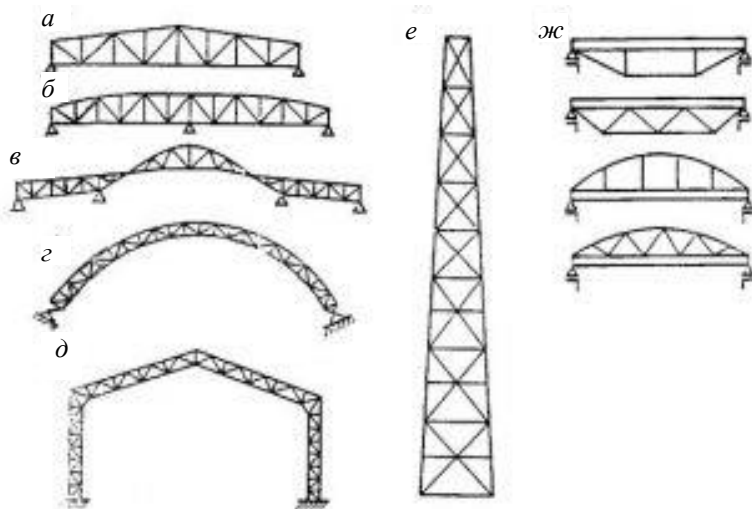


Рисунок 4.4 – Статические схемы ферм

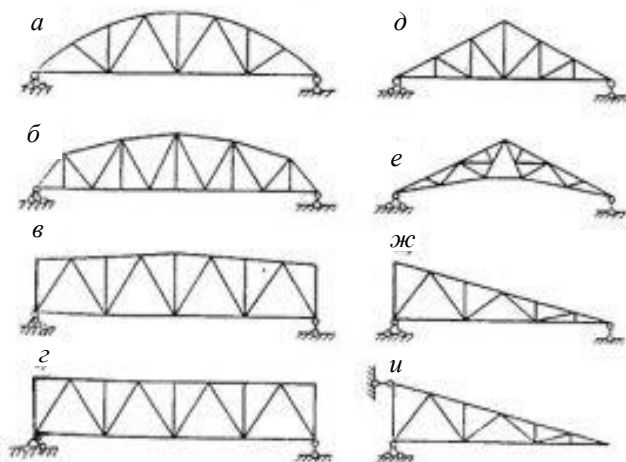


Рисунок 4.5 – Очертания поясов ферм:

а – сегментное; б – полигональное; в – трапецеидальное;
г – с параллельными поясами; д–и – треугольное

Промежуточными между фермой и балкой являются комбинированные системы, состоящие из балки, подкрепленной снизу шпренгелем или раскосами либо аркой (сверху). Подкрепляющие элементы уменьшают изгибающий момент в балке и повышают жесткость системы (рисунок 4.4, ж). Комбинированные системы просты в изготовлении (имеют меньшее число элементов) и рациональны в тяжелых конструкциях, а также в конструкциях с подвижными нагрузками.

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

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

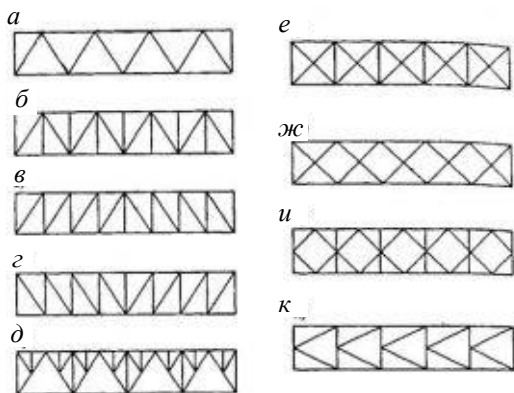


Рисунок 4.6 – Системы решетки ферм:

- а – треугольная; б – треугольная с дополнительными стойками;
- в – раскосная свходящими раскосами; г – раскосная с нисходящими раскосами; д – шпренгельная; е – крестовая; ж – перекрестная;
- и – ромбическая; к – полураскосная

4.2 Компоновка конструкций ферм

Выбор статической схемы и очертания фермы – первый этап проектирования конструкций, зависящий от назначения и

архитектурно – конструктивного решения сооружения и про-изводится на основании сравнения возможных вариантов.

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

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

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

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

Очертания поясов ферм определяет их экономичность. Наиболее экономичной по расходу стали является ферма, очерченная по эпюре моментов. Для однопролетной балочной системы с равномерно распределенной нагрузкой будет **сегментная ферма** с параболическим поясом (см. рису-

нок 4.5, а). Однако криволинейные пояса очень трудоемки в изготовлении, поэтому такие фермы применяют крайне редко. Более применяемыми являются полигональные фермы (см. рисунок 4.5, б). В тяжелых большепролетных фермах дополнительные конструктивные затруднения из – за перелома поясов в узлах не так ощутимы, так как из условия транспортировки пояса в таких фермах приходится стыковать в каждом узле.

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

Фермы **трапецеидальные** (см. рисунок 4.5, в), хотя не совсем соответствуют эпюре моментов, имеют конструктивные преимущества, за счет упрощения узлов. Кроме того, применение таких ферм в покрытии позволяет устроить жесткий рамный узел, что повышает жесткость здания.

Фермы с **параллельными** поясами (см. рисунок 4 5, г) по своему очертанию далеки от эпюры моментов и неэкономичны по расходу стали. Однако равные длины элементов решетки, одинаковая схема узлов, повторяемость элементов и деталей, возможность их унификации способствуют индустриализации их изготовления. Поэтому фермы с параллельными поясами стали основными для покрытия производственных зданий.

Фермы **треугольного** очертания (см. рисунок 4.5, д-ж, и) рациональны для консольных систем и для балочных при сосредоточенной нагрузке в середине пролета (подстропильные фермы). Недостатком этих ферм является повышенный расход металла при распределенной нагрузке; острый опорный узел сложен и допускает только шарнирное сопряжение с колоннами, Средние раскосы очень длинные и их приходится подбирать по предельной гибкости, что ведет к перерасходу металла. Однако иногда их используют для стропильных конструкций, когда необходимо обеспечить большой уклон кров-

ли (свыше 20 %) или для создания одностороннего равномерного освещения (шедовые покрытия).

Пролет или длина ферм определяется эксплуатационными требованиями и обще компоновочным решением сооружения и рекомендуется конструктором.

Там где пролет не диктуется технологическими требованиями (например, эстакады поддерживающие трубопроводы и т. п.), его назначают на основе экономических соображений, по наименьшей суммарной стоимости ферм и опор.

Высота треугольных ферм (см. рисунок 4.5, д) является функцией пролета и уклона фермы ($25-45^\circ$), что дает высоту ферм $h \approx (1,4 - \frac{1}{2})l$. Высота обычно бывает выше требуемой, поэтому треугольные фермы не экономичны. Высоту фермы можно уменьшить, придав нижнему поясу приподнятое очертание (см. рисунок 4.5, з), но опорный узел не должен быть очень острым.

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

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

Наименьшая возможная высота фермы определяется допустимым прогибом. В обычных кровельных покрытиях жесткость ферм превосходит требуемую. В конструкциях работающих на подвижную нагрузку (фермы подкрановых эста-

кад, мостовых кранов и т. п.) требования жесткости настолько высоки ($f/l = 1/750-1/1000$), что они диктуют высоту фермы.

Размеры панели должны соответствовать расстояниям между элементами, передающими нагрузку на ферму, и отвечать оптимальному углу наклона раскосов, который в треугольной решетке составляет примерно 45^0 , а в раскосной решетке – 35^0 . Из конструктивных соображений – рационального очертания фасонки в узле и удобства прикрепления раскосов – желателен угол близкий к 45^0 .

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

Желательно для исключения работы пояса на изгиб обеспечить передачу нагрузки от кровли на узлы фермы. Поэтому в покрытиях из крупноразмерных железобетонных или металлических плит расстояние между узлами принимается равным ширине плиты (1,5 м или 3 м), а в покрытиях по прогонам

– шагу прогонов (от 1,5 м до 4 м). Иногда для уменьшения размеров панели пояса принимается шпренгельная решетка (см. рисунок 4.6, д).

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

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

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

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

Строительный подъем обеспечивается путем устройства перегиба в монтажных узлах (рисунок 4.7).

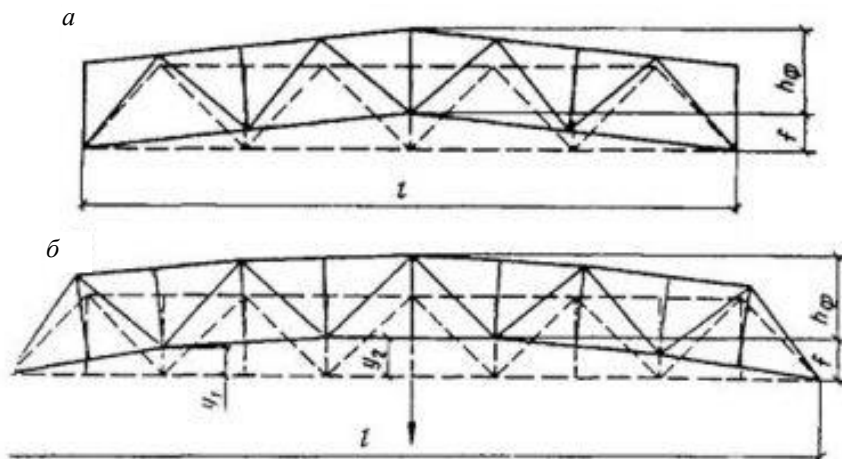


Рисунок 4.7 – Схемы строительного подъема при одном (а) и нескольких (б) укрупнительных стыках

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

От системы решетки зависит вес фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Поскольку нагрузка на ферму пе-

редается в узлах, то решетка должна соответствовать схеме приложения нагрузки.

Треугольная система решетки. В фермах трапецидального очертания или с параллельными поясами рациональной является треугольная система решетки (см. рисунок 4.6, а), дающая наименьшую суммарную длину решетки и наименьшее число узлов при кратчайшем пути усилия от места приложения нагрузки до опоры. В фермах, поддерживающих прогоны кровли или балки настила, к треугольной решетке часто добавляют дополнительные стойки (см. рисунок 4.6, б), а иногда и подвески, позволяющие уменьшить расстояние между узлами фермы. Дополнительные стойки уменьшают также расчетную длину сжатого пояса. Работают дополнительные стойки только на местную нагрузку и не участвуют в передаче на опору поперечной силы.

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

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

Раскосная решетка более трудоемка, чем треугольная, требует большого расхода металла, так как при равном числе панелей в ферме общая длина раскосной решетки больше, и в ней больше узлов. Путь усилия от узла до опоры в раскосной решетке длиннее; он идет через все стержни решетки и узлы.

Специальные системы решеток, применяют при большой высоте ферм (примерно 4–5 м). Чтобы уменьшить размер панели, сохранив нормальный угол наклона раскосов, применяют шпренгельную решетку (см. рисунок 4.6, д). Устройство шпренгельной решетки более трудоемко и требует дополнительного расхода металла; однако такая решетка позволяет получить рациональное расстояние между элементами попе-

речной конструкции при рациональном угле наклона раскосов и уменьшить расчетную длину сжатых стержней.

Шпренгельная решетка применяется при крутых кровлях и сравнительно больших пролетах ($l = 20\text{--}24$ м) для треугольной фермы (см. рисунок 4.5, *е*).

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку устраивают **крестовую** решетку (см. рисунок 4.6, *е*). К таким фермам относятся горизонтальные связевые фермы покрытий производственных зданий, мостов и других конструкций, вертикальные фермы башен, мачт и высоких зданий.

Ромбическая и полу раскосная решетки (см. рисунок 4.6, *и, к*) благодаря двум системам раскосов обладают большой жесткостью; эти системы применяются в мостах, башнях, мачтах, связях для уменьшения расчетной длины стержней и особенно рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы.

Обеспечение устойчивости ферм. Плоская ферма неустойчива из своей плоскости, поэтому ее необходимо присоединить к более жесткой конструкции или соединить связями с другой фермой, в результате чего образуется устойчивый пространственный брус (рисунок 4.8, *а*). Поскольку этот пространственный брус в поперечном сечении замкнут, он обладает большой жесткостью при кручении и изгибе в поперечном направлении, поэтому потеря его общей устойчивости невозможна. Конструкции мостов, кранов, башен, мачт и т. п. представляют собой также пространственные брусья, состоящие из ферм (рисунок 4.8, *б*).

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

Их устойчивость обеспечивается тем, что две соседние фермы скрепляются связями в плоскости верхнего и нижнего пояса и вертикальными поперечными связями (рисунок 4.9, *б*).

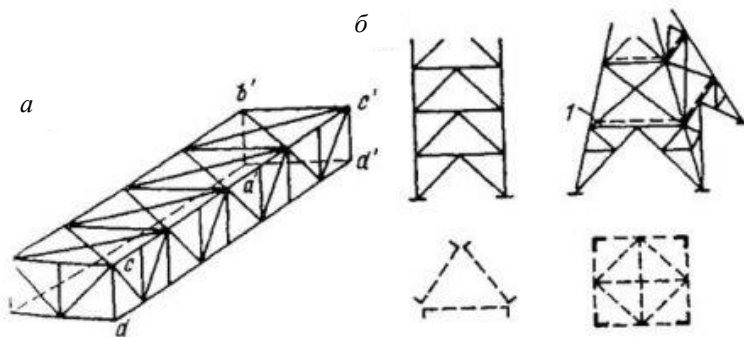


Рисунок 4.8 – Завязка ферм в пространственные системы

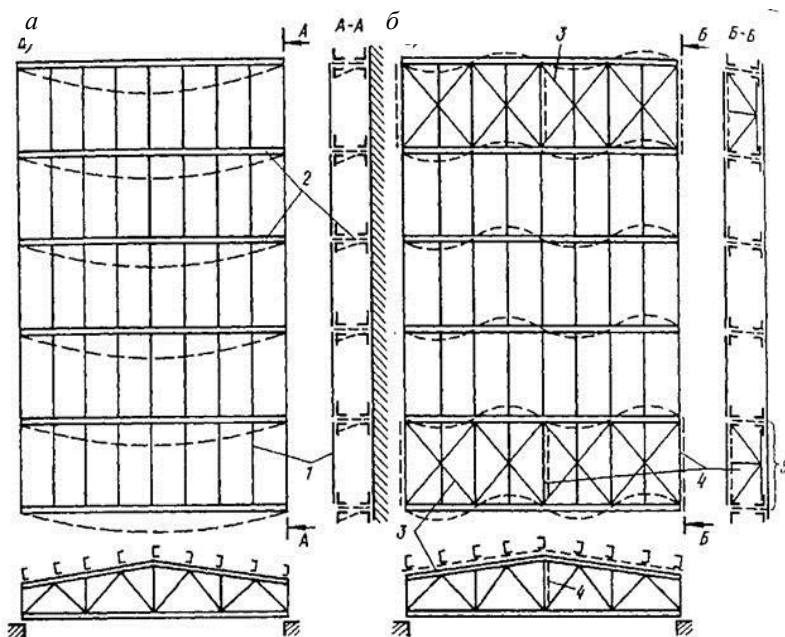


Рисунок 4.9 – Связи обеспечивающие устойчивость стропильных ферм::

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

К этим жестким блокам другие фермы прикрепляются горизонтальными элементами, препятствующими горизонтальному перемещению поясов ферм и обеспечивающими их устойчивость (прогонами и распорками, расположенными в узлах ферм). Чтобы прогон мог закрепить узел фермы в горизонтальном направлении, он сам должен быть прикреплен к неподвижной точке – узлу горизонтальных связей.

4.3 Типы сечений стержней ферм

Наиболее распространенные типы сечений элементов легких ферм, показаны на рисунке 4.10.

По расходу стали наиболее эффективным является трубчатое сечение (рисунок 4.10, *а*). Труба обладает хорошей обтекаемостью, поэтому ветровое давление меньше, что важно для высоких сооружений (башен, мачт, кранов). На трубах мало задерживается иней и влага, поэтому они стойки к коррозии; их легко очищать и окрашивать. Это повышает долговечность трубчатых конструкций.

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

Прямоугольные гнуто замкнутые сечения (рисунок 4.10, *б*) обладают почти теми же преимуществами, что и трубчатые, позволяют упростить узлы сопряжения элементов и нашли широкое применение. Однако, фермы из гнуто замкнутых профилей с бесфасоночными узлами требуют высокой точности изготовления.

Технологические трудности не позволяют изготавливать гнутые профили толщиной более 10–12 мм. Это ограничивает возможность их использования.

Кроме того, большие пластические деформации в углахгиба снижают хрупкую прочность стали.

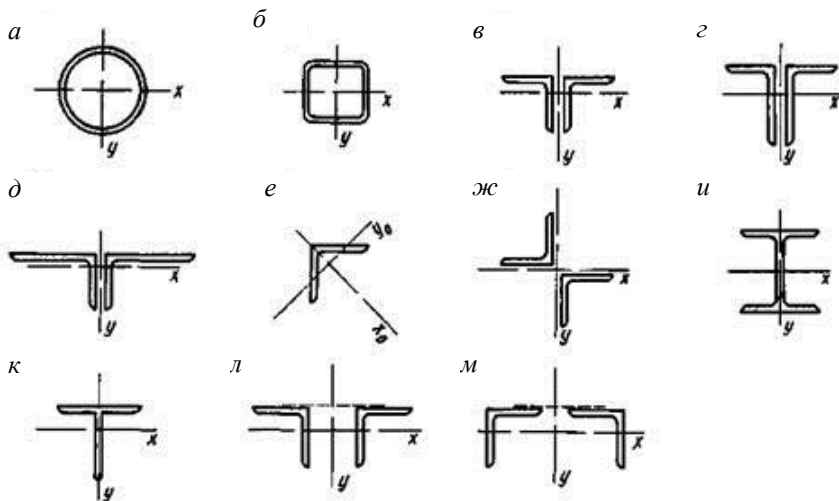


Рисунок 4.10 – Типы сечений стержней легких ферм

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

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

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

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

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

Стержни тяжелых ферм отличаются от легких более мощными и развитыми сечениями, составленными из нескольких элементов. Сечения таких стержней обычно проектируют двухстенчатыми (рисунок 4.11), а узловые сопряжения выполняются с помощью фасонек, расположенных в двух плоскостях. Стержни тяжелых ферм (раскосы, стойки и пояса) имеют разные сечения, но для удобства сопряжения в узлах ширина элементов «в» должна быть одинаковой.

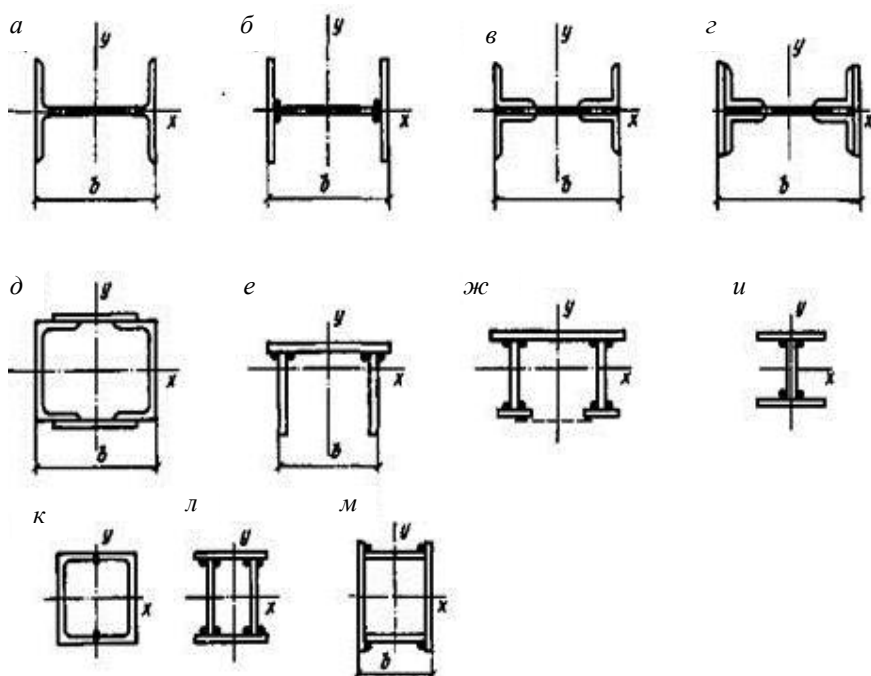


Рисунок 4.11 – Типы сечений стержней тяжелых ферм

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

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

Применяются следующие типы сечений стержней тяжелых стальных ферм:

Н-образное (рисунок 4.11, б) – два вертикальных листа, связаны горизонтальным листом, а также клепанные из четырех не равнополочных уголков, связанных горизонтальным листом (рисунок 4.11, в). Развитие таких сечений в смежных панелях производят креплением дополнительных вертикальных листов (рисунок 4.11, г). Такие сечения малотрудоемкие. Если конструкция не защищена от попадания атмосферных осадков, то в горизонтальных элементах необходимо оставлять отверстия для стока воды диаметром 50 мм. Н-образные сечения применяют для поясов и раскосов.

Швеллерное сечение состоит из двух швеллеров, поставленных полками внутрь (рисунок 4.11, д); используются как прокатные, так и составные швеллеры. Такое сечение целесообразно для сжатых элементов, особенно при большой их длине. Недостатком швеллерного сечения является наличие двух ветвей, которые приходится соединять планками или решетками (аналогично центрально сжатым колоннам).

Коробчатое сечение состоит из двух вертикальных элементов, соединенных горизонтальным листом сверху (рисунок 4.11, е, ж). Применяется в основном для верхних поясов тяжелых мостовых ферм. Жесткость сечения повышается,

если снизу вертикальные листы соединить решеткой (рисунок 4.11, *ж*) или перфорированным листом.

Одностенчатое двутавровое сечение состоит из сварного или широкополочного прокатного двутавра, поставленного вертикально (рисунок 4.11, *и*).

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

Замкнутое коробчатое сечение (рисунок 4.11, *к, л, м*) обладает повышенной изгибной и крутильной жесткостью, поэтому применяют его для длинных сжатых элементов тяжелых ферм. Сечение может быть выполнено как из гнутых элементов, так и сварных, составленных из четырех листов.

4.4 Расчет ферм

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

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

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

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

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

Расчетная постоянная нагрузка, действующая на любой узел стропильной зависит от грузовой площади, с которой она собирается (рисунок 4.12) и определяется по формуле

$$F_{zi} = (g_{\text{ф}} + g_{\text{кр}} / \cos \alpha) \cdot b \cdot ((d_{i-1} + d_i) / 2) \cdot \gamma_g \quad (4.2)$$

где $g_{\text{ф}}$ – собственный вес фермы и связей, кН/м² горизонтальной проекции кровли;

$g_{\text{кр}}$ – вес кровли, кН/м²;

α – угол наклона верхнего пояса к горизонту;

b – расстояние между фермами;

d_{i-1} и d_i – примыкающие к узлу панели;

γ_g – коэффициент надежности для постоянной нагрузки.

В отдельных узлах к нагрузке, получаемой по формуле (4.2), прибавляется нагрузка от веса фонаря.

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

Расчетную узловую нагрузку от снега определяют по формуле:

$$F_{zi} = S \cdot b \cdot ((d_{i-1} + d_i) / 2) \cdot \gamma_s \quad (4.3)$$

где S – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции кровли;

γ_s – коэффициент надежности для снеговой нагрузки.

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

Давление ветра учитывается только на вертикальные поверхности, а также на поверхности с углом наклона к горизонту более 30°, что бывает в башнях, мачтах, эстакадах, а также в крутых треугольных стропильных фермах и фонарях. Ветровая нагрузка приводится к узловой. Горизонтальная нагрузка

ка от ветра на фонарь при расчете стропильной фермы не учитывается, так как ее влияние на работу фермы не значительно.

4.5 Определение усилий в стержнях ферм

При расчете ферм со стержнями из уголков или тавров предполагается, что в узлах системы – идеальные шарниры, оси всех стержней прямолинейны, расположены в одной плоскости и пересекаются в центрах узлов (рисунок 4.12). Стержни такой системы работают на осевые усилия: напряжения, найденные по этим усилиям, являются основными.

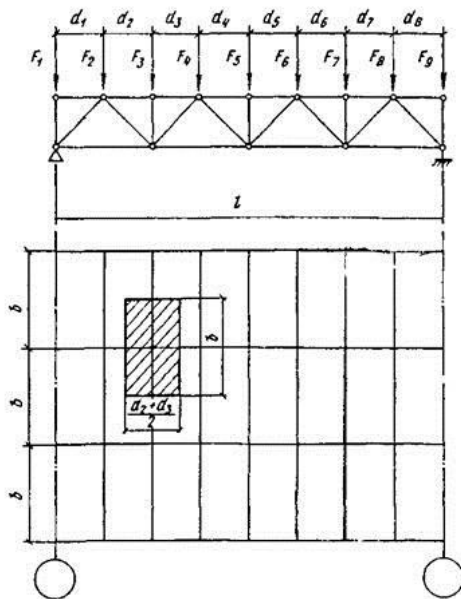


Рисунок 4.12 – Расчетная схема фермы

В фермах со стержнями, имеющими повышенную жесткость, влияние жесткости соединений в узлах более значительно. Моменты, возникающие в узлах, приводят к более раннему возникновению пластических деформаций и снижа-

ют хрупкую прочность стали. Поэтому для двутавровых, трубчатых и Н-образных сечений расчет ферм по шарнирной системе допускается при отношении высоты сечения к длине не более 1/10 для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже -40°C . При повышении этих отношений следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в стержнях от жесткости узлов.

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

пролетный момент в крайней панели

$$M_1 = qd_1^2/10, \quad (4.4)$$

пролетный момент промежуточных панелей

$$M_i = qd_i^2/12, \quad (4.5)$$

момент в узле (опорный)

$$M_{on} = qd_i^2/18, \quad (4.6)$$

где q – распределенная нагрузка по ферме;

d – длина панели.

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

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

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

Использование ЭВМ позволяет получать расчетные усилия в стержнях с учетом требуемых сочетаний нагрузок, оп-

тимизировать конструкцию, т. е. найти оптимальную схему фермы, материал стержней, тип сечений и т.п., получить наиболее экономичное проектное решение.

При отсутствии ЭВМ усилия в стержнях ферм определяют графическим методом, т. е. построением диаграмм Максвелла-Кремоны, или аналитическим (методом вырезания узлов). Причем для каждого вида нагрузок (нагрузки от покрытия, подвешенного транспорта и т. п.) строят свою диаграмму. Для ферм с несложными схемами (например, с параллельными поясами) и небольшим числом стержней более простым является аналитическое определение усилий.

Если ферма работает на подвижную нагрузку, то максимальное усилие в стержнях фермы определяют по линии влияния.

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

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

4.6 Определение расчетной длины стержней

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

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

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

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

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

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

$$l_{\text{эф}} = \mu l \quad (4.7)$$

где μ – коэффициент приведения длины, зависящий от степени защемления;

l – расстояние между центрами узлов.

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

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

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

В беспрогонных покрытиях верхний пояс стропильных ферм закреплен в плоскости кровли плитами или панелями настила, прикрепленными к поясам ферм в каждом узле. В этом случае за расчетную длину пояса из плоскости фермы принимают ширину одной плиты.

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

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

В других случаях расчетная длина элементов ферм принимается по нормали.

4.7 Предельные гибкости стержней

Элементы конструкций должны проектироваться из жестких стержней. Особенно существенное значение имеет гибкость λ для сжатых стержней, теряющих устойчивость при продольном изгибе.

Даже при незначительных сжимающих усилиях гибкость сжатых стержней не должна быть слишком большой, так как гибкие стержни легко искривляются от случайных воздействий, провисают, вибрируют при динамических нагрузках. Поэтому для сжатых стержней устанавливается предельная гибкость, $[\lambda]$, зависящая от назначения стержня и степени его нагружения:

– сжатые пояса, а также опорные стойки и раскосы, передающие опорные реакции – $180 \div 60 \alpha$;

- прочие сжатые стержни фермы – $210 \div 60 \alpha$;
- сжатые стержни связей – 200.

$$\alpha = N(\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c), \quad (4.8)$$

где N – расчетное усилие;

$\varphi \cdot A \cdot R_y \gamma_c$ – несущая способность стержня.

При этом α принимается не менее 0,5.

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

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

Для растянутых стержней ферм, подвергающихся действию динамической нагрузки, установлены следующие значения предельной гибкости $[\lambda]$:

- растянутые пояса и опорные раскосы – 250;
- прочие растянутые стержни ферм – 350;
- растянутые стержни связей – 400.

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

4.8 Подбор сечений элементов ферм

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

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

транспортировке и монтаже не следует применять профили менее 50 мм.

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

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

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

4.9 Подбор сечений сжатых элементов

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

$$N/\varphi A \leq R_y \gamma_c, \quad (4.9)$$

где γ_c – коэффициент условий работы.

Коэффициент φ , является функцией гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ и типа сечения.

Для подбора сечения необходимо наметить тип сечения, задаться гибкостью стержня, определить коэффициент φ и найти требуемую площадь сечения:

$$A_{mp} = N / \varphi R_y \gamma_c \quad (4.10)$$

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

По требуемой площади подбирается по сортаменту подходящий профиль, определяются его фактические геометрические характеристики A , i_x , i_y , находятся $\lambda_x = l_x / i_x$; $\lambda = l_y / i_y$. При большей гибкости уточняется коэффициент “ φ ” и проводится проверка устойчивости по формуле 4.5. Если гибкость стержня предварительно была задана неправильно и проверка показала перенапряжение или значительное (больше 5–10 %) недонапряжение, то проводят корректировку сечения, принимая промежуточное значение между предварительно заданным и фактическим значениями гибкости. Второе приближение, обычно, достигает цели.

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

Для составных сечений предельные гибкости полок и стенок определяются в соответствии с нормами.

Пример 4.1. Требуется подобрать сечение верхнего пояса фермы по расчетному усилию $N = 535\text{ кН}$.

Расчетные длины стержня $l_x = 2,58$; $l_y = 5,16$ м. Материал – сталь С245; $R_y = 24\text{ кН/см}^2$. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$; толщина фасонки 12 мм. Поскольку $l_y = 2l_x$, принимаем тавровое сечение из двух не равнополочных уголков, расположенных узкими полками вместе. Задаемся гибкостью в пределах, рекомендуемых для поясов: $\lambda = 80$. Принимаемому сечению соответствует тип кривой устойчивости с и, следовательно, при $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 80 \cdot \sqrt{24 / (2,06 \cdot 10^4)} = 2,73$, $\varphi = 0,611$.

Требуемая площадь сечения

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

Принимаем сечение из двух уголков $125 \times 80 \times 10$, поставленных вместе меньшими полками; $A = 19,7 \times 2 = 39,4$; $i_x = 2,26$ см; $i_y = 6,19$ см (следует обратить внимание, что индексы расчетных осей и осей по сортаменту для не равнополочных уголков могут не совпадать);

$$\lambda_x = 258/2,26 = 114; \lambda_y = 516/6,19 = 83;$$

$$\overline{\lambda_{max}} = \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,89; \varphi = 0,417;$$

$$N/(\varphi A) = 535/(39,4 \cdot 0,417) = 32,6 \text{ кН/см}^2 > R_y \varphi_c = 22,8 \text{ кН/см}^2$$

Сечение подобрано неудачно и имеет большое перенапряжение. Принимаем гибкость (между предварительно заданной и фактической) $\lambda = 100$;

$$\overline{\lambda} = 100 \cdot \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,41; \varphi = 0,49;$$

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

Принимаем два уголка: $160 \times 100 \times 9$; $A = 22,9 \cdot 2 = 45,8$ см²; $i_x = 2,85$ см (i_y не лимитирует сечение); $\lambda_x = 258/2,85 = 90,5$;

$$\overline{\lambda}_q = (285/2,85) \cdot \sqrt{24/(2,06 \cdot 10^4)} = 3,09; \varphi = 0,546;$$

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

Оставляем принятое сечение из двух уголков размером $160 \times 100 \times 9$.

4.10 Подбор сечения растянутых элементов

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

Стали с нормативным пределом текучести $R_{yn} \leq 44$ кН/см² имеют развитую площадку текучести (см. гл.1), поэтому несущая способность элементов из таких сталей проверяется по формуле

$$\sigma = N/A_n \leq R_y/\gamma_c, \quad (4.11)$$

где A_n – площадь сечения нетто.

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

$$\sigma = N/A_n \leq (R_u/\gamma_w) \cdot \gamma_c, \quad (4.12)$$

где R_u – расчетное сопротивление, определенное по временному сопротивлению;

$\gamma_u = 1,3$ – коэффициент надежности при расчете по временному сопротивлению.

В практике проектирования расчет растянутых элементов проводится по формуле (4.11).

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

Требуемая площадь нетто растянутого элемента определяется по формуле

$$A_{Tp} = N/(R_y \cdot \gamma_c). \quad (4.13)$$

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

Пример 4.2. Требуется подобрать сечение растянутого раскоса фермы по расчетному усилию $N = 535 \text{ кН}$. Материал стали – сталь С245; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$; $\gamma_c = 0,95$

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

Принимаем два равнополочных уголка 90×7 ;
 $A = 12,3 \cdot 2 = 24,6 \text{ см}^2 > A_{mp}$.

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

Предельное состояние внецентренно растянутых элементов определяется чрезмерным развитием пластических деформаций в наиболее нагруженном состоянии.

$$[N/(A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c)] + M_x/c \cdot W_n \cdot R_y \cdot \gamma_c \leq 1 \quad (4.14)$$

Пример 4.3. Подобрать сечение растянутого нижнего пояса при действии на него внеузловой нагрузки в середине длины панели (рисунок 9.13, а) $F = 10$ кН. Осевое усилие в поясе $N = 800$ кН. Расстояние между центрами узлов $d = 3$ м. Материал конструкции – сталь С245; $R_y = 24$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,95$.

Подбираем сечение элемента из условия его работы на растяжение по формуле (4.9); $A_{mp} = 800 / (24 \cdot 0,95) = 35,1$ см².

Принимаем сечение из двух уголков 125×9 ; $A = 22 \cdot 2 = 44$ см²; моменты сопротивления для обушка $W_x^{об}$ и пера W_x^n равны:

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

Момент с учетом неразрезности пояса:

$$M = (F \cdot d / 4) \cdot 0,9 = (10 \cdot 300 / 4) \cdot 0,9 = 675 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

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

Пол формуле (4.14): для растянутого волокна (по обушку)

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

для сжатого волокна (по перу)

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

Принятое сечение удовлетворяет условию прочности.

4.12 Подбор сечения стержней по предельной гибкости

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

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

4.13 Особенности расчета и подбора сечений элементов тяжелых ферм

Стержни тяжелых ферм проектируются составного сечения – сплошного или сквозного (рисунок 4.11).

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

Узлы тяжелых ферм при больших усилиях делают двухстенчатыми, т. е. размещают фасонки по двум наружным граням поясов (рисунок 4.14). Для удобства крепления элементов ширину всех стержней b следует сохранять постоянной. Обычно $b = 400$ – 500 мм.

В необходимых случаях между фасонкой и гранью элемента устанавливают прокладки.

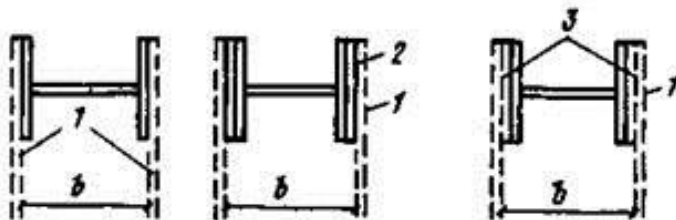


Рисунок 4.14 – Размещение фасонки в тяжелых фермах

Пояса тяжелых ферм имеют в разных панелях разные сечения, связанные общностью типа и условиями сопряжения стержней в узлах. Пред началом подбора устанавливают тип сечения (Н-образное, швеллерное, коробчатое) и намечают места изменения сечения. В сварных Н-образных сечениях обычно изменяется высота вертикалов; в крайнем случае, может меняться и их толщина при сохранении постоянства расстояния между наружными гранями сечения. Горизонталь из условия устойчивости и жесткости сечения должна иметь толщину не менее $1/50$ расстояния между вертикалями и не менее 12 мм.

Основой швеллерных сечений являются два швеллера, которые проходят через все сечения (см. рисунок 4.11, д).

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

Раскосы ферм обычно принимают швеллерного (см. рисунок 4.11, д) или Н-образного сечения (см. рисунок 4.11, а или 4.11, в). Швеллерные сечения более выгодны при работе на продольный изгиб и поэтому часто применяются для длинных гибких раскосов, но они более трудоемки, по сравнению с Н-образными.

Ширину раскосов принимают на 2 мм меньше расстояния между гранями фасонки.

4.14 Конструкция легких ферм

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

Угловые моменты, определяются как произведение нормальных усилий стержней и внешних узловых сил на их плечи до точки пересечения двух раскосов (рисунок 4.15).

Момент $M = (N_2 - N_1) \cdot \ell_2 - F \cdot \ell_1$, распределяется между элементами фермы, сходящимися в узле пропорционально их погонным жесткостям. Если жесткость элементов решетки по сравнению с поясом мала, то момент

воспринимается в основном поясом фермы. При постоянном сечении пояса и одинаковых панелях момент в поясе $M_n = M / 2$. Резку стержней решетки производят, нормально к оси стержня, для крупных стержней допускают косую резку с целью уменьшения размеров фасонки.

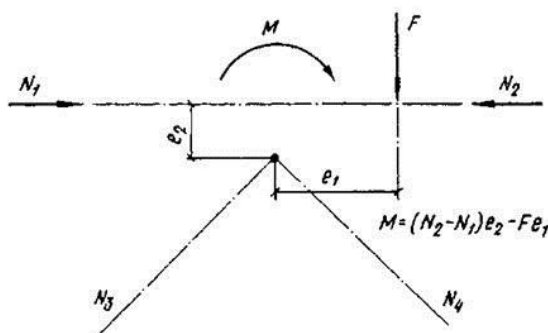


Рисунок 4.15 – К определению дополнительных моментов от расцентровки узлов

Чтобы уменьшить сварочные напряжения в фасонках, стержни решетки не

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

Толщину фасонки выбирают в зависимости от действующих усилий (таблица 4.2) и принятой толщины сварных швов. При значительной разнице усилий в стержнях решетки можно принимать две толщины в пределах отправочного элемента. Разница толщин фасонки в смежных узлах не должна превышать 2 мм.

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

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

Таблица 4.2 – Рекомендуемые толщины фасонки

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

4.15 Фермы из одиночных уголков

В легких сварных фермах из одиночных уголков узлы можно проектировать без фасонки, приваривая стержни непосредственно к полке поясного уголка угловыми швами (рисунок 4.16). Уголки следует прикреплять обваркой по контуру. Допускается приварка уголка одним фланговым швом (у обушка) и лобовыми швами, а также центрация осей стержней решетки на обушок пояса (рисунок 4.16, а). Если для крепления стержней решетки к полке поясов не хватает места, то к полке пояса приваривают планку (рисунок 4.16, б), создающую в узле необходимое уширение.

В фермах из парных уголков, составленных тавром, узлы проектируют на фасонках, которые заводят между уголками.

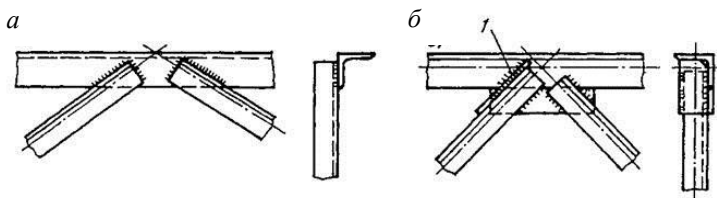


Рисунок 4.16 – Узлы ферм из одиночных уголков

4.16 Фермы из парных уголков

Стержни решетки прикрепляют к фасонке фланговыми швам (рисунок 4.17). Усилие в элементе распределяется между швами по обушку и перу уголка обратно пропорционально их расстояниям до оси стержня. Разность площадей швов регулируется толщиной и длиной швов. Концы фланговых швов выводят на торцы стержня на 20 мм для снижения концентрации напряжения. Фасонки прикрепляют к поясу сплошными швами и выпускают их за обушок поясных уголков на 10–15 мм.

Швы, прикрепляющие фасонку к поясу, при отсутствии узловых нагрузок рассчитывают на разность усилий в смежных панелях пояса (рисунок 4.16, в)

$$N = N_2 - N_1. \quad (4.15)$$

В месте опирания на верхний пояс прогонов или кровельных плит (рисунок 4.17, в, г) фасонки не доводят до обушков поясных уголков на 10–15 мм.

Чтобы прикрепить прогоны, к верхнему поясу фермы приваривают уголок с отверстиями под болты (рисунок 4.17, в). В местах опирания крупнопанельных плит верхний пояс стропильной фермы усиливают накладками $t = 12$ мм, если толщина поясных уголков менее 10 мм при шаге ферм 6 м и менее 14 мм при шаге ферм 12 м.

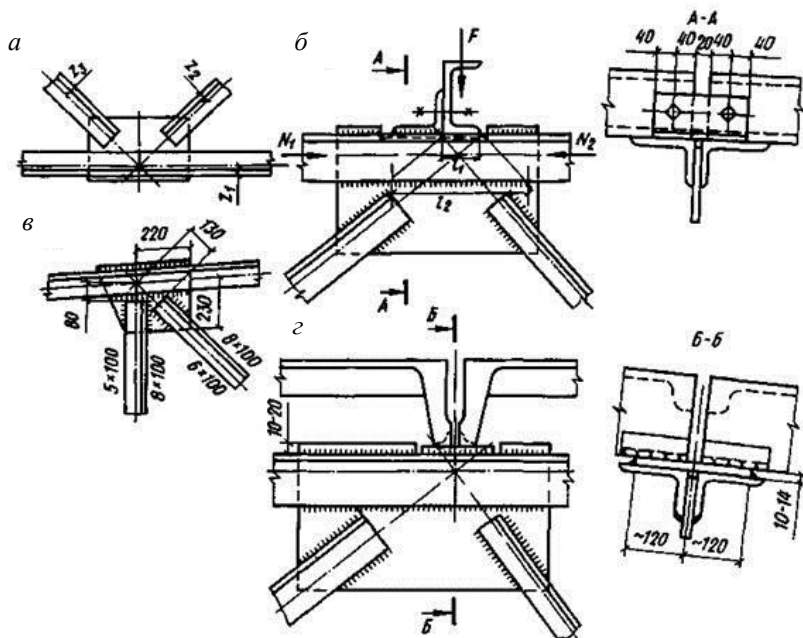


Рисунок 4.17 — Узлы ферм из парных уголков:

- а — центрирование стержней; б — узел при раскосной решетке;
в — прикрепление прогонов; г — прикрепление крупнопанельных плит

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

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

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

Для обеспечения плавной передачи усилия и снижения концентрации напряжений угол между краем фасонки и элементом решетки должен быть не менее 15° (рисунок 4.17, в).

Стыки поясов необходимо перекрывать накладками, выполненными из листов (рисунок 4.18) или уголка. Для того чтобы прикрепить уголковую накладку необходимо срезать обушок и полку уголка. Уменьшение его площади сечения компенсируется фасонкой.

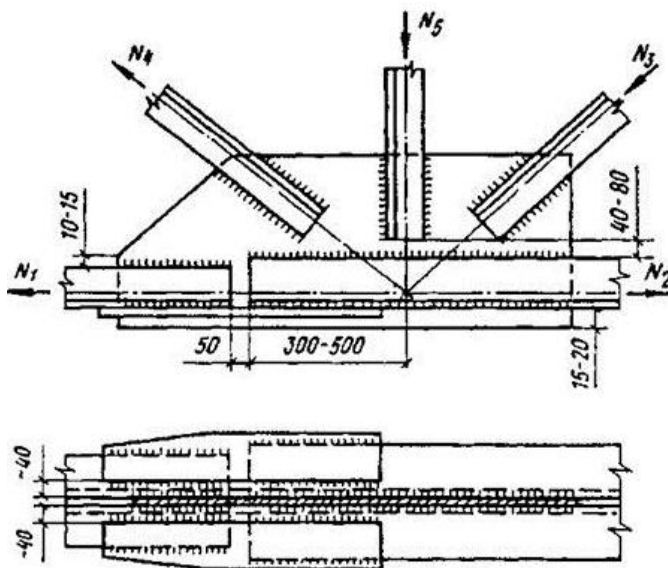


Рисунок 4.18 – Заводской стык пояса с изменением сечения

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

Для обеспечения совместной работы уголков их соединяют прокладками. Расстояние между прокладками должно быть не более $40i$ для сжатых и $80i$ для растянутых элементов, где i – радиус инерции одного уголка относительно оси, па-

параллельной прокладке. При этом в сжатых элементах ставится не менее двух прокладок.

Решения укрупнительного узла фермы при их поставке из отдельных отправочных элементов показаны на рисунке 4.19.

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

При свободном опирании ферм на нижележащую конструкцию возможное решение опорного узла показано на рисунке 4.20. Давление фермы F_R через плиту передается на опору.

Площадь плиты определяется по несущей способности материала опоры.

$$A_{пл} \geq F_R / R_{оп}, \quad (4.16)$$

где $R_{оп}$ – расчетное сопротивление материала опоры на сжатие.

Плита работает на изгиб от отпора материала опоры.

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

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

$$F_R / (k_f \sum l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c, \quad (4.17)$$

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

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

Аналогично конструируем опорный узел при опирании фермы в уровне верхнего пояса (рисунки 4.19, б).

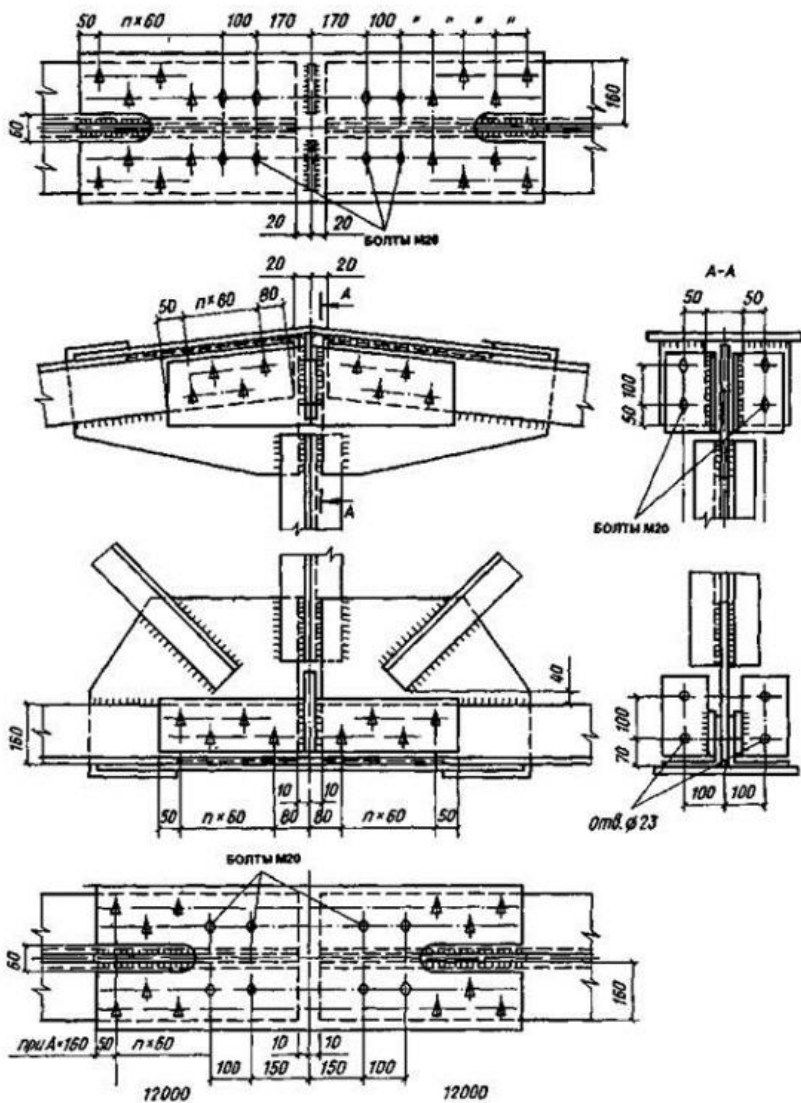


Рисунок 4.19 – Укрупнительный стык стропильной фермы из парных уголков

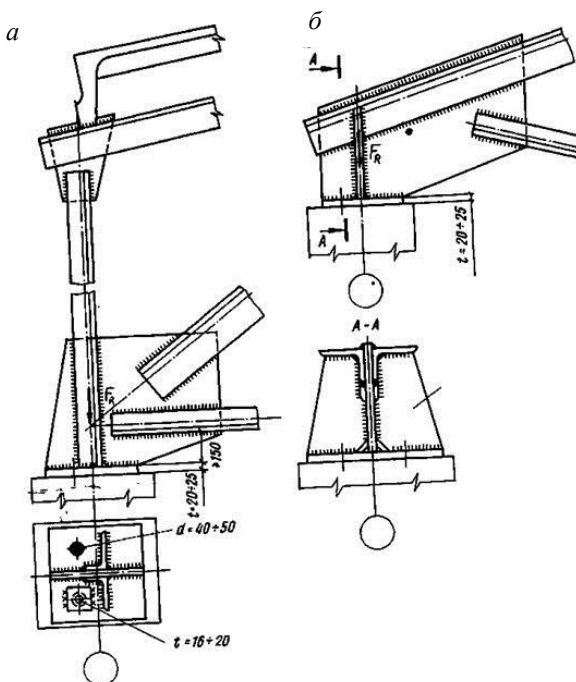


Рисунок 4.20 — Опорные узлы ферм из парных уголков:
а — опирание на уровне нижнего пояса; б — тоже, верхнего пояса

4.17 Ферма с поясами из широкополочных тавров с параллельными гранями полков

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

При небольших усилиях в раскосах швы их крепления к поясу размещаются на стенке тавра (рисунок 4.21, *а*). При больших усилиях (опорный и соседний с ним раскосы) для обеспечения необходимой длины шва приваривают к стенке тавра узловую фасонку той же толщины (рисунок 4.21, *б*). Стыковой шов соединения фасонки со стенкой тавра рассчитывается на срез от усилия, равного разности усилий в прижимающих панелях пояса.

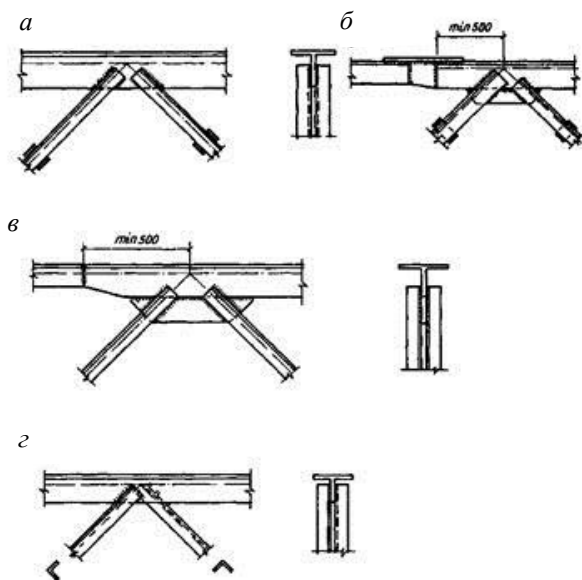


Рисунок 4.21 – Узлы ферм с поясами из тавров:

а – узел без фасонки; б – узел с дополнительной фасонкой и изменением сечения пояса встык; в – узел с изменением сечения пояса с помощью накладки и вставки; г – узел фермы с перекрестной решеткой из уголков

Изменение сечения пояса может быть осуществлено встык (рисунок 4.21, *б*) или с помощью листовой вставки и накладки (рисунок 4.21, *в*).

Укрупненные стыки отпавочных марок выполняются на сварке или высокопрочных болтах.

Высокие экономические показатели имеют фермы с поясами из тавров и перекрестной решеткой из одиночных уголков (см. рисунок 4.6, *ж*). Раскосы тавра без фасонки (рисунок 4.21, *з*). В месте пересечения раскосы соединяются на сварке или болтах. Растянутый раскос препятствует потере устойчивости сжатого раскоса и уменьшает его расчетную длину, как в плоскости, так и из плоскости фермы в 2 раза.

4.18 Фермы из труб

В трубчатых фермах рациональны безфасоночные узлы с непосредственным примыканием стержней решетки к поясам (рисунок 4.22, *а*). Узловые сопряжения должны обеспечивать герметизацию внутренней полости фермы, чтобы предотвратить там коррозию.

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

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

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

$$N/(0,85k_f l_w) \leq (R_w \beta) \min \gamma_c, \quad (4.18)$$

где 0,85 – коэффициент условий работы шва, учитывающий неравномерность распределения напряжения по длине шва;

l_w – длина шва, определяемая по формуле:

$$l_w = 0.5 \pi d \xi [1.5(1 + \operatorname{cosec} \alpha) - \sqrt{\operatorname{cosec} \alpha}]. \quad (4.15)$$

Значение коэффициента ξ , зависящего от соотношения диаметра труб приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Значения коэффициента ξ

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

При недостаточной толщине пояса его можно усилить (рисунок 4.22, *а*). Накладки вырезают из труб того же диаметра, что и пояс или изгибают из листа толщиной не менее одной и не более двух толщин стенки поясной трубы

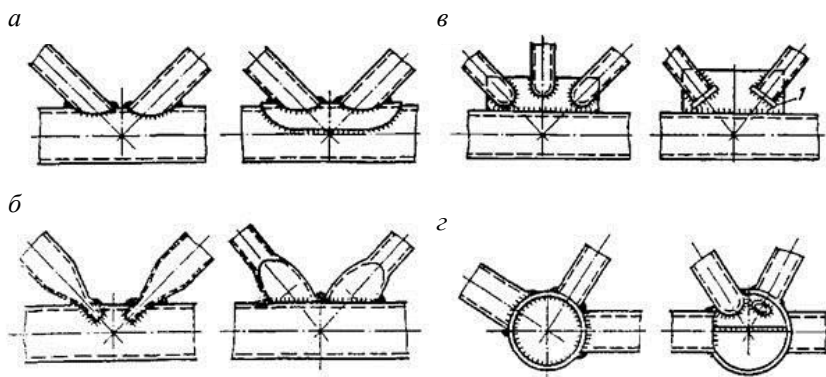


Рисунок 4.22 – Узлы трубчатых ферм

а – с непосредственным примыканием; б – со сплющиванием концов стержней; в – на фасонках; г – со вставками; 1 – заглушка

При передаче на пояс фермы сосредоточенных нагрузок (от веса кровли, подвесного транспорта и т.п.) необходимо предусмотреть детали для приложения этих нагрузок симметрично относительно осей плоскости фермы вдоль боковых участков стенки поясной трубы.

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

Если нет станков для фигурной обработки торцов труб, узлы трубчатых ферм можно сплющивать (рисунок 4.22, б), а в исключительных случаях выполнять на фасонках (рисунок 4.22, в). Сплющивание концов допустимо лишь для труб из низкоуглеродистой или другой пластичной стали.

Трубы одинакового диаметра соединяют встык на остающемся подкладном кольце (рисунок 4.23, а). При низком расчетном сопротивлении наплавленного металла стыковое соединение на подкладном кольце выполняют косым швом (рисунок 4.23, б).

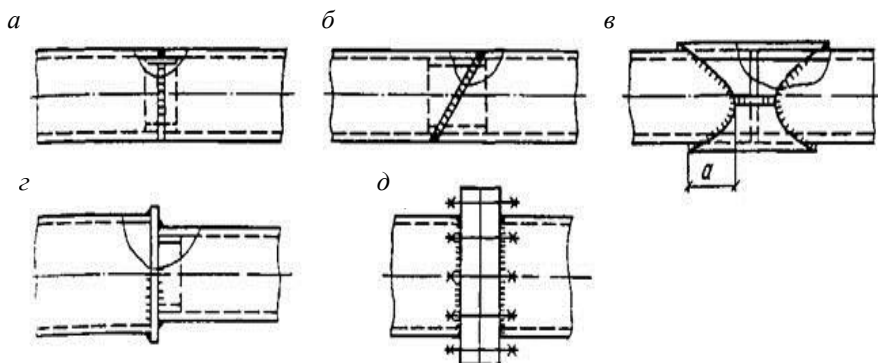


Рисунок 4.23 – Стыковые соединения труб

Стыковое соединение можно также выполнить с помощью парных кольцевых накладок, гнутых из листа или вырезаемых из труб того же или несколько большего диаметра (рисунок 4.23, в). Толщину накладок и сварного шва рекомендуется принимать на 20% больше толщины стыкуемых труб.

Стыкуемые соединения труб разных диаметров, работающих на сжатие, могут выполняться с помощью торцевых прокладок (рисунок 4.23, г). На монтаже часто применяются фланцевые соединения на болтах (рисунок 4.23, д).

Решения опорных узлов приведены на рисунке 4.24.

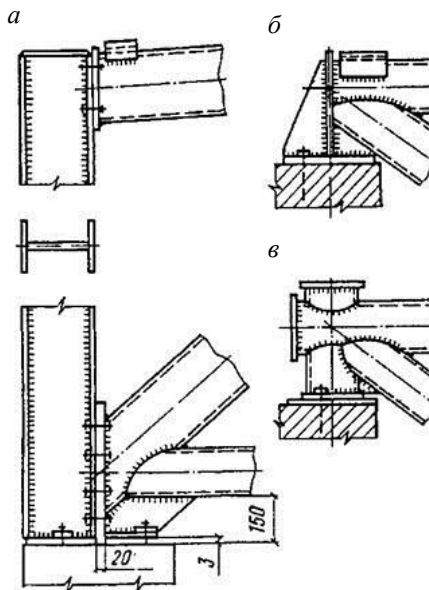


Рисунок 4.24— Опорные узлы трубчатых ферм

4.19 Фермы из гнутых профилей

Фермы из гнутых сварных замкнутых профилей (ГСП) проектируют с бесфасоночными узлами (рисунок 4.25). Для упрощения конструкции узлов следует принимать треугольную решетку без дополнительных стоек, при которой к поясам примыкает не более двух элементов.

Толщину стенок стержней принимать не менее 3 мм. Применение профилей одинаковых размеров сечения, отличающихся толщиной стенок менее чем на 2 мм не допустимо в одной ферме.

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

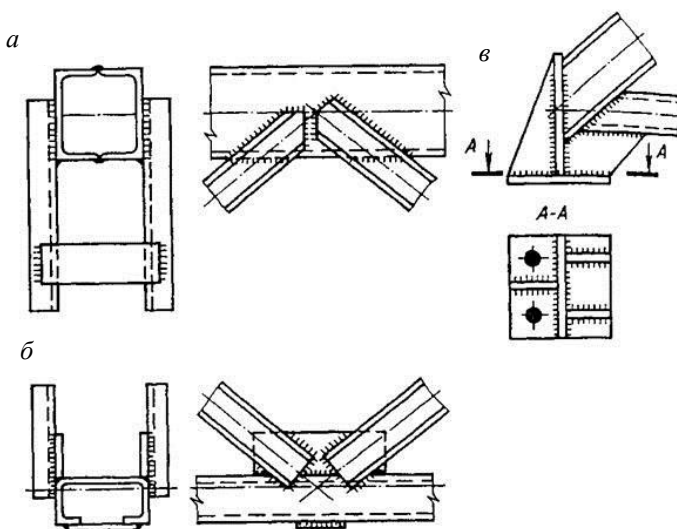


Рисунок 4.25 – Узлы ферм из открытых гнутых профилей

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

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

Сварные швы, прикрепляющие стержни решетки к полкам поясов рассчитывают как стыковые.

Узлы ферм из открытых гнутых профилей можно выполнять без фасонки.

При поясе фермы коробчатого сечения и раскосах из двух ветвей, соединенных планками, раскосы примыкают с двух сторон внахлестку к поясу и привариваются фланговыми швами (рисунок 4.25, а). Если высота пояса недостаточна, то к нему приваривают фасонки в двух плоскостях стыковыми швами (рисунок 4.25, б). Опорный узел показан на рисунок 4.25, в.

4.20 Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД)

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

Основными размерами узла являются размеры от центра узла до торцов прикрепляемых стержней решетки и до края фасонки (см. рисунок 4.17). Длина стержней решетки и фасонки назначается кратными 10 мм. На чертеже указываются размеры сварных швов и расположение отверстий под болты.

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

В примечаниях указываются особенности изготовления конструкции, неясные из чертежа

4.21 Узлы тяжелых ферм

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

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

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

При расположении стыка в узле, усложняется конструкция узла.

При монтаже не всегда удается обеспечить качество сварного соединения. Поэтому монтажные соединения элементов ферм, работающих на динамические нагрузки (мостовые, подкрановые фермы и т. д.), часто выполняют на высокопрочных болтах (рисунок 4.26). При Н-образном или швеллерном сечении стержней простыми и надежными являются узлы на фасонках, соединяющих с наружной стороны все подходящие к узлу стержни.

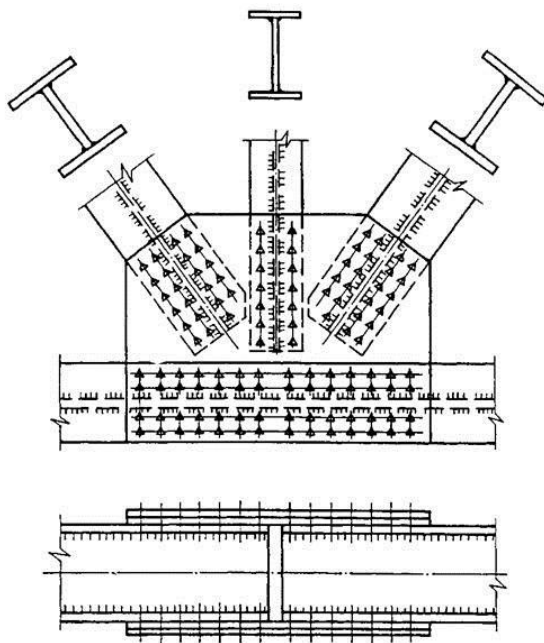


Рисунок 4.26 – Узел тяжелой фермы на болтах

К фасонкам крепят только вертикальные элементы стержней.

Фасонки при устройстве стыков пояса в центре узла служат стыковыми элементами. Чтобы обеспечить работу фасонки целесообразно усиливать их в местах стыков наружными накладками. Число болтов, прикрепляющих накладки, увеличивается на 10%.

Фасонки следует принимать достаточно толстыми, не меньше толщины скрепляемых элементов.

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

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

Контрольные вопросы

1. Что такое металлическая ферма и из каких элементов она состоит?
2. Как классифицируют фермы?
3. Что обеспечивает устойчивость плоской фермы?
4. В чём заключается расчет фермы?
5. На какие деформации работают элементы фермы?
6. Что такое фасонка и как определяются ее размеры?
7. Что такое укрупнительный стык, его назначение?

5 СТАЛЬНОЙ КАРКАС ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

5.1 Общая характеристика каркасов производственных зданий

Производство разнообразной промышленной продукции осуществляется в специальных зданиях, называемых производственными зданиями или цехами.

Производственные здания оборудуют кранами, конструкцию и грузоподъемность которых выбирают в соответствии с требованиями технологического процесса. Широкое применение получили одноэтажные производственные здания, оборудованные мостовыми электрическими кранами, которые перемещаются по подкрановым балкам.

Комплекс несущих конструкций, воспринимающих нагрузки от массы ограждающих конструкций здания (кровля, стеновые панели, переплеты остекления и т. п.), атмосферные нагрузки (снег, ветер), нагрузки от кранов называется каркасом здания.

Конструктивная схема стального каркаса производственного здания показана на рисунке 5.1.

Основу каркаса составляют поперечные рамы, состоящие из колонн, жестко заземленных в фундаменте, и ригелей (стропильных ферм), жестко или шарнирно соединенных с колоннами. Расстояние между осями колонн в поперечном направлении здания называется пролетом.

Производственные здания бывают однопролетными и многопролетными, расстояние между рамами называется шагом рам. В продольном направлении на рамы опираются подкрановые балки, несущие элементы покрытия, световые фонари. Жесткость и устойчивость каркаса и его отдельных элементов обеспечиваются 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.

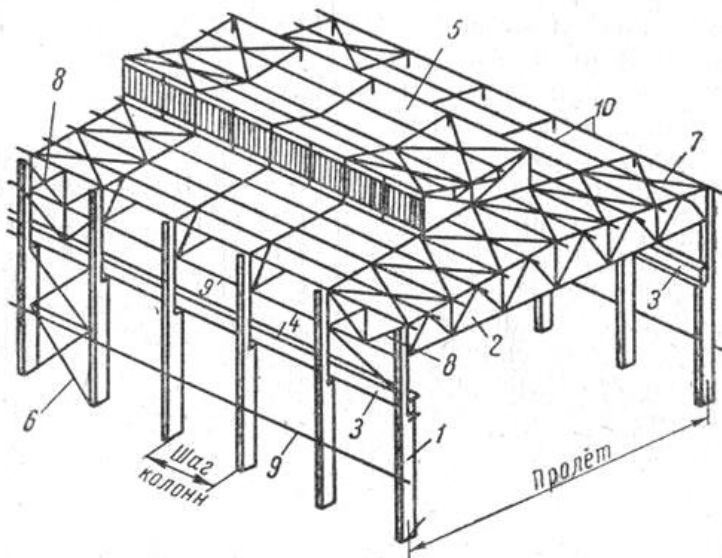


Рисунок 5.1 – Основные элементы стального каркаса промышленного здания:

- 1 – колонна рамы; 2 – стропильная ферма (решетчатый ригель рамы);
- 3 – подкрановые балки; 4 – тормозная балка; 5 – фонарь;
- 6 – вертикальные связи между колоннами; 7 – горизонтальные связи покрытия; 8 – вертикальные связи покрытия;
- 9 – стеновой каркас (фахверк); 10 – прогоны

К элементам каркаса здания крепят ограждающие конструкции.

По ригелям рам и фонарю укладывают плиты покрытия: крупнопанельные или мелкоразмерные (по прогонам). Для поддержания стен, переплетов остекления, ворот устанавливают элементы стенового каркаса (фахверк), которые также крепят к рамам.

5.2 Компоновка конструктивной схемы каркаса

Начальной стадией проектирования каркаса производственного здания является компоновка его конструктивной схемы. При этом исходным материалом служит технологическое здание, в котором реально отражено расположение и габариты оборудования цеха, число кранов, условия эксплуатации и т. д.

Компоновка конструктивной схемы каркаса здания определяется на следующие этапы:

- разбивка сетки колонн;
- выбор системы покрытия;
- компоновка поперечной рамы промздания;
- установка связей каркаса промздания.

Разбивка сетки колонн

Сетка колонн (модульная сетка) промздания представляет собой размещение колонн в плане с определенным модулем. При этом должны учитываться технологические и конструктивные особенности данного цеха.

На рисунке 5.2 представлена модульная сетка колонн однопролетного производственного здания.

Согласно основным положениям унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промзданий, расстояние между колоннами в поперечном и продольном направлениях модульной сетки принимается кратно модулю $M = 6$ м.

Основными характеристиками модульной сетки являются пролет L – расстояние между продольными разбивочными осями. Для производственных зданий пролет составляет $L = 18,0; 24,0; 30,0; 36,0$ м. Шаг колонн в продольном направлении бывает равен $B = 6,0$ м или $B = 12,0$ м. Назначение $B = 6$ или $B = 12,0$ решается сравнением вариантов.

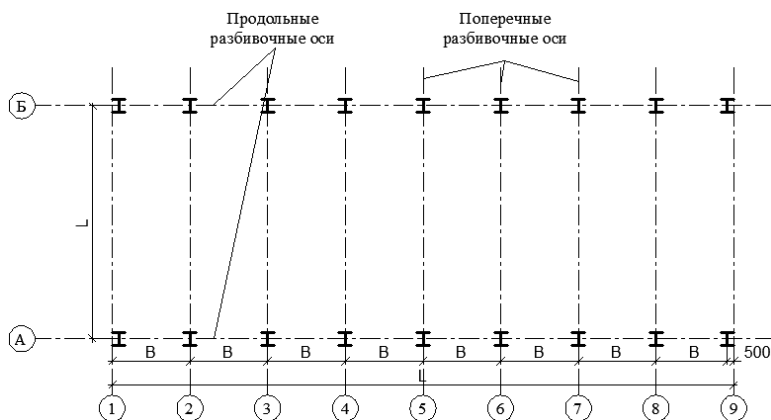


Рисунок 5.2 – Модульная сетка колонн однопролетного производственного здания

Как правило, для зданий больших пролетов $L \geq 30,0$ м, значительной высоты $H \geq 14$ м с кранами грузоподъемности $Q \geq 50$ м, принимают $B = 12,0$ м, для всех остальных зданий $B = 6,0$ м. У торцов здания колонны обычно смещают относительно поперечной разбивочной оси на 500 мм для удобства оформления узлов здания типовыми ограждающими конструкциями.

При значительных размерах здания по длине в продольных элементах каркаса от изменения температуры возникают нарастающие деформации, вызывающие дополнительные напряжения в колоннах от изгиба. Изгиб колонн может привести к повреждению ограждающих конструкций. Для устранения этого необходимо на определенных расстояниях по длине устраивать так называемые температурные швы.

При устройстве температурных швов у места разрезки ставят две спаренные поперечные рамы, не связанные между собой какими-либо продольными элементами, колонны которых смещают с оси на 500 мм в каждую сторону. Предельные размеры температурных отсеков со стальным каркасом приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Предельные размеры температурных отсеков
производственных зданий (м)

Характеристика здания	Длина блока вдоль здания	Ширина блока поперек здания
Отапливаемые	230	150
Неотапливаемые	200	120

Выбор системы покрытия

Наиболее рациональной системой покрытия в одноэтажных промзданиях является рамная система, состоящая из колонн и опирающихся на них ригелей – стропильных ферм. Наибольшее применение получили стропильные фермы трапецевидного очертания и с параллельными поясами.

В многопролетных зданиях применяют иногда и подстропильные фермы, установленные по внутренним колоннам для промежуточных основных стропильных ферм.

В систему покрытия входят также и светоаэрационные или аэрационные фонари продольного или поперечного расположения. В рамной системе покрытия одноэтажного промздания применяют два типа сопряжения ригеля с колонной – жесткое и шарнирное (рисунок 5.3).

В однопролетных рамах вследствие значительных горизонтальных воздействий мостовых кранов, применяют жесткое сопряжение ригеля с колонной (см. рисунок 5.3, а), повышающее поперечную жесткость здания (ригель примыкает к колонне с решением жестких узлов примыкания).

При незначительных крановых нагрузках или при их отсутствии применяют шарнирную схему сопряжения ригеля с колонной (см. рисунок 5.3, б).

В многопролетных рамах, где достаточная горизонтальная жесткость используют шарнирное сопряжение ригеля с колонной (см. рисунок 5.3, в), когда ригель (стропильная ферма) непосредственно опирается сверху на колонну с решениями шарнирных узлов примыкания. Сопряжение всех колонн в фундаментах в производственных зданиях выполняется жесткое.

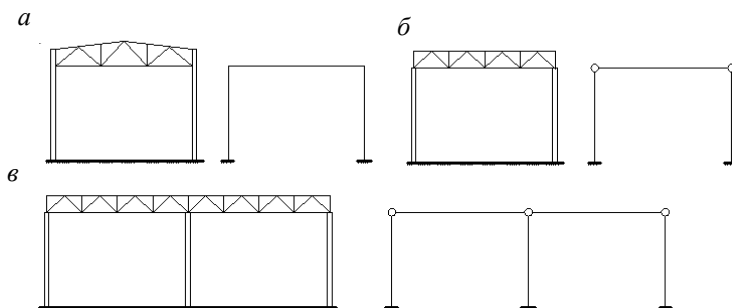


Рисунок 5.3 – Виды сопряжений ригеля с колонной производственных зданий:

а – жесткое сопряжение ригеля с колонной однопролетного производственного здания; б – шарнирное сопряжение ригеля с колонной однопролетного производственного здания; в – шарнирное сопряжение ригеля с колонной многопролетного производственного здания

Компоновка поперечной рамы промздания

Компоновка поперечной рамы промздания (рисунок 5.4), необходима для определения основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Это сводится к нахождению вертикальных и горизонтальных размеров поперечника, где первые привязываются к нулевой отметке пола, а вторые к продольной оси здания. Все размеры принимают в соответствии с основными положениями по унификации и другими нормативными документами. Для определения основных размеров используют следующие вертикальные отметки: $\pm 0,000$ – уровень отметки пола; УГКР – уровень оголовка кранового рельса; УНФ – уровень низа стропильной фермы.

Определение вертикальных размеров поперечника

Исходным заданным вертикальным размером (см. рисунок 5.4, а) является размер H_1 – уровень головки кранового рельса, это расстояние от отметки пола ($\pm 0,000$) до оголовка кранового рельса. Данный размер задается условиями технологического процесса в технологическом задании.

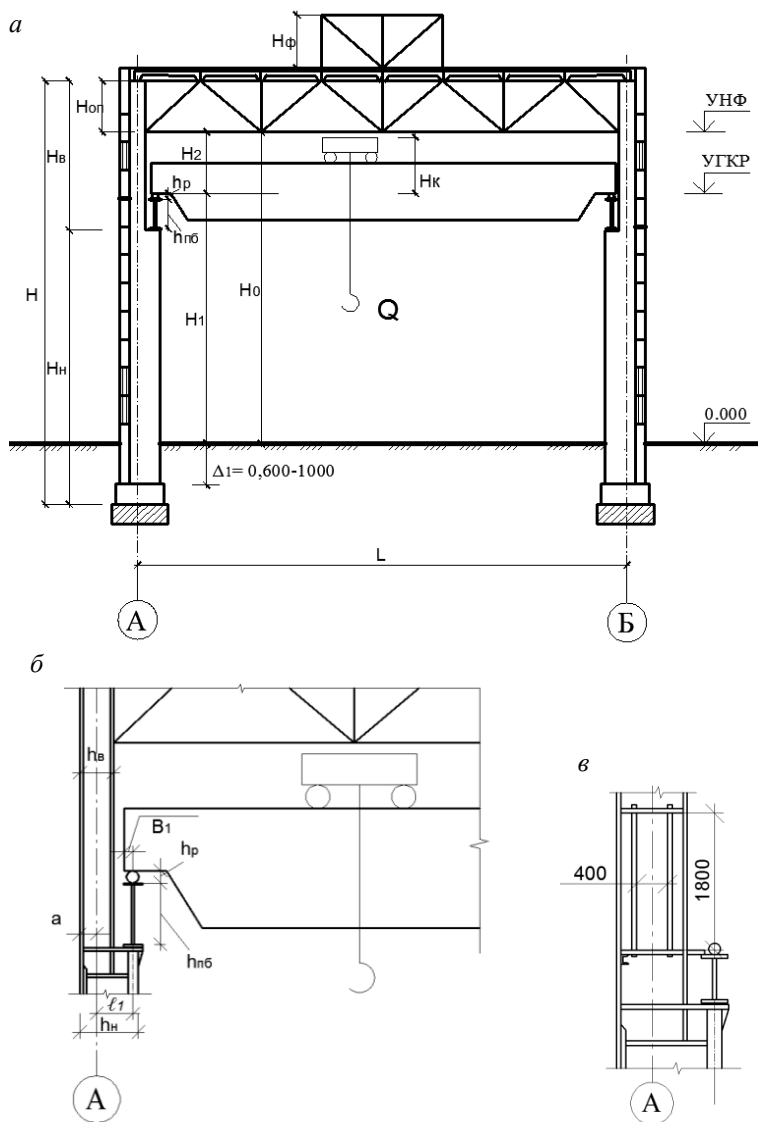


Рисунок 5.4 – К определению вертикальных (а) и горизонтальных (б, в) размеров поперечника производственного здания

Вторым вертикальным размером является размер H_2 – расстояние от оголовка кранового рельса до низа несущей конструкции покрытия (нижний пояс стропильной фермы), определяется по формуле

$$H_2 = (H_k + 100) + f, \quad (5.1)$$

где H_k – габаритный размер крана, расстояние от головки кранового рельса до верха тележки крана принимается по ГОСТу;

100 – зазор согласно требованиям по технике безопасности между верхом тележки крана и низом фермы, мм;

f – предполагаемый прогиб фермы, принимается равным 300 мм.

Размер H_2 принимается кратным модулю $M = 200$ мм.

Вертикальные размеры H_1 и H_2 в сумме дают внутреннюю полезную высоту цеха H_0 :

$$H_0 = H_1 + H_2. \quad (5.2)$$

При этом размер H_0 принимается с определенным модулем в зависимости от высоты здания.

До высоты 10,8 м H_0 принимается кратным модулю $M = 1,2$ м, а при большей высоте – модулю $M = 1,8$ м. Наличие данных модулей связано с условием соизмеримости со стандартными ограждающими конструкциями. Если для сохранения модуля увеличивается высота H_0 на размер ΔH_0 , то на этот же размер необходимо увеличить и исходный размер H_1 , т. е. окончательный размер $H_1^* = H_1 + \Delta H_0$.

Все размеры H_1 , H_2 и H_0 являются внутренними вертикальными размерами.

Далее определяют наружные вертикальные размеры H_B , H_H и H , (см. рисунок 5.4, а). H_H – высота нижней подкрановой части колонны; H – полная высота колонны; H_B – расстояние от низа подкрановой балки до низа стропильной фермы и определяется по формуле:

$$H_B = h_{n.б} + h_p + H_2, \quad (5.3)$$

где $h_{n.б}$ – высота подкрановой балки, принимаемая равной $\frac{1}{10}$ шага колонн В (пролета подкрановой балки);

h_p – высота кранового рельса равная 200 мм;

H_2 – см. формулу 5.1.

H_H – расстояние от низа подкрановой балки до низа базы колонны определяется по формуле:

$$H_H = H_0 - H_B + \Delta_1, \quad (5.4)$$

где $\Delta_1 = 600 \div 1000$ мм – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки пола. При этом для зданий с кранами легкого и среднего режима работы принимается $\Delta_1 = 600 - 800$ мм, а для зданий с кранами тяжелого и особо тяжелого режимов работы $\Delta_1 = 600-1000$ мм.

Полная высота колонны:

$$H = H_B + H_H. \quad (5.5)$$

Последним вертикальным размером поперечника является размер H_{on} = высота стропильной фермы (ригеля) на опоре, зависит от типа и пролета фермы.

В типовых фермах производственных зданий H_{on} принимается: для ферм с параллельными поясами $H_{on} = 3150$ мм; для трапецевидных ферм – $H_{on} = 2250$ мм.

Определение горизонтальных размеров поперечника

После определения вертикальных размеров поперечника находят горизонтальные размеры (см. рисунок 5.4,б), которые приводят к продольным осям здания. Привязка наружной грани колонны к продольной оси здания а может быть нулевой при отсутствии кранов в цехе; $a - 250$ мм для зданий с кранами легкого и среднего режимов работы; $a - 500$ мм для зданий с кранами тяжёлого и особо тяжёлого режимов работы.

Продольные оси здания обычно располагают по центру ширины верхней части колонны h_B отсюда:

$$h_B = 2 \cdot a. \quad (5.6)$$

Далее h_B проверяют из условия жесткости, где h_B должно быть более $\frac{1}{12} H_B$, т. е.

$$h_B > \frac{1}{12} H_B. \quad (5.7)$$

В зданиях с кранами тяжелого и особо тяжелого режимов работы в верхней части колонн, на уровне верха подкрановой балки, выполняют проем размером 1800×400 мм (см. рисунок 5.4, в) для безопасного прохода вдоль подкрановых путей и в ремонтных целях.

Следующим горизонтальным размером является размер ℓ_1 – расстояние от оси подкрановой балки до продольной оси колонны, определяемый по формуле:

$$\ell_1 \geq B_1 + (h_B - a) + (60-75) \text{ мм}, \quad (5.8)$$

где B_1 – часть крана, выступающая за вертикальную ось кранового рельса – крановая характеристика;

$(h_B - a)$ – расстояние от продольной оси до внутренней грани колонны;

$(60-75)$ – зазор по технике безопасности между торцом крана и колонной, мм.

Размер ℓ_1 принимают кратным модулю $M = 250$ мм.

При определении горизонтальных размеров поперечника принимают в целях упрощения расчета, допущение, в котором ось подкрановой балки совмещают с осью внутренней грани подкрановой ветки колонны. Отсюда ширину нижней части колонны h_H находят как

$$h_H = \ell_1 + a. \quad (5.9)$$

Для обеспечения условия жёсткости h_H проверяют по формулам:

– для зданий с кранами лёгкого и среднего режима работы

$$h_H > \frac{1}{20} H; \quad (5.10)$$

– для зданий с кранами тяжёлого и особо тяжёлого режимов работы

$$h_H > \frac{1}{15} H. \quad (5.11)$$

Если условия 5.10 и 5.11 не выполняются, то размер ℓ_1 увеличивается на модуль $M = 250$ мм. По ширине нижней части колонны h_H определяют тип сечения данной колонны – сплошной или сквозной. Так при $h_H \leq 1$ м тип сечения нижней части ступенчатой колонны принимают сплошным (Рисунок 5.5, а), а при $h_H > 1$ м, соответственно, сквозным (см. рисунок 5.5, б).

Сечение верхней части колонны для обоих типов колонн принимают одинаковым в виде симметричного двутавра (см. рисунок 5.6, а и 5.6, б).

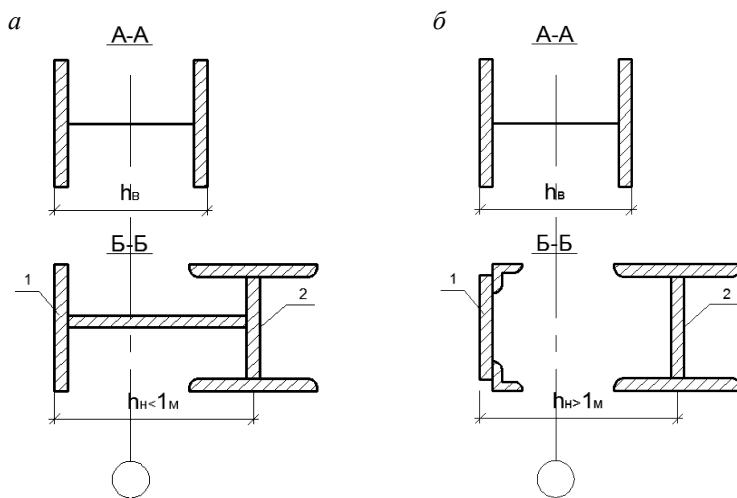


Рисунок 5.5 – Типы сечений ступенчатых колонн произв. зданий:
 а – сплошная ступенчатая колонн; б – сквозная ступенчатая колонна;
 А-А – сечение верхней части колонны; Б-Б – сечение нижней части колонны;
 1 – наружная ветвь; 2 – подкрановая ветвь

Наружная ветвь колонн служит для восприятия нагрузок от ограждающих конструкций – стеновых панелей, а подкрановая ветвь воспринимает крановые нагрузки.

После компоновки поперечной рамы выполняют поперечный разрез проектируемого здания (рисунок 5.6), где по полученным вертикальным размерам поперечника – H_H , H_B , H_{on} выбирают количество панелей ограждения: цокольных панелей – $n_{ц} = 1,8$ м; рядовых панелей – $n_p = 1,2$ м; панелей остекления – $n_{oc} = 1,2$ м, и самая верхняя панель – парапетная панель – n_n , которая может быть любой высоты. Превышение парапетной панели над кровлей принимают 0,5–0,6 м.

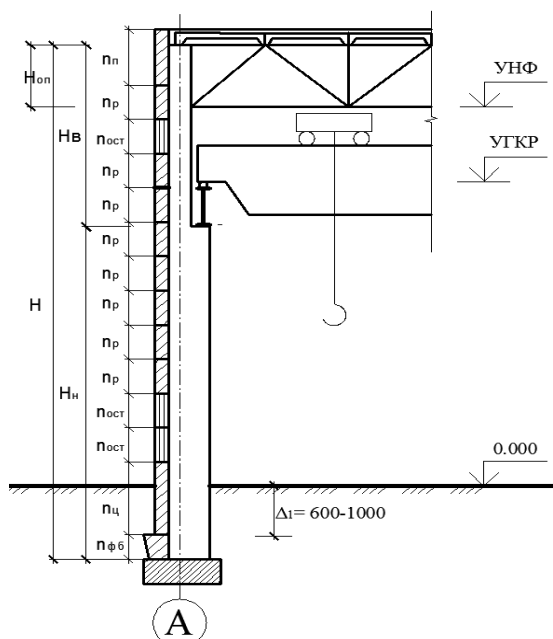


Рисунок 5.6 – К определению высоты поперечного сечения стеновых панелей:

$n_{ф} = (0,3-0,4)$ м – высота фундаментной балки;
 $n_{ц} = 1,8$ м – цокольная панель; $n_{oc} = 1,2$ м – панель остекления;
 $n_p = 1,2$ м – рядовая панель; n_n – парапетная панель

Установка связей каркаса промздания

Связи являются важным конструктивным элементом каркаса промздания. Общее назначение связей состоит:

- а) в восприятии горизонтальных усилий;
- б) в создании жесткости каркаса здания в целом.

Различают вертикальные связи между колоннами и связи по покрытию.

Вертикальные связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами служат для создания неизменяемости каркаса и устойчивости колонн. Они воспринимают ветровые нагрузки, действующие на торцевые стены здания, и тормозные горизонтальные силы от мостовых кранов. Наиболее распространены крестовые вертикальные связи, расположенные по продольным рядам колонн в верхнем (надкрановый) и нижнем (подкрановый) ярусах цеха (рисунки 5.7).

Верхние связи воспринимают ветровую нагрузку F_{w1} , действующую на торцевые стены, и обеспечивают продольную жесткость верхней части каркаса. Нижние вертикальные связи воспринимают усилия, передаваемые верхними связями, а так же усилия от ветра F_{w2} и продольного торможения крана – $T_{кр}$. Вертикальные связи у торцов здания препятствуют свободным деформациям продольных элементов каркаса.

Вертикальные связи в верхней части колонн устанавливают у торцов здания, у температурных швов и в средней части температурного отсека.

В верхней части колонн связи устанавливают между подкрановой балкой и базой колонн.

При длине здания менее 120 м вертикальные связи между колоннами ставят в одной панели. При длине более 120 м, для обеспечения продольной жесткости здания, устраивают вертикальные связи в двух панелях симметрично расположенных относительно середины блока.

При шаге колонн $B = 6,0$ м и высоте нижней части колонны $H_H < 9,0$ м целесообразно проектировать связи в виде одного креста (см. рисунок 5.8, б), а при $B = 6,0$ м и $H_H > 9,0$ м нижние связи проектируют в виде двух крестов (см. рисунок 5.7, б). При шаге $B = 12$ м вертикальные связи между колоннами проектируют в виде портала (см. рисунок 5.7, в), но возможно применение и крестовых связей.

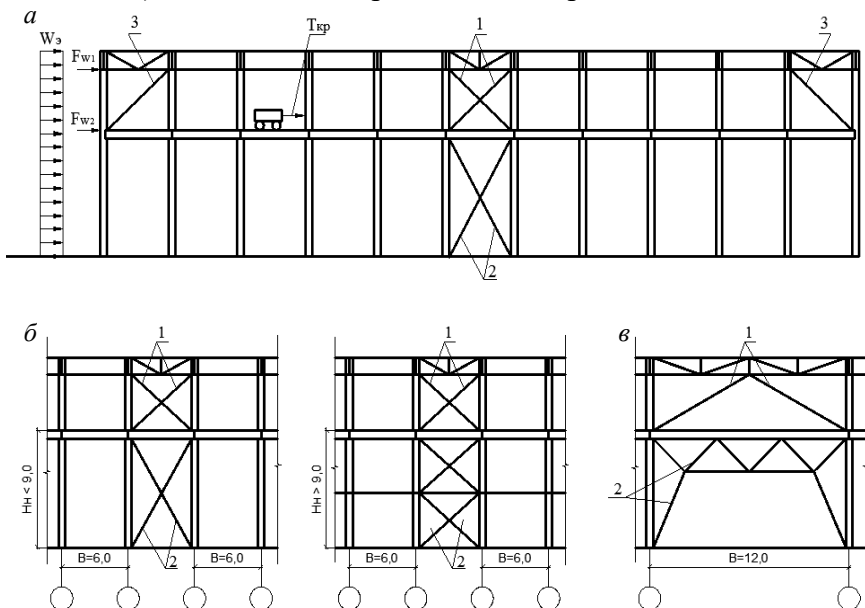


Рисунок 5.7 – Вертикальные связи между колоннами по длине температурного отсека (а), при шаге колонн $B = 6,0$ м (б) и шаге колонн $B = 12,0$ м (в)

1 – верхние связи; 2 – нижние связи 3 – торцевые связи

Связи по покрытию

Стропильные фермы обладают значительной жесткостью в вертикальной плоскости и очень малой в горизонтальной, поэтому для обеспечения пространственной жесткости каркаса здания и устойчивости покрытия ставят связи по покрытию (рисунки 5.8, 5.9). Они бывают следующих видов:

- а) в плоскости верхних поясов стропильных ферм;
- б) в плоскости нижних поясов стропильных ферм;
- в) вертикальные связи между стропильными фермами.

Связи по верхним поясам ферм

Связи по верхним поясам (см. рисунки 5.8, а; 5.9, а; 5.9, в) состоят из поперечных связевых ферм и продольных элементов между ними – распорок. Поперечные связевые фермы располагают в торцах здания, у температурных швов и по длине здания в местах расположения вертикальных связей между колоннами. Они предназначены для уменьшения расчетной длины сжатых верхних поясов ферм из плоскости фермы, и для частичного восприятия ветровой нагрузки от стоек торцевого фахверка. Распорки обеспечивают устойчивость верхних поясов промежуточных ферм и ставятся в коньке.

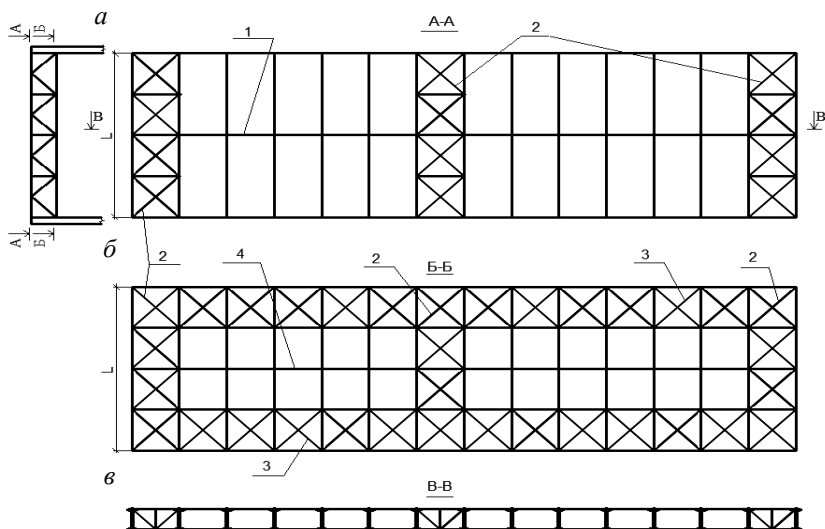


Рисунок 5.8 – Связи по покрытию промздания:

- а – связи по верхним поясам фермы; б – связи по нижним поясам фермы; в – вертикальные связи между фермами;
- 1 – распорки в коньке; 2 – поперечные связевые фермы;
- 3 – продольные связевые фермы; 4 – распорки по нижнему поясу

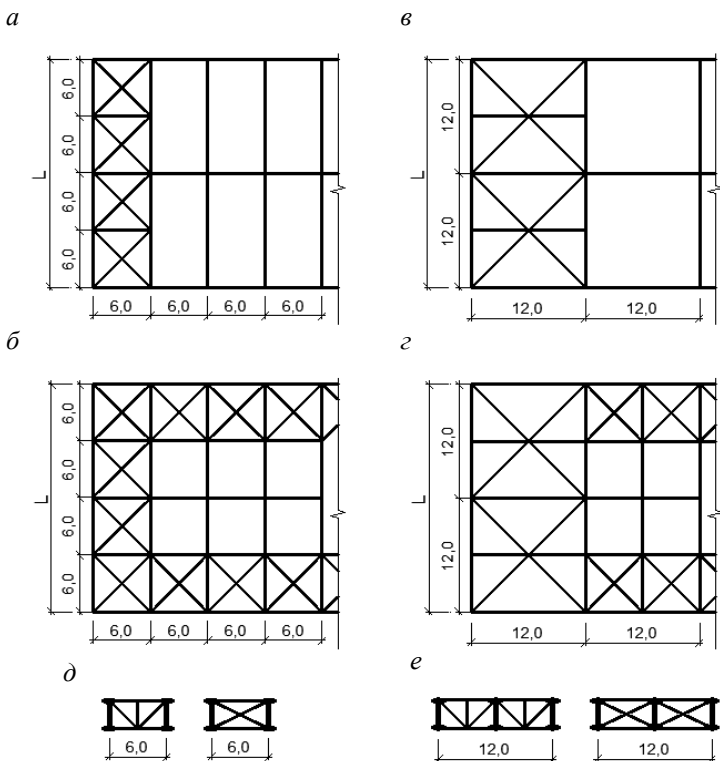


Рисунок 5.9 — Связи по покрытию при различных шагах колонн:

а и б — связи по верхним поясам ферм при шаге 6,0 и 12,0 м;

в и г — связи по нижним поясам ферм при шаге 6,0 и 12,0 м;

д и е — вертикальные связи между фермами при шаге 6,0 и 12,0 м

Связи по нижним поясам ферм

Они состоят из продольных и поперечных горизонтальных связевых ферм (см. рисунок 5.8) и распорок. Поперечные связи по нижним поясам ферм крепятся к нижним поясам соседних ферм в торцах здания, у температурных швов и по длине здания в местах расположения вертикальных связей между колоннами. Поперечные связи в торцах здания совместно с нижним поясом ферм образуют горизонтальные свя-

зевые фермы. Эти связи предназначены для восприятия ветровой нагрузки от стоек торцевого фахверка. Продольные связи по нижним пояса ферм являются основными элементами, обеспечивающими пространственную работу каркаса здания.

Совместно с поперечными, они образуют жесткий диск в уровне нижних поясов ферм. Иногда продольные связевые фермы не ставят в зданиях с кранами легкого и среднего режимов работы. В качестве связей по нижним поясам ферм очень часто применяют крестовые связи.

Вертикальные связи между фермами

Для увеличения боковой жесткости ферм (см. рисунки 5.8, в; 5.9, д; 5.9, е) и их устойчивости в период монтажа и эксплуатации устраивают вертикальные связи между фермами. По ширине пролета их располагают через 12–15 м, а по длине – в местах постановки поперечных связей. Вертикальные связи между фермами крепятся к стойкам стропильных ферм, имеют треугольную или крестовую решетку. При шаге стропильных ферм 12,0 м вертикальные связи между фермами проектируются в виде ферм с параллельными поясами, решетка которых может быть крестовой или треугольной (см. рисунки 5.9, д; 5.9, е).

5.3 Расчет рамы производственного здания

Поперечная рама – основная несущая конструкция каркаса производственного здания. Чтобы определить усилия в элементах рамы, необходимо установить расчетную схему рамы, собрать действующие на нее нагрузки, выполнить статический расчет рамы и выявить комбинацию нагрузок, дающие наибольшие расчетные усилия для каждого из элементов рамы.

Для расчета конструктивную схему рамы преобразовывают в расчетную с учетом ряда следующих упрощений: за геометрические оси колонн принимают линии центров тяжести, соответственно, верхней и нижней частей колонны; заделка

стержня колонны считается на уровне низа башмака (базы колонны); решетчатый (сквозной) ригель заменяется эквивалентным сплошным, ось которого совмещают с осью нижнего пояса ригеля (фермы).

На рисунке 5.10 представлены конструктивная и расчетная схемы однопролетной рамы.

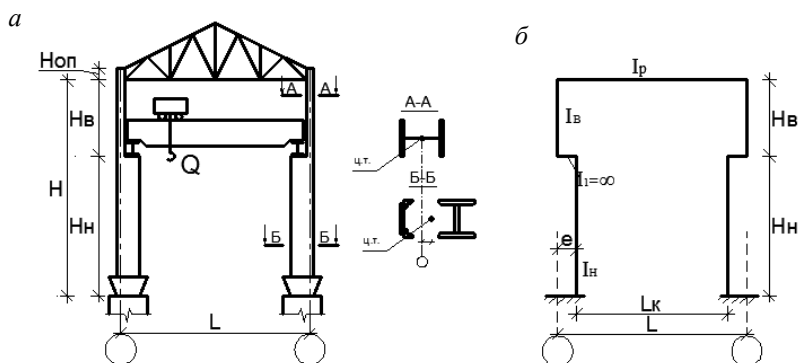


Рисунок 5.10 — Конструктивная (а) и расчетная (б) схемы однопролетной рамы производственного здания

При расчете рамы на сосредоточенные крановые нагрузки, учитывают пространственную работу конструкций (совместную работу плоских поперечных рам, объединенных продольными конструкциями каркаса в пространственный блок).

Если кровельное покрытие состоит из железобетонных плит, образуется жесткий диск, соединяющий верхние концы колонн. Достаточно рассчитать блок из пяти рам, нагрузка в котором приложена ко второй раме от торца здания.

При устройстве кровли по прогонам взаимосвязь смежных рам образуется благодаря продольным связям в уровне нижних поясов ферм. В этом случае нагрузка в пространственном блоке приложена к третьей раме. В связи с этим расчетная схема для расчета рамы на крановые нагрузки при

жесткой кровле приобретает вид пространственного блока (рисунок 5.11).

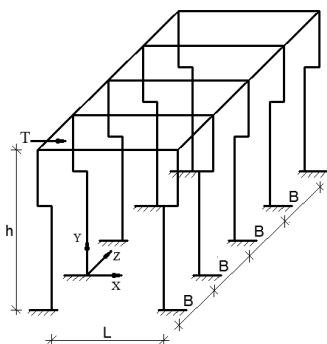


Рисунок 5.11 – Расчетная схема пространственного блока

По опыту проектирования производственных зданий расстояние между центрами тяжести сечений верхнего и нижнего участков колонны принимают:

$$e = 0,5 \cdot (h_H - h_B). \quad (5.12)$$

Для статического расчета рамы достаточно знать соотношение моментов инерции элементов рамы: верхней – $J_в$, нижней – J_H частей колонны, ригеля J_p , горизонтальных связей между фермами – $J_{сф}$. Их можно принимать в пределах:

$$J_H / J_в = 7 \div 10; J_p / J_в = 20 \div 40; J_H / J_{сф} = 1/2 \div 1/4. \quad (5.13)$$

Нагрузки действующие на раму

На поперечную раму каркаса промышленного здания действуют следующие нагрузки: постоянные от массы ограждающих и несущих конструкций здания; временные кратковременные атмосферные (воздействия снега и ветра) и технологические (от мостовых кранов).

Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки принимают равномерно распределенными, приложенными к ригелю по длине. Данную нагруз-

ку на 1 м^2 покрытия обычно определяют в табличной форме, где расчетную нагрузку q^p находят умножением нормативной q^n на коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

В поверхностную нагрузку включается вес кровельного покрытия, конструкций фермы, фонаря, связей с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузке. Вес элементов конструкций покрытия зависит от состава кровли, выбираемого в зависимости от условий эксплуатации здания (отапливаемое, не отапливаемое, с избыточным выделением тепла).

Расчетную линейную или погонную нагрузку на ригель определяют с учетом грузовой площади, равной шагу колонн B (см. рисунок 5.11). При наличии угла ската кровли – α :

$$g_{nog}^p = \sum g_i^p \cdot B / \cos \alpha. \quad (5.14)$$

Опорная реакция ригеля рамы:

$$Fg = g_{nog}^p \cdot L/2, \quad (5.15)$$

где L – пролет здания, (м).

Расчетный сосредоточенный момент в месте уступа от смещения верхней и нижней частей колонны:

$$Mg = Fg \cdot e, \quad (5.16)$$

где e – эксцентриситет.

Постоянные нагрузки от веса ограждения (наружные стеновые панели), остекления и веса колонны собирают в виде сосредоточенных сил, условно приложенных к низу подкрановой и надкрановой части колонны (рисунок 5.12).

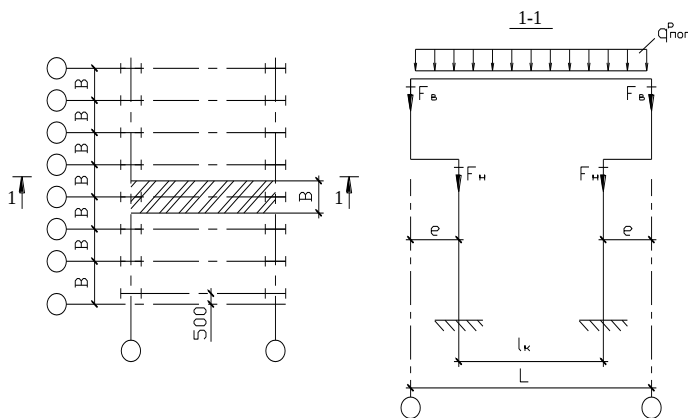


Рисунок 5.12 – Расчетная схема рамы при расчете на постоянные нагрузки

Сила F_H включает в себя собственный вес нижней части колонны и нагрузку от стен и остекления на участке от низа рамы и до уступа.

Сила F_B – это вес верхней части колонны, и на этом же участке вес ограждения и остекления. Вес верхней части колонны (20 % от общего веса)

$$G_B = \gamma_H \cdot \gamma_F \cdot 0,2 \cdot m_k \cdot B \cdot L / 2. \quad (5.17)$$

Вес нижней части колонны (80% от общего веса):

$$G_H = \gamma_H \cdot \gamma_F \cdot m_k \cdot B \cdot L / 2, \quad (5.18)$$

где $\gamma_H = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению;

$\gamma_F = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке;

m_k – нормативный вес колонны;

B – шаг колонны;

L – пролет.

Для определения F_H и F_B принимают поверхностную массу стен $m_{cm} = 2 \text{ кН/м}^2$, остекления $m_{ocm} = 0,35 \text{ кН/м}^2$, отсюда:

$$F_H = \gamma_H \cdot (\gamma_F \cdot m_{cm} \cdot h_{cmH} \cdot B + \gamma_F \cdot m_{ocmH} \cdot h_{ocmH} \cdot B) + G_H, \quad (5.19)$$

$$F_B = \gamma_H \cdot (\gamma_F \cdot m_{cm} \cdot h_{cmB} \cdot B + \gamma_F \cdot m_{ocmB} \cdot h_{ocmB} \cdot B) + G_B, \quad (5.20),$$

где h_{cmH} и h_{cmB} – соответственно высота стен на участке нижней и верхней частей колонны;

h_{ocmH} и h_{ocmB} – соответственно высота остекления на участке нижней и верхней частей колонны.

Снеговая нагрузка

При расчете рамы нагрузка от снега принимается равномерно распределенной по длине ригеля.

Нормативная снеговая нагрузка в кН/м^2 горизонтальной проекции покрытия

$$S^H = S_0 \cdot C, \quad (5.21)$$

где S_0 – вес снегового покрытия для конкретного района строительства;

C – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытия, при уклоне покрытия $\alpha \leq 25^\circ$ (принимают $C = 1$).

Расчетная погонная снеговая нагрузка на ригель рамы:

$$S_{noz}^p = S^H \cdot \gamma_F \cdot B = S_0 \cdot C \cdot \gamma_F \cdot B, \quad (5.22)$$

где γ_F – коэффициент надежности для снеговой нагрузки.

Опорная реакция ригеля рамы:

$$F_S = S_{noz}^p \cdot L/2. \quad (5.23)$$

Расчетный сосредоточенный момент в месте уступа:

$$M_S = F_S \cdot e, \quad (5.24)$$

где e – эксцентриситет.

Расчетная схема рамы от снеговой нагрузки аналогична постоянной нагрузке.

Ветровая нагрузка

Действие ветровой нагрузки на поперечник промышленного здания характерно с двух сторон – с наветренной (активное давление) и с заветренной стороны (отсос). При этом направлении действия активного давления и отсоса совпадает с направлением ветра (рисунок 5.13)

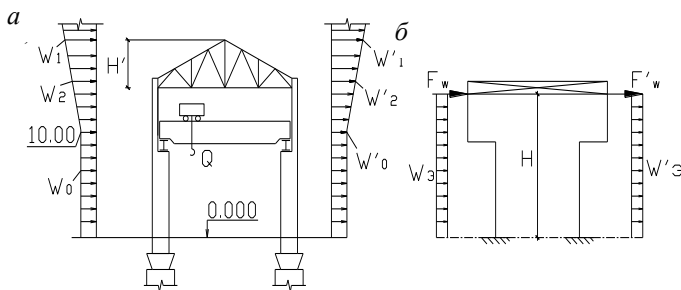


Рисунок 5.13 – Схема ветровой нагрузки на раму

На стойки рамы давление ветра передается панелями стенового ограждения и ригелями в виде равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузок. Нормативное значение ветровой нагрузки ω_o'' на 1 м^2 стенового ограждения определяют по формуле:

$$\omega_o'' = \omega_o \cdot K \cdot C, \quad (5.25)$$

где ω_o – нормативный скоростной напор для конкретного района строительства;

K – коэффициент изменения скоростного напора ветра, зависящий от высоты здания над поверхностью земли и типа местности;

C – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности.

Для вертикальных стен с наветренной стороны $C = 0,8$, для отсоса $C = 0,6$.

Расчетная погонная ветровая нагрузка составит:

$$\omega = \gamma_f \cdot \omega_0^H \cdot B = \gamma_f \cdot \omega_0 \cdot C \cdot B \cdot K, \quad (5.26)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Фактические эпюры ветрового давления (см. рисунок 5.13, а) до высоты 10 м не меняются и имеют распределенный характер. Выше 10 м ветровое давление увеличивается, что учитывается коэффициентом K .

Для удобства расчета фактическую эпюру ветрового давления от отметки низа колонны и до отметки низа стропильной фермы приводят к эквивалентной ω_z и ω'_z , распределенной по всей высоте (см. рисунок 5.13, б).

Данную эквивалентную нагрузку определяют:

$$\omega_z = \omega_{10} \cdot \alpha, \quad (5.27)$$

$$\omega'_z = \omega'_{10} \cdot \alpha, \quad (5.28)$$

где ω_{10} и ω'_{10} – расчетная ветровая нагрузка на высоте 10 м, соответственно, с активной стороны и отсоса;
 α – коэффициент, зависящий от высоты.

Ветровую нагрузку (часть фактической эпюры) на участке от низа ригеля и до наиболее высокой точки здания, заменяют сосредоточенными силами F_w и F'_w , приложенными на расчетной схеме рамы (см. рисунок 5.13, б) в уровне ригеля с обеих сторон. Данные силы определяют по формулам:

$$F_w = (\omega_1 + \omega_2) \cdot H'/2, \quad (5.29)$$

$$F'_w = (\omega'_1 + \omega'_2) \cdot H'/2, \quad (5.30)$$

где ω_1 (ω_2) и ω'_1 (ω'_2) – расчетные значения ветровой нагрузки, соответственно, с активной стороны и отсоса на отметках низа ригеля и верхней точки здания;
 H' – высота фактической эпюры ветрового давления от низа стропильной фермы до наивысшей точки здания.

Крановые нагрузки

При расчете однопролетных рам крановая нагрузка учитывается только от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности с учетом специального коэффициента сочетаний Ψ_K , зависящего от режима работы. Для кранов лёгкого и среднего режимов работы $\Psi_K = 0,85$, для тяжелого и весьма тяжелого $\Psi_K = 0,95$.

Действие крановой нагрузки на поперечник промышленного здания рассматривают в двух направлениях – в вертикальном и горизонтальном.

Вертикальное давление кранов на раму определяют при их невыгодном для расчётной рамы положении на подкрановой балке, где два крана с наибольшей грузоподъемностью максимально приближают к расчетной раме (рисунок 5.14) так, чтобы первое колесо первого крана опиралось на стойку расчётной рамы (стык подкрановых балок), а второй кран максимально к нему приближают. При этом тележки обоих кранов приближают к одной из стоек расчетной рамы. В результате на данной стойке рамы и будет действовать максимальная вертикальная крановая сила – D_{kmax} , а на противоположной стойке, соответственно, минимальная крановая сила D_{kmin} .

Данные силы определяют по формулам:

$$D_{k.max} = \gamma_f \cdot \psi_K \cdot F_{k.max} \cdot \Sigma Y_i + \gamma_f \cdot g_{п.б.} \cdot B, \quad (5.31)$$

$$D_{k.min} = \gamma_f \cdot \psi_K \cdot F_{k.min} \cdot \Sigma Y_i + \gamma_f \cdot g_{п.б.} \cdot B, \quad (5.32)$$

где $F_{k.max}$ – максимальное давление одного колеса крана;

$g_{п.б.}$ – вес подкрановых конструкций на 1 м. п.;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

ψ_K – коэффициент сочетаний;

ΣY_i – сумма ординат линии влияния для опорного давления на колонну.

$$M_{k.max} = D_{k.max} \cdot e_k, \quad (5.34)$$

$$M_{k.min} = D_{k.min} \cdot e_k, \quad (5.35)$$

где e_k – расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения подкрановой части колонны ($e_k = 0,5 \cdot h_H$);
 h_H – ширина нижней части колонны.

На рисунке 5.15 представлена расчетная схема рамы с приложенными вертикальными усилиями.

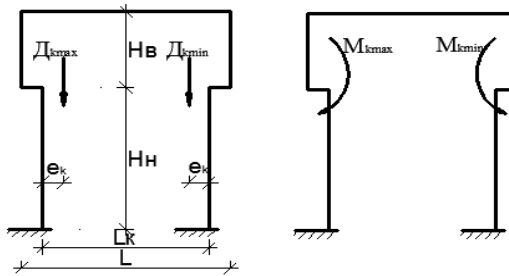


Рисунок 5.15 – Расчетная схема рамы с приложенными вертикальными усилиями

Горизонтальное поперечное давление кранов на колонну

Горизонтальные крановые силы возникают в результате торможения тележки крана с грузом при ее движении. При этом нормативная поперечная сила от торможения тележки, действующая поперек цеха вдоль кранового моста, определяется по формуле:

$$T_0^H = \frac{(Q + G_T)}{20}, \quad (5.36)$$

где Q – грузоподъемность крана;

G_T – вес крана;

Горизонтальная крановая сила передается на подкрановую балку через колеса крана, отсюда нормативная сила на колесо крана:

$$T_k^H = \frac{T_0^H}{n}, \quad (5.37)$$

где n – число колёс на одной стороне крана.

Расчетное горизонтальное давление на колонну:

$$T_k = \gamma_f \cdot \Psi_k \cdot T_k^H \cdot \sum y_i, \quad (5.38)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

$\sum y_i$ – сумма ординат линии влияния.

Наибольшее горизонтальное давление возникает при том же положении кранов, что и наибольшее вертикальное.

Горизонтальная крановая сила может быть приложена к любой стойке расчетной рамы и направлена вправо или влево. Она действует в уровне верхнего пояса подкрановой балки.

На рисунке 5.16 приведена расчетная схема рамы с приложенной горизонтальной крановой силой T_k .

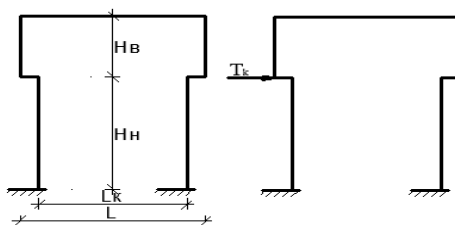


Рисунок 5.16 – Расчетная схема рамы с горизонтальной силой

Далее статический расчет рамы выполняется с использованием расчетного комплекса Stark ES.

Контрольные вопросы

1. Что является основой промздания и обеспечивает его жесткость и устойчивость?
2. Какие нагрузки действуют на раму промздания?
3. Что такое эксцентриситет?

6 СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ

Колонной называется вертикальный стержень, работающий на сжатие и передающий давление на фундамент (или на нижележащие части сооружения, если колонна многоярусная).

Колонны состоят из трех основных частей: стержня, являющегося основным несущим элементом колонны; оголовка, служащего опорой для вышележащих конструкций и закрепления их на колонне; базы, распределяющей сосредоточенную нагрузку от колонны по поверхности фундамента, обеспечивающей прикрепление с помощью анкерных болтов.

Колонны широко применяются во всех видах сооружений: в промышленном строительстве – в качестве элементов каркаса цехов и опор рабочих площадок, в гражданском строительстве – в качестве вертикальных элементов каркасов многоэтажных зданий и опор большепролетных покрытий, в мостостроении – для опор эстакад и т. д. Металлические колонны, как правило, выполняют из стали. Алюминиевые сплавы в сжатых элементах работают плохо из-за малого модуля упругости E , поэтому колонны из алюминиевых сплавов применяют в исключительных случаях (например, в сборно разборных конструкциях, при строительстве в труднодоступных районах и т. п.). В качестве соединений для колонн применяют сварку.

По конструкции колонны бывают для зданий, не имеющих мостовых кранов, и для зданий, оборудованных мостовыми кранами. Колонны для зданий, оборудованных кранами, состоят из двух частей: надкрановой и подкрановой.

Колонны классифицируются:

- 1) по характеру работы – центрально-сжатые; внецентренно-сжатые и сжато-изгибаемые;
- 2) по конструктивной форме – постоянного сечения; переменного сечения; ступенчатые;
- 3) по типу сечения – сплошные; сквозные.

Центрально-сжатые колонны работают на продольную силу, приложенную по оси колонны и вызывающую равно-

мерное сжатие ее поперечного сечения. Внецентренно-сжатые колонны и сжато-изгибаемые колонны, кроме осевого сжатия от продольной силы, работают также на изгиб от момента.

При выборе типа сечения колонны необходимо стремиться получить наиболее экономичное решение, учитывая величину нагрузки, удобство примыкания поддерживающих конструкций, условия эксплуатации, возможности изготовления.

Основным типом сплошных колонн, наряду с прокатными, является сварной двутавр, составленный из трех листов прокатной стали, наиболее удобный в изготовлении с помощью автоматической сварки и позволяющий просто осуществлять примыкание поддерживающих конструкций.

Сквозные колонны состоят из отдельных ветвей, объединенных соединительной решёткой из уголков или планок в единое целое (рисунок 6.1). Если ее не поставить, то каждая ветвь будет работать самостоятельно и быстро потеряет устойчивость. Соединительная решётка из планок имеет меньшую трудоемкость и красивее выглядит, но менее жестка, чем соединительная решётка из уголков. В широких колоннах последняя оказывается легче, поэтому ее предпочитают при ширине колонны более 0,8–1 м или в колоннах, нагруженных продольной силой более 2500 кН.

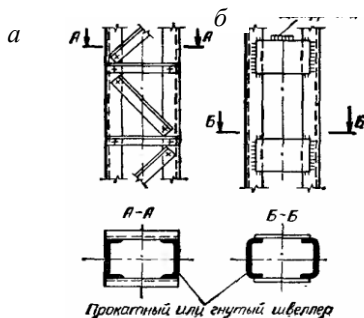


Рисунок 6.1 – Стержни сквозных колонн:

а – с соединительной решёткой; б – с соединительными планками

Выпучивание сжатого элемента происходит перпендикулярно той оси поперечного сечения, для которой гибкость

больше. Если гибкость в обеих плоскостях одинакова, то стержень называется равноустойчивым, а форма его сечения является самой выгодной (для данного случая). Исходя из этого критерия, можно сравнить рациональность поперечных сечений колонн различных типов. Самая простая колонна – из прокатного двутавра, обычного или широкополочного. Из-за ограниченности сортамента двутавров такое решение возможно только для небольших и средних колонн.

Сварное крестовое сечение из трех листов при одинаковых габаритах обладает меньшим радиусом инерции, чем двутавровое сечение. Трубчатое и замкнутое квадратное сечения обладают наибольшим радиусом инерции и поэтому очень выгодны при работе на сжатие. Колонны из готовых замкнутых профилей самые экономичные по расходу стали. Но из-за дефицитности таких профилей это решение применяется редко. Замкнутые составные сечения более трудоемки, но выполняются из менее дефицитных швеллеров и уголков.

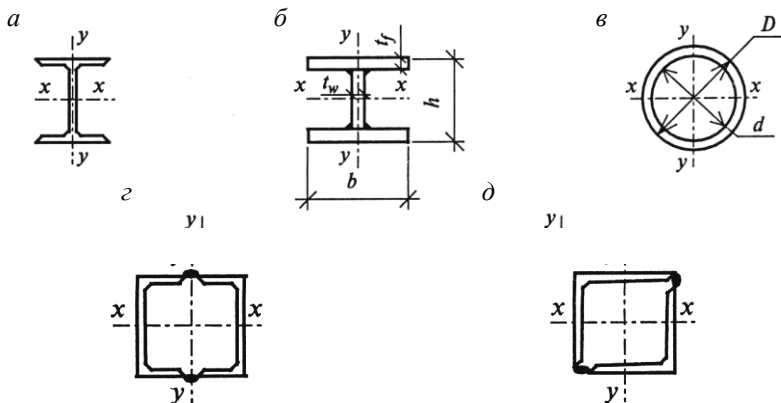


Рисунок 6.2 – Сечения сплошных колонн

а – прокатный двутавр; б – сварной двутавр; в – труба; сечение из двух швеллеров; д – из двух уголков

В сквозных колоннах расстояние между ветвями назначается так, чтобы сечение получилось равноустойчивым. Сквоз-

ные колонны обычно проектируют из двух швеллеров, расположенных полками внутрь. Сечение из швеллеров полками наружу хуже, так как увеличивается расход металла на планки. Если площадь швеллеров оказывается недостаточной, сечение komponуют из двутавров. Сечение из четырех уголков применяют для очень легких и высоких колонн.

При сравнении сплошных и сквозных колонн выявляется, что первые менее трудоемки в изготовлении, обладают большей жесткостью, но при значительной ширине требуют увеличения расхода металла. Сквозные колонны применяют: для основных колонн промышленных зданий – при ширине колонны 1000 мм и более; для колонн рабочих площадок – при ширине сечения более 600 мм.



Рисунок 6.3 – Сечения сквозных колонн.

Для осмотра и возможной окраски внутренних поверхностей в сквозных колоннах из двух ветвей устанавливается зазор между полками ветвей не менее 100 мм.

Расчетная схема колонны представлена на рисунке 6.4.

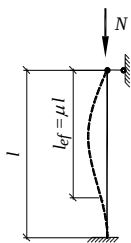


Рисунок 6.4 – Расчетная схема колонны

Расчетная длина колонны l_{ef} с учетом способов закрепления колонны в фундаменте и сопряжения ее с балкой, примыкающей в верхней части, принимается равной:

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \quad (6.1)$$

где l – геометрическая длина колонны;

μ – коэффициент расчетной длины, принимаемый в зависимости от условий закрепления ее концов и вида нагружения (при действии продольной силы на колонну сверху: $\mu = 1$ – при шарнирном закреплении обоих концов колонны; $\mu = 0,7$ – при жестком закреплении одного конца колонны и шарнирном другого).

При опирании балок на колонну сверху колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Закрепление колонны в фундаменте может быть принято шарнирным или жестким. Если фундамент достаточно массивен, а база колонны развита и имеет надежное анкерное крепление, колонну можно считать защемленной в фундаменте.

Расчет на прочность элементов, подверженных центральному сжатию силой N следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_{yc}} \leq 1, \quad (6.2)$$

где A_n – площадь сечения нетто;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по условной гибкости $\bar{\lambda}$ для различных типов кривых устойчивости.

6.1 Стержни колонн

Стержни колонн передают нагрузку от оголовка на базу. Для простых стержней нет каких-либо специальных требований, кроме тех, которые продиктованы расчетом. При проектировании мощных колонн большого сечения необходимо устанавливать поперечные ребра жесткости. Стержни цен-

трально-сжатых колонн должны проектироваться исходя из принципа равноустойчивости, т. е. их гибкости относительно главных осей сечения должны быть равны. В этом случае получаем наиболее экономичное по расходу материалов сечение. Условию равноустойчивости в полной мере отвечает сечение в виде трубы, но в таких стержнях трудно предохранять внутреннюю поверхность от коррозии. Поэтому стержни из труб следует применять, если предусмотрены меры против попадания в них влаги. Достаточно часто сечение стержня сплошной колонны проектируют в виде двутавра (прокатного или сварного). Применение; обычных прокатных двутавров меньше всего отвечает принципу равноустойчивости, так как они имеют сильно различающиеся радиусы инерции относительно осей $x-x$, $y-y$. Рациональней использование широкополочных прокатных двутавров или следует выполнять сечение в виде сварных двутавров.

Сварные двутавры проще всего выполняются с помощью автоматической сварки.

Автоматическая сварка обеспечивает дешевый и индустриальный способ изготовления таких колонн. Сварной двутавр с полкой шириной, равной высоте, является основным типом сечения сварных колонн.

Выполнение стержня колонны из прокатных широкополочных двутавров или из сварных двутавров не отвечает в полной мере принципу равноустойчивости, но дает вполне пригодное для колонн сечение. Добиться одинаковых гибкостей в сварных двутаврах в принципе возможно за счет увеличения ширины полки, это резко усложняет технологию сварочных работ при привар полки к стенкам двутавра.

6.2 Оголовки центрально-сжатых колонн

Оголовок является верхней частью колонны, он служит для восприятия нагрузок от вышележащих конструкций и передачи их на стержень. В связи этим оголовки проектируются

с учетом конструкции опирающихся на них балок или ферм (при этом также учитываются особенности их крепления), передачи нагрузок и с учетом сечения стержня колонны.

В оголовках тяжело нагруженных колонн обычно подлежат расчету: толщина опорного листа, длина ребер жесткости и прикрепляющие их угловые сварные швы. В сплошных колоннах опорный лист оголовка усиливают ребрами жесткости, которые препятствуют изгибу опорного листа и одновременно способствуют включению в работу всего расчетного сечения колонны. Длина ребер жесткости принимается из учета восприятия прикрепляющими их угловыми сварными швами всего приходящегося на колонну усилия.

Для центрирования нагрузки к опорному листу могут привариваться опорные (центрирующие) пластинки шириной до 100 мм.

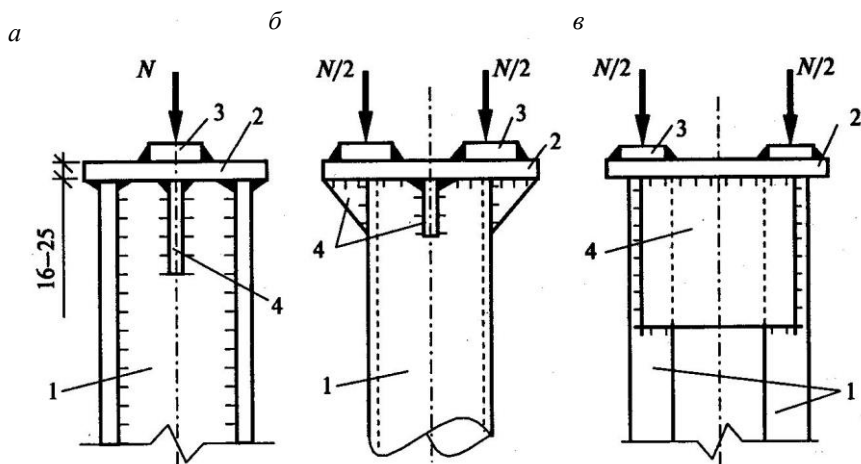


Рисунок 6.5 – Оголовки стальных колонн с различным сечением стержней:

- а – двутавр; б – труба; в – четыре уголка;
 1 – стержень колонны; 2 – опорная плита; 3 – центрирующая пластинка;
 4 – ребро жесткости

6.3 Базы центрально-сжатых стальных колонн

База колонны предназначена для распределения нагрузки и передачи ее на фундамент. Если нагрузку не распределить, то такая колонна раздавит бетон фундамента, так как прочностные стали и бетона различны, и относительно небольшая площадь сечения стального стержня будет передавать значительные напряжения на бетон. База также обеспечивает крепление колонны к фундаменту.

В центрально-сжатых колоннах применяют два типа баз: с фрезерованным торцом и с распределительной конструкцией – траверсой. В простейшем случае база центрально-сжатой колонны состоит из опорной плиты, к которой приварен стержень колонны. Колонна передает давление на фундамент через опорную плиту. В базе колонны расчету подлежат размеры опорной плиты (площадь и толщина листа), высота и толщина траверсы и др. Для тяжело нагруженных внецентренно сжатых колонн расчет базы значительно усложняется. В простейших случаях расчетом следует определить размеры опорной плиты (длину и ширину).

Толщина опорной плиты в этом случае может приниматься без расчета в пределах 20–60 мм.

Размеры опорной плиты (ширина B и длина L) определяют из условия прочности материала фундамента (бетона) и назначаются по требуемой площади A_f , увязываются с контуром колонны (свесы опорной плиты должны быть не менее 40 мм) и согласуются с сортаментом.

База с распределительной конструкцией (траверсой) позволяет уменьшить толщину опорной плиты, так как траверса способствует распределению усилия от стержня колонны по опорной плите. Колонны с такими базами фиксируют в проектном положении при помощи установочных болтов, далее все бетонируется до верхнего обреза плиты и она закрепляется анкерными болтами. Диаметр анкерных болтов принимают

конструктивно 20–30 мм. Толщина траверсы принимается 10–20 мм.

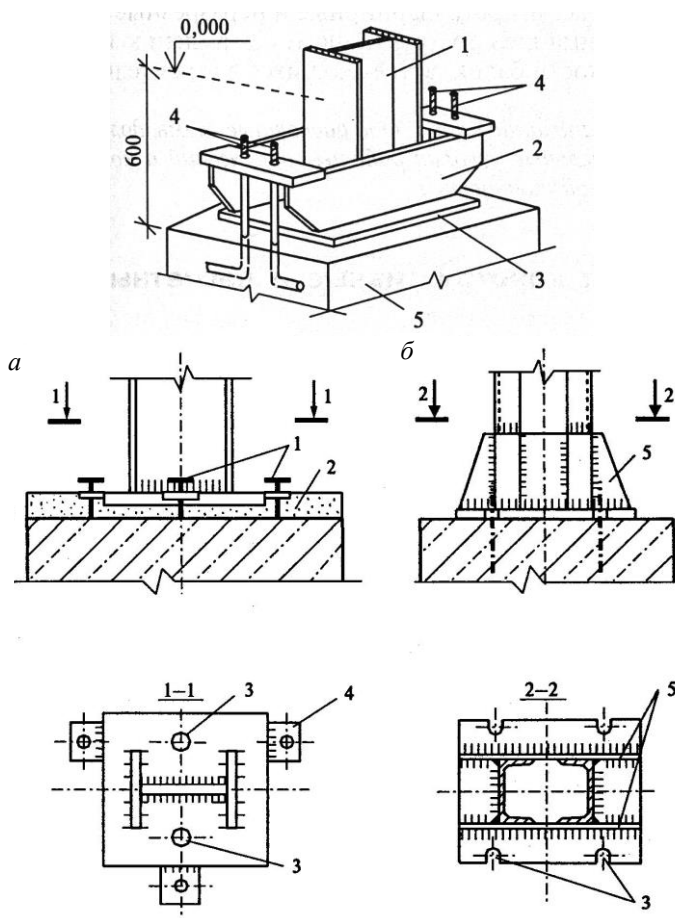


Рисунок 6.6 – Базы центрально-сжатых колонн:

а – база без траверсы; б – база с траверсой;

1 – анкерные болты, 2 – бетон омоноличивания, 3 – отверстия анкерных болтов, 4 – анкерные пластины, 5 – траверса, 6 – опорная плита, 7 – стержень колонны

6.4 Внецентренно сжатые колонны

Внецентренно сжатой колонной считается колонна, в расчетном сечении которой действуют продольная сила N и изгибающий момент M . Такие колонны широко применяют в каркасах производственных зданий (с крановыми нагрузками и без них).

В зависимости от конструктивного решения стержня различают три типа внецентренно сжатых колонн производственных зданий:

- постоянного по высоте сечения с консолью для подкрановой балки, применяемые при высоте до нижнего пояса фермы не более 12 м, и грузоподъемностью мостовых кранов не более 20 т;

- переменного по высоте сечения (ступенчатые) сплошные и сквозные широко применяемые в каркасах промышленных зданий при большей градации грузоподъемности мостовых кранов (более 20 т);

- раздельного типа, применяемые в цехах с тяжелым режимом работы при грузоподъемности кранов более 150 т и сравнительно небольшой высоте (до 20 м). В таких колоннах ветви жестко связаны между собой гибкими в вертикальной плоскости планками. В результате каждая из ветвей выполняет самостоятельную функцию: основная шатровая ветвь работает в системе поперечной рамы, воспринимая нагрузку от покрытия, стенового ограждения и от поперечного воздействия мостовых кранов; подкрановая стойка работает как центрально-сжатая от действия только вертикального давления мостовых кранов.

Расчет внецентренно сжатых колонн производят с учетом их работы в системе поперечного каркаса здания, поэтому расчетные усилия в колоннах определяют с помощью ЭВМ, позволяющих учитывать различные комбинации усилий в элементах каркаса. Гибкость внецентренно сжатых колонн назначается аналогично центрально-сжатым колоннам.

В случае применения колонн постоянного сечения высоту сечения h обычно назначают $h = 1/15 \cdot l$ для колонн высотой 10–12 м, $h = 1/18 \cdot l$ для колонн высотой 14–16 м и $h = 1/10 \cdot l$ для колонн высотой $l \geq 20$ м. Сечение, как правило, принимается сварное двутавровое.

В колоннах переменного сечения (рисунок 6.7) высота сечения надкрановой части назначается в пределах 1/8–1/12 ее высоты.

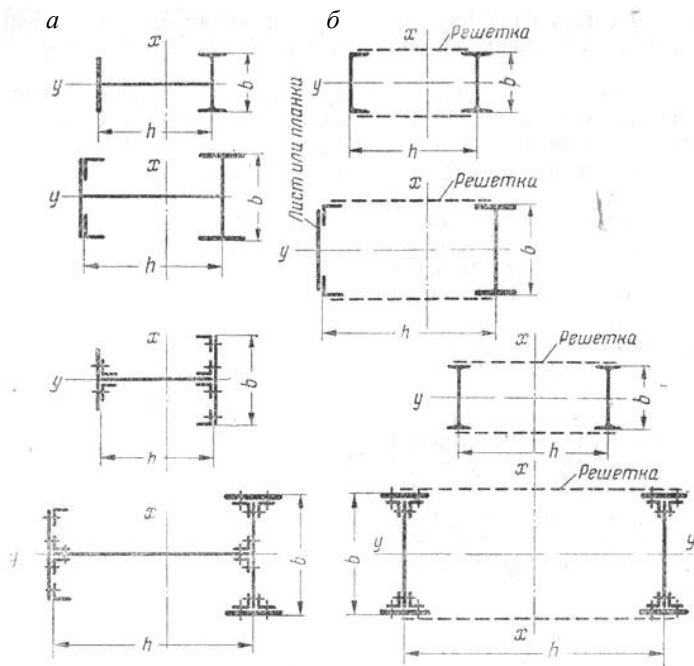


Рисунок 6.7 – Типы сечений ступенчатых колонн:

а – надкрановая часть; б – подкрановая часть;

Этот размер при кранах средней грузоподъемности обычно принимают равным 500 мм, увеличивая его только при большом значении h и при тяжелых кранах ($Q > 100$ т), а также при необходимости устройства прохода сквозь стенку колонны. В этих случаях высота сечения колонны обычно при-

нимается равной 1000 мм. Ось надкрановой части, как правило, совпадающая с серединой сечения, совмещается с разбивочной осью сооружения. Сечение надкрановой части ступенчатых колонн обычно принимается в виде сварного симметричного двутавра.

Сечения подкрановой части ступенчатых колонн могут быть сплошные и решетчатые. Сечения наружных колонн, имеющих одну подкрановую ветвь, как правило, несимметричны, поскольку эту ветвь, на которую приходится большая нагрузка, делают более мощной; сечения средних колонн в многопролетных зданиях с кранами одинаковой грузоподъемности симметричны.

Подкрановые ветви ступенчатых колонн проектируются двутаврового сечения; наружную (шатровую) ветвь обычно делают швеллерного типа или из листа с гладкой наружной поверхностью, необходимой для удобного примыкания стеновых блоков. Высота сечения подкрановой части ступенчатой колонны определяется стандартными пролетами крановых мостов, кратными 0,5 м, и пролетами цеха, которые принимаются кратными 3 м. Расстояния λ между осью кранового пути и разбивочной осью принимают большей частью 0,75 или 1 м, учитывая габариты приближения кранов к телу колонны.

Высота сечения колонны h зависит также и от высоты колонны H , поскольку она определяет жесткость сооружения, характеризуемую горизонтальными прогибами.

6.5 Фундаменты под колонны

В тех случаях, когда необходимо глубокое заложение фундаментов, колонны ставят на подколонники, а последние на фундаменты. Фундаменты под колонны и подколонники делают из бетона марки 200, армированного стальными сетками. На фундамент может опираться одна, две или четыре колонны.

Глубина заложения фундаментов колонн здания зависит от глубины заложения фундаментов под оборудование (вблизи колонн) расстояния между колонной и оборудованием, характеристики грунта и нагрузок, которые несут колонны.

В настоящее время наметилась тенденция при проектировании новых производственных зданий задаваться таким заглублением колонн, чтобы в дальнейшем при необходимости можно было бы производить земляные работы, не опасаясь нарушения прочности здания вследствие осыпания грунта.

Для крановых зданий принимают глубину колонн 8 м, для бескрановых зданий – 4,5–5 м.

Существует три основных способа установки колонны на фундамент:

- 1) на стальные подкладки толщиной 40–60 мм между опорной плитой и верхом фундамента с последующей заливкой зазора цементным раствором;
- 2) на выверенную поверхность фундамента без последующей подливки;
- 3) на заранее установленные опорные плиты базы.

Первоначально на фундамент с большой точностью устанавливают опорные плиты с верхней фрезерованной поверхностью. Точную выверку плит производят при помощи установочных болтов или спец кондуктора. После выверки под плиты подливают цементный раствор. Колонну собирают в кондукторе, который обеспечивает точное совмещение опорных плоскостей обеих ветвей. Ветви колонн имеют фрезерованные торцы. Устанавливают колонну, надевают на анкерные болты анкерные плитки и болтами колонну плотно притягивают к фундаменту, колонну приваривают к опорной плите.

Контрольные вопросы

1. Как классифицируются колонны?
2. Какие колонны применяются в промзданиях?
3. Из каких частей состоит колонна, их назначение?
4. Что определяет высоту колонны?

7 БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПОКРЫТИЯ

7.1 Области применения

Здания общественного и специального назначения, производственные здания, имеющие большие пролеты, целесообразно перекрывать металлическими конструкциями.

Здания общественного назначения – театры, выставочные павильоны, концертные и спортивные залы, крытые стадионы, рынки, вокзалы имеют большие пролеты, обусловленные эксплуатационными и архитектурными требованиями.

Здания специального назначения – ангары, гаражи, троллейбусные парки проектируют без внутренних колонн исходя из удобства размещения и эвакуации машин.

В промышленном строительстве большие пролеты встречаются в сборочных цехах самолетостроительных, судостроительных и машиностроительных заводов, где они обусловлены или крупными габаритами собираемых машин (судов, самолетов), или требованиями технологического процесса.

Большепролетные системы проектируют однопролетными, что вытекает из основного эксплуатационного требования – отсутствия промежуточных опор.

В большепролетных сооружениях применяются разнообразные конструктивные решения – балочные, рамные, арочные, пространственные и висячие-вантовые.

7.2 Балочные конструкции

Балочные конструкции применяют в случаях, когда опоры не могут воспринять распорных усилий – при опирании на стены, каменные или железобетонные колонны. Основными несущими элементами являются фермы. Очертание большепролётных ферм и схема решетки определяется пролётом, типом кровли и конструкцией подвесного потолка. Хорошую основу для устройства большепролётных балочных систем

дают трехгранные фермы с предварительным напряжением, удобные в транспортировании и монтаже (рисунок 7.1).

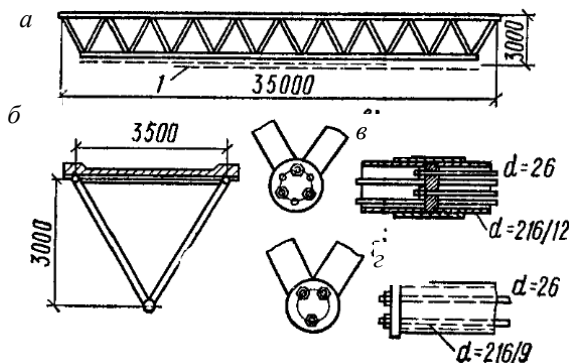


Рисунок 7.1 – Трехгранная ферма:

а – схема; б сечения; в – промежуточное крепление натяжного устройства;
г – концевое крепление натяжного устройства;
1 – натягающие элементы затяжки

7.3 Рамные и арочные покрытия

Рамы применяются в основном сквозные с мощным ригелем и стойками небольшой высоты. Они могут быть двухшарнирными, трехшарнирными и бесшарнирными (рисунок 7.2). При расположении шарниров в местах сопряжения ригеля со стойками значительно упрощается монтаж конструкций, но зато более мощными получаются фундаменты и отсутствуют разгружающие ригель опорные моменты. Чтобы упростить статический расчёт, сквозные лёгкие рамы можно приводить к эквивалентным сплошным. Мощные сквозные рамы рассчитывают как решётчатые системы с учётом деформации всех стержней решетки. Прогиб большепролётных рам определяется только от временной нагрузки, прогиб от постоянной компенсируется соответствующим строительным подъёмом. Ригели и стойки сплошных рам проектируют сварными двутаврового сечения, их несущую способность проверяют по формулам для внецентренно сжатых стержней.

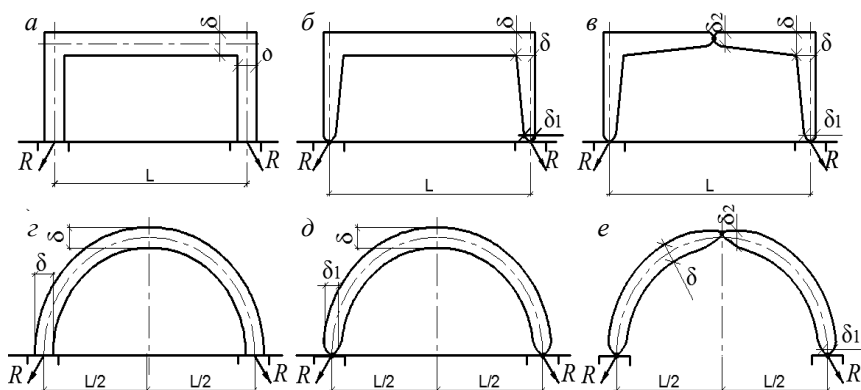


Рисунок 7.2 – Схемы рам и арок

По затрате металла арки оказываются значительно более выгодными по сравнению с рамами и балками. Двухшарнирные и трёхшарнирные арки могут легко деформироваться вследствие свободного поворота в шарнирах, и благодаря этому существенного увеличения напряжений от температуры и осадок в них не возникает. Бесшарнирные арки имеют наиболее благоприятное распределение моментов по пролету и поэтому оказываются самыми легкими, однако они требуют устройства более мощных опор и расчёта на температуру. Для восприятия распора целесообразна затяжка. Арки проектируют в основном с параллельными поясами либо с изломом верхнего пояса у опор (реже серповидные). Высоту сечения сплошных арок назначают $1/50$ – $1/80$ пролёта, сквозных $1/30$ – $1/60$ пролёта. Сплошные арки обычно проектируют в виде широкополочного двутавра, сквозные – аналогично легким фермам. Опорные шарниры могут быть трёх типов: плиточные, пятниковые, балансирные.

Особенности работы и конструкции

В отличие от балки, которая испытывает нормальное механическое напряжение, арка испытывает касательное меха-

ническое напряжение, из-за чего возникает горизонтальная опорная реакция (распор).

При увеличении стрелы подъема уменьшается распор арки. Ось арки подбирают так, чтобы сжатие на изгиб было минимальным; тогда арка будет наиболее прочной и стойкой. Усилия в арке зависят от ее формы. Простейшие арки имеют форму полукруга, однако теоретически наиболее прочными являются арки с формой параболы или цепной линии.

Распор можно передавать на специальные пилоны или контрфорсы, конструкцию трибун в спортивно-концертных комплексах, непосредственно на фундаменты. При слабых грунтах под полом может быть устроена затяжка.

Рациональной осью арки называется ось такого очертания, при которой изгибающие моменты во всех сечениях арки равны нулю.

Особенностью работы рам можно назвать большие моменты, возникающие в конструкции в месте излома. Для этого сечение проектируется усиленным.

Особенности расчета

Главной особенностью расчета является дополнительное усилие, называемое распором.

Арки рассчитываются на вертикальные и ветровые нагрузки. Усилия в поясах сквозных арок с параллельными поясами определяют при наихудшей комбинации нагрузок. Продольная сила в арке распределяется между поясами обратно пропорционально их расстояниям до центра тяжести сечения, а усилие от момента получается делением его величины на расстояние между центрами тяжести поясов.

$$N_{II} = \frac{Na}{h} \pm \frac{M_x}{h} \quad N = Q / \sin \alpha, \quad (7.1)$$

где a – расстояние от центра тяжести сечения до противоположного пояса;

α – угол наклона элемента к оси арки.

При расчете раскосов необходимо учитывать дополнительные напряжения, возникающие от обжатия поясов. Сечения стержней арки подбираются так же, как сечения элементов ферм. Кроме того требуются проверки устойчивости.

Усилия в любом сечении арки:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_x^0 - Hy \\ N_x &= Q_x^0 \sin \alpha + H \cos \alpha \\ Q_x &= Q_x^0 \cos \alpha - H \sin \alpha \end{aligned} \right\}, \quad (7.2)$$

где M_x^0 , Q_x^0 – как в простой балке пролета l ;

H – распор;

α – угол наклона оси арки.

Технология монтажа

Общие принципы организации и технологии монтажа большепролетных зданий отличаются следующими особенностями:

- здания в плане по размерам превосходят радиус действия монтажных кранов, используемых в промышленно-гражданском строительстве.

- ряд конструктивных элементов (тяжелые балки, рамные элементы, арки, фермы, структуры) из-за их значительной массы приходится монтировать либо частями, либо поднимать, используя синхронно работающие два и более монтажные механизмы.

- большепролетные здания и сооружения характеризуются наличием различного по назначению технологического оборудования, монтаж которого по трудоемкости работ нередко составляет до 50 % общих трудозатрат возведения здания или сооружения.

- работы по монтажу строительных конструкций покрытия, как правило, приходится совмещать с монтажом технологического оборудования (до и после монтажа), что значительно осложняет весь процесс возведения здания. Практика возведения большепролетных конструкций выработала ряд мето-

дов монтажа их строительной формы, присущих только этому типу зданий, а именно: метод продольного монтажа, метод поперечного монтажа.

7.4 Перекрестно-стержневые плиты

Плоские сетчатые покрытия (структуры) (рисунок 7.3) представляют собой конструкции, образованные из различных систем перекрестных ферм. В каждой структуре можно выделить многократно повторяющийся объемный элемент – кристалл.

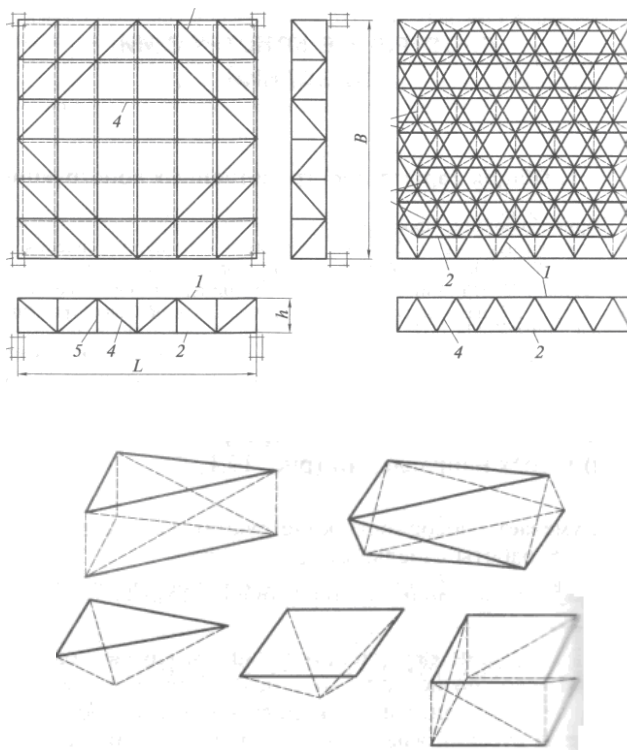


Рисунок 7.3 – Структурные конструкции

Структуры, образованные из перекрестных ферм, идущих в трех направлениях, имеют статически неизменяемые кристаллы, могут работать на кручение и поэтому являются наиболее жесткими. Применение труб более экономично по сравнению с уголками. Оптимальный угол наклона раскосов 45° . При проектировании наиболее сложный узел – узел сопряжения стержней. Структурная конструкция представляет собой многократно статически неопределимую систему. При упрощенном расчёте конструкция рассматривается как ортотропная пластинка с упругими характеристиками и граничными условиями, соответствующими стержневой конструкции.

К недостаткам структурных систем относятся повышенная трудоемкость сборки.

Особенности расчета

Внешние нагрузки, действующие на структурную плиту, приводятся к узловым аналогично плоскостным конструкциям. Статический расчет, как правило, выполняется на ЭВМ ввиду многократной статической неопределимости системы.

Результаты расчета существенно зависят от заданных соотношений жесткостей элементов структуры. Поэтому его следует проводить методом итераций, сопровождая статический расчет подбором сечений стержней. При этом помимо требований прочности и устойчивости стержней нужно учитывать дополнительные ограничения: наибольший прогиб всей системы, предельные гибкости элементов и минимальные калибры профилей, определяемые технологическими требованиями.

Технология монтажа

Укрупнительная сборка Блоки покрытия собирают на стендах у места подъема или в стороне от места монтажа, либо на конвейерной линии с последующей доставкой блока в зону монтажа.

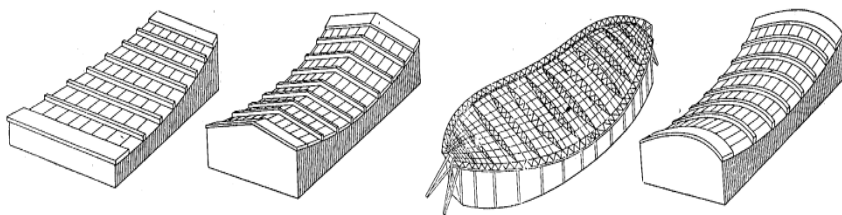
На стенде у места подъема работы ведут в такой последовательности. Устанавливают торцевые фермы и элементы нижнего пояса. Собирают элементы верхнего пояса и последними — наклонные элементы, примыкающие к нижним и верхним поясам. Каждый блок укрупняют от середины к краям. На стенде в стороне от места монтажа работы ведут в той же последовательности, а затем укрупненный блок перемещают на стендовых тележках в зону монтажа.

Блоки покрытия в проектные положения поднимают кранами (башенными, гусеничными, автомобильными) или шеврами. Часто я монтажа используют два крана, которые размещают с двух противоположных сторон блока покрытия.

Узел опирания крепят сразу же после установки блока с лестниц, навешенных на оголовки колонн. Опорные элементы капители приваривают к оголовку колонны крепят другим способом.

7.5 Цилиндрические покрытия

Односетчатые оболочки, перекрывающие прямоугольное в плане помещение, проектируют в виде цилиндрической поверхности, по которой расположены стержни, образующие сетки различной системы. Наиболее проста сетка ромбического рисунка, однако она не обеспечивает необходимой жесткости в продольном направлении и работает как свод в поперечном.



Особенности расчета

При расчете свода вырезают полосу шириной в одну ячейку, для которой определяют значения изгибающих моментов и нормальных сил. Сечение подбирают по величинам $M = M_0 / 2\sin\alpha$; $N = N_0 / 2\sin\alpha$ (угол между стержнем и образующей свода). Чтобы увеличить жесткость оболочки, целесообразно крайние свободные грани усилить вертикальными и горизонтальными бортовыми элементами. Конструктивные схемы двухсетчатых оболочек аналогичны схемам двухсетчатых плоских плит. Для расчёта оболочку приводят к сплошной и используют приведенные характеристики.

Технология монтажа

Для восприятия распора, создаваемого панелями на монтаже, диафрагмы, расположенные друг против друга, соединяются между собой монтажными тросами с талрепами по концам.

При монтаже покрытия из цилиндрических панелей размером 3×12 м при шаге колонн 12 м плиты укладываются непосредственно на контурные диафрагмы, которые на период монтажа усиливаются временными затяжками.

При шаге колонн 24 и 36 м монтаж покрытия ведется с использованием инвентарных передвижных монтажных ферм.

Монтаж ведется при помощи двух башенных кранов.

7.6 Купольные покрытия

Купола бывают ребристые, ребристо-кольцевые, сетчатые (рисунок 7.5). Конструкции ребристых куполов состоят из отдельных плоских или пространственных ребер, расположенных в радиальном направлении и связанных между собой прогонами. Ребра купола могут быть сплошного сечения или сквозными. В вершине купола располагается кольцо. Распор воспринимается стенами или опорным кольцом.

Если в ребристом куполе увеличить связность системы, то можно получить сетчатые купола с шарнирным соединением стержней в узлах. В сетчатых куполах между ребрами и кольцами располагаются раскосы, благодаря которым усилия распределяются по поверхности купола и стержни работают только на осевые силы, что уменьшает вес ребер и колец.

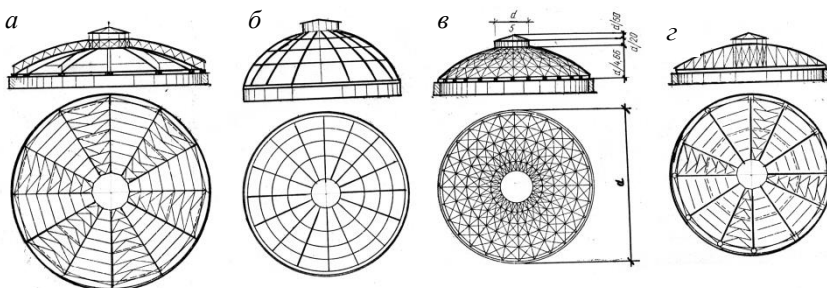


Рисунок 7.5 – Купольные покрытия:

а – ребристое; б – ребристо-кольцевые; в, г – сетчатое

Особенности расчета

Ребристый купол при расчёте на вертикальную симметричную нагрузку может быть расчленен на отдельные арки. При расчете на горизонтальную ветровую нагрузку конструкцию расчленяют на диаметрально расположенные арки. В ребристо-кольцевых куполах кольцевые прогоны с ребрами составляют одну жесткую пространственную систему. В этом случае кольцевые прогоны не только работают на изгиб от реакций промежуточных ребер, но и воспринимают растягивающие или сжимающие кольцевые усилия.

Технология монтажа

Несущую конструкцию купола собирают из укрупненных конструктивных элементов. Монтаж с помощью центральной мачты с опорным кольцом сверху начинают со сборки мачты и оснащения ее стремянками, подмостями и монтажными приспособлениями. Собранный мачту поднимают одним или

двумя самоходными кранами, выверяют и раскрепляют ван-тами. После этого устанавливают верхнее опорное кольцо. Укрупненные на земле ребра купола монтируют попарно с двух диаметрально противоположных сторон, опирая внизу на опорную коробчатую балку, а вверху – на опорное кольцо. Между собой ребра соединяют кольцевыми прогонами, верхний из которых образует на вершине купола отверстие, закрываемое затем вентиляционной шахтой.

7.7 Висячие металлические покрытия

Особенности работы

Висячими (подвесными, вантовыми) называют покрытия, в которых основные элементы пролетной несущей конструкции работают на растяжение. Работа на растяжение, позволяющая полностью использовать площадь сечения ванта, и высокая прочность материала приводят к тому, что масса несущей конструкции относительно мала, а следовательно эффективность их увеличивается с пролетом. Для восприятия распора необходима опорная конструкция. К специфическим особенностям относится их повышенная деформативность, связанная с низким модулем упругости тросов по сравнению с прокатом. Кроме того, висячие покрытия являются системами мгновенно-жесткими, т. е. системами, которые работают упруго лишь на равновесные нагрузки, а при действии неравновесных нагрузок в них помимо упругих деформаций появляются еще и кинематические перемещения. Чтобы их уменьшить покрытия часто проектируют со специальными стабилизирующими устройствами и предварительно натягивают. Учитывая большую распорность таких систем, форму в плане целесообразно принимать круглой, овальной или многоугольной, что облегчает восприятие распора. В связи с этим они применяются, в основном, для покрытий спортивных зданий, крытых рынков, выставочных павильонов, складов, гаражей и других зданий больших пролетов.

Конструкции

В состав вантовых висячих покрытий входят гибкие ванты (стальные канаты или арматурные стержни), располагаемые в радиальном направлении (рисунок 7.5, а), в ортогональных направлениях (рисунок 7.5, б) или параллельно друг другу в одном направлении (рисунок 7.6).

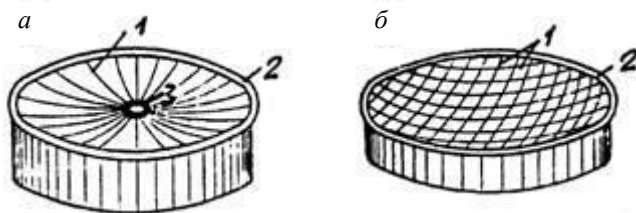


Рисунок 7.5 – Системы висячих вантовых покрытий:
а – радиальное расположение вант; б – ортогональное;
1 – ванты; 2 – опорный контур; 3 – центральное кольцо

Криволинейные замкнутые опорные контуры работают преимущественно на сжатие, а центральное кольцо – на растяжение. В этих случаях на поддерживающие покрытие конструкции (стены, колонны, рамы) передаются только вертикальные силы. В отличие от этого при незамкнутых контурах распор передается на несущие конструкции здания, что требует устройства анкерных фундаментов, работающих на выдергивание, или стен с контрфорсами и т. п. На систему вант укладываются плиты из легкого железобетона или металлические с полимерным утеплителем, трехслойные и др.

Системы висячих вантовых покрытий отличаются большим разнообразием. Нередко применяют шатровую вантовую систему, при которой центральное кольцо покоится на колон-

не и поднимается на более высокую отметку, чем опорное контурное.

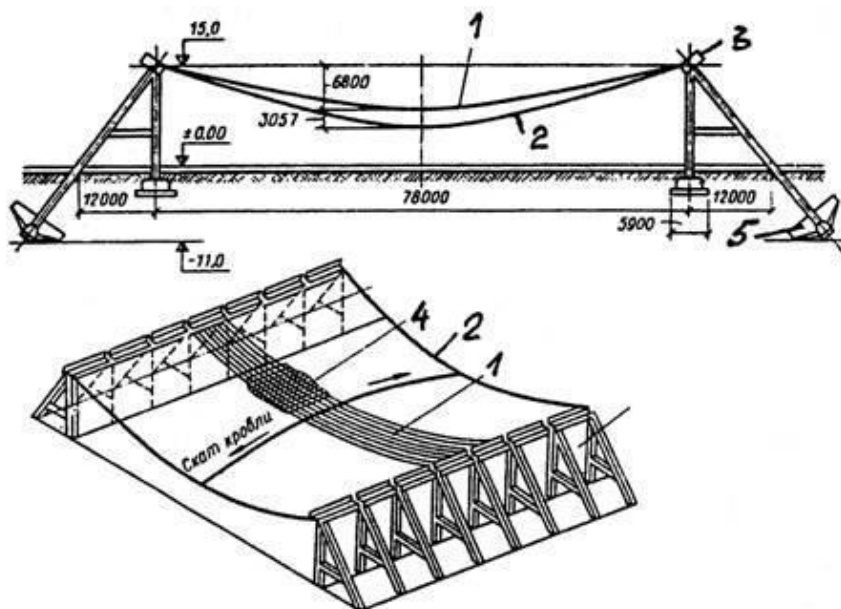
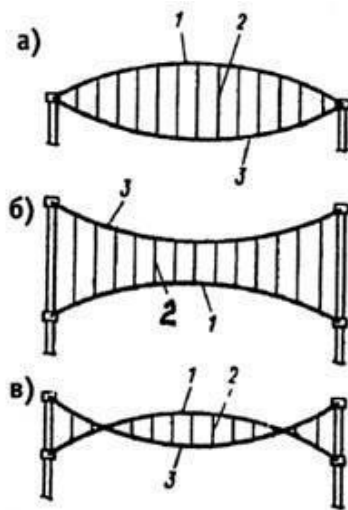


Рисунок 7.6 – Висячее вантовое покрытие гаража в Красноярске:
1, 2 – ванты соответственно в середине и в торце; 3 – опорный контур;
4 – железобетонные плиты; 5 – анкерный фундамент

Примером такой системы может служить покрытие автобусного парка в Киеве диаметром 161 м. Описанные выше системы являются однопоясными. Кроме них применяются также двухпоясные системы (особенно при больших ветровых нагрузках), в которых стабилизация покрытия осуществляется с помощью контура обратной кривизны. В таких системах несущие ванты имеют выгиб вниз, а стабилизирующие – вверх. Стабилизирующие ванты с установленным на них настилом могут быть расположены над несущими, что вызывает сжатие

распорок (рисунок 7.7, а). При расположении стабилизирующих тросов под несущими вантами связи между ними будут растянутыми (рисунок 7.7, б). Возможен и третий вариант, при котором несущие и стабилизирующие тросы пересекаются,



ся, а стойки сжаты в средней части покрытия и растянуты – в крайних (рисунок 7,7, в).

Рисунок 7.7 – Двухпоясные вантовые системы:
1 – стабилизирующие ванты; 2 – стойки; 3 – несущие ванты

Большое распространение в зарубежной и отечественной практике получили также висячие тонколистовые системы – мембранные покрытия.

Они представляют собой пространственную конструкцию из тонкого металлического листа (стального или из алюминиевых сплавов) толщиной в несколько миллиметров, закрепленного по периметру в опорном контуре. Их преимущества состоят в совмещении несущей и ограждающей функций, а также в повышении индустриальности изготовления. В некоторых случаях вместо сплошной мембраны покрытие образуется из отдельных, не соединяемых друг с другом, тонких

стальных лент. Располагаемые в двух взаимоперпендикулярных направлениях ленты могут переплетаться, что предотвращает их расслаивание.

Сплошное мембранное покрытие успешно применено для универсального стадиона на проспекте Мира в Москве, размеры, в плане которого достигают 183×224 м (рисунок 7.8).

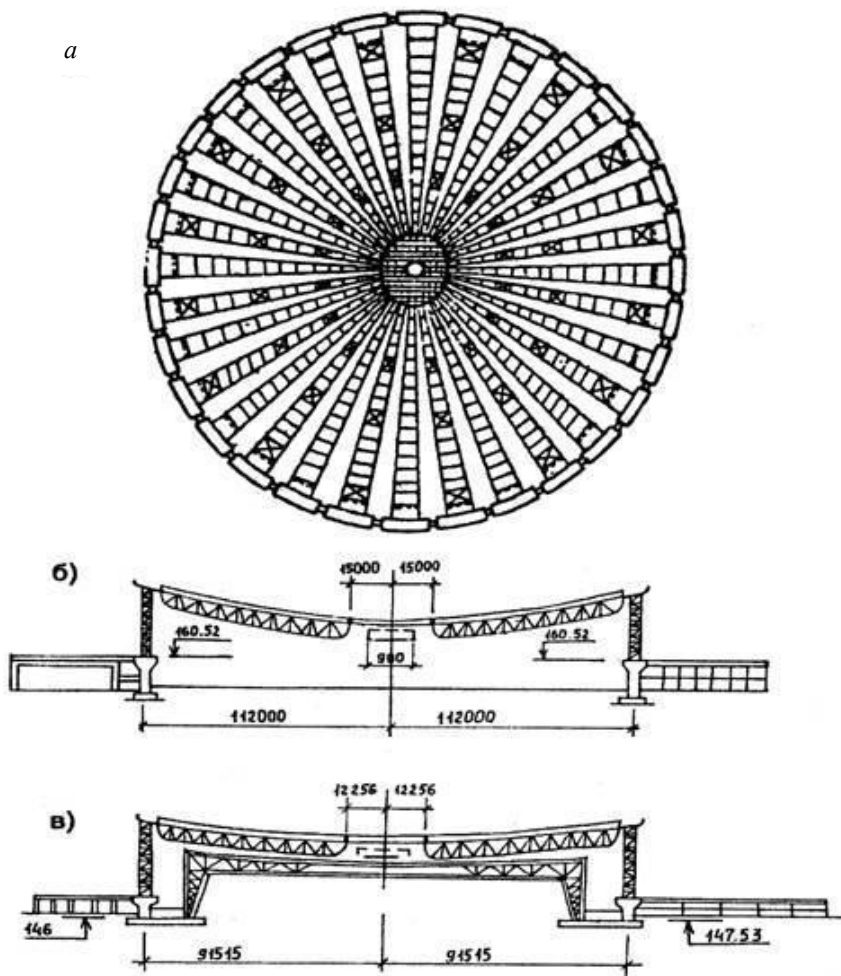


Рисунок 7.8 – Конструктивная схема покрытия универсального стадиона на проспекте Мира в Москве (стальная мембрана толщиной 5 мм):
а – план; б – продольный разрез; в – поперечный

В состав спортивного комплекса, построенного в г. Бишкеке, входит зал на 3 тыс. зрителей, покрытие которого решено в виде предварительно напряженной мембранно-балочной висячей системы (рисунок 7.9). Каркас здания выполнен из монолитного здания железобетона в виде раскосных ферм, расположенных по периметру размерами в плане $42,5 \times 65,15$ м. Покрытие состоит из собственно мембраны толщиной 2 мм, продольных прогонов и поперечных балок – распорок. Утеплитель в виде минераловатных матов подвешен к мембране снизу, потолок выполнен из штампованных алюминевых элементов.

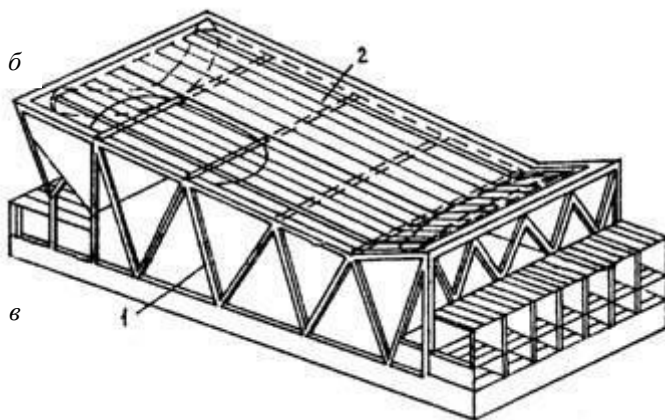


Рисунок 7.9 – Конструктивная схема здания дворца спорта в Бишкеке:
1 – каркас здания; 2 – мембранно-балочная висячая система

Мембранные покрытия использованы и в ряде других большепролетных зданиях. Так, в Санкт-Петербурге универсальный спортивный зал диаметром 160 м перекрыт мембранной оболочкой толщиной 6 мм. Подобными оболочками пере-

крыты также универсальный спортивный зал с размерами в плане 66×72 м на 5 тыс. зрителей в Измайлово (Москва), здание плавательного бассейна «Пионер» с размерами в плане 30×63 м в Харькове и др.

Конструкции комбинированных вантовых покрытий весьма разнообразны. Их характерной особенностью является наличие жесткой конструкции, поддерживаемой вантами.

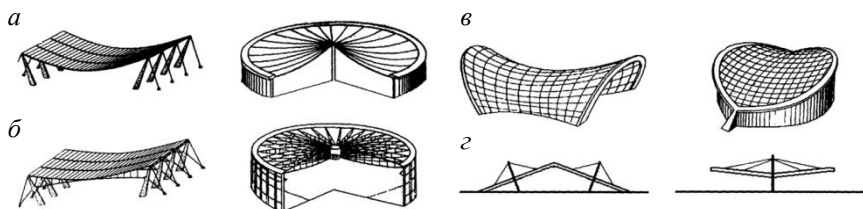


Рисунок 7.10 – Системы висячих покрытий:

а – однопоясные; б – двухпоясные; в – перекрестные; г – комбинированные

Висячие системы являются распорными. Для погашения распора применяют мощные опорные конструкции в виде изогнутых колонн и пилонов, рам и конструкций трибун, оттяжек, а также замкнутых опорных контуров, которые воспринимают большие усилия и требуют значительного расхода материала. Все эти устройства усложняют и удорожают висячие конструкции и в значительной мере снижают эффект от их применения.

Для уменьшения кинематических перемещений в висячих системах проектируют стабилизирующие устройства: пригруз весом более 1 кН/м^2 ; предварительное напряжение несущего троса (вогнутого) стабилизирующим (выпуклым) с помощью распорок элементов.

Особенности расчета

Расчет покрытий с радиальным расположением вант

Покрытие, круглое в плане, с расстоянием между вантами b (по периметру покрытия), нагружено равномерно распреде-

ленной (по проекции покрытия) нагрузкой q . Каждую нить при такой нагрузке рассчитывают самостоятельно.

Учитывая, что опоры ванты находятся на одном уровне и что реактивное давление направлено по касательной к оси ванты в месте закрепления, вертикальные составляющие опорных реакций ванты в силу симметрии грузовой схемы:

$$A = B = 0,5qbr. \quad (7.3)$$

Составим уравнение моментов сил на левой половине ванты относительно точки O , находим:

$$H = qbr^2/6f_c. \quad (7.4)$$

Ванты рассчитывают на усилие:

$$N_B = \sqrt{A^2 + H^2}. \quad (7.5)$$

Сжимающее усилие N в кольце, находящемся под погонным радиальным давлением $H_1 = H/b$:

$$N = H_1 \cdot r = qr^3/6f_c. \quad (7.6)$$

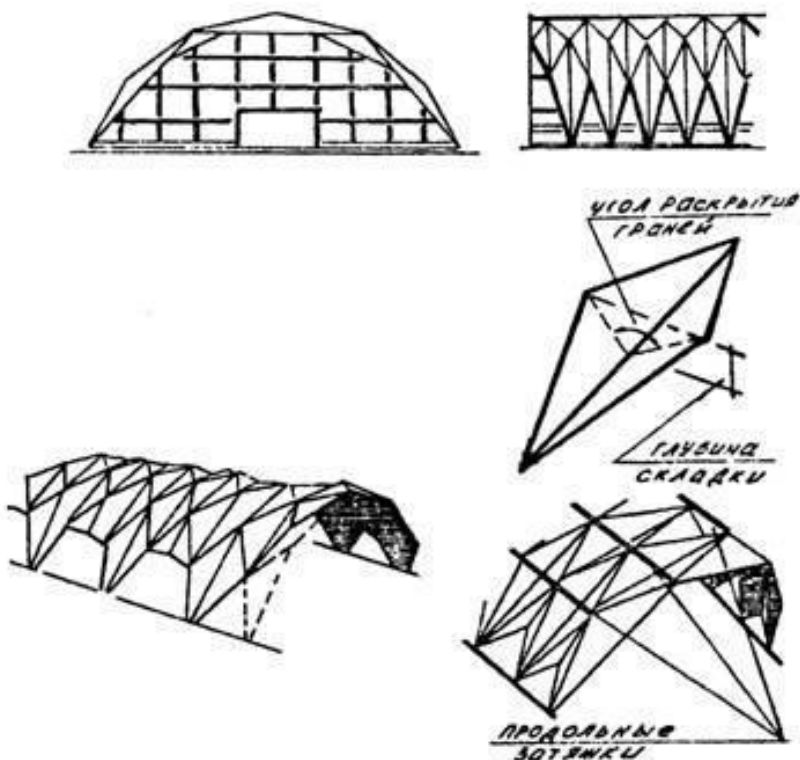
Технология монтажа

Монтаж висячих покрытий состоит из:

- монтажа колонн;
- монтажа наружного опорного кольца;
- установки средней стойки с домкратами;
- установки центральных опорных колец;
- изготовления вант;
- монтажа вантовых полуферм;
- первоначального натяжения полуферм;
- монтажа панелей покрытия с заделкой стыков;
- рабочего натяжения вантовой системы;
- окончательного замоноличивания плит покрытия.

Складчатые своды покрытий – пространственная конструкция, которая может быть выполнена из металла (стали, алюминиевых сплавов), железобетона, пластмасс.

Особенно эффективны такие покрытия из алюминиевых сплавов. Основным конструктивным элементом в последних может служить лист ромбовидной формы (рисунок 7.11), согнутый вдоль большей диагонали. Сопряжения ромбовидных элементов между собой может осуществляться при помощи цилиндрических шарниров или жесткими фланцевыми сочленениями. Для повышения пространственной жесткости покрытия (особенно при шарнирных сопряжениях) необходимо предусматривать установку продольных затяжек по выступающим узлам складчатого свода.



7.8 Металлические резервуары, бункера, силосы и газгольдеры

Особенности работы

Основная особенность листовых конструкций – характерно двухосное напряженное состояние, а в местах сопряжения различных оболочек, на участках заземления их у колец жесткости, крыш и днищ возникают местные напряжения, быстро затухающие по мере удаления от этих участков. Листовые конструкции почти всегда совмещают несущие и ограждающие функции. Большинство листовых конструкций является тонкостенными оболочками вращения. Особенностью оболочек по сравнению с пластинами является то, что внешняя нагрузка уравнивается в них в основном нормальными и сдвигающими усилиями, поэтому оболочки работают главным образом на растяжение и сжатие, в связи, с чем материал в них используется более выгодно.

Резервуар – сосуд для хранения нефтепродуктов, воды и др. жидкостей. Широкое распространение имеют вертикальные и горизонтальные цилиндрические резервуары. Основные элементы: стенка, днище, крыша. Стенка корпуса является несущим элементом и рассчитывается на прочность как цилиндрическая оболочка, работающая на растяжение от действия гидростатического давления. Кроме того необходим расчет на устойчивость.

Газгольдер – сосуд для хранения и смешивания газов. Газгольдеры делятся на две группы: постоянного объема, переменного объема (мокрые и сухие). Расчёт аналогичен резервуарам.

Бункерами называются саморазгружающиеся емкостные сооружения с высотой вертикальной части, не превышающей

полуторного минимального размера в плане, которые предназначены для длительного хранения и перегрузки сыпучих материалов. При этом обычно плоскость обрушения, проведенная из нижней точки вертикальной части при предельном заполнении, пересекает свободную поверхность сыпучего материала внутри бункера.

Силосами называются саморазгружающиеся емкостные сооружения с высотой вертикальной части, превышающей полуторную величину диаметра или меньшего размера в плане, которые предназначены для длительного хранения и перегрузки сыпучих материалов. Для силосов диаметром 18 м и более отношение высоты вертикальной части к диаметру может быть менее 1,5.

Бункера и силосы – емкости для хранения сыпучих материалов. Расчет производится отдельно для коробки и воронки бункера. Плоские стенки рассчитывают как пластинки, которые под воздействием равномерно распределенного давления сыпучего материала находятся в состоянии цилиндрического изгиба.

Особенности расчета

Налитая в резервуар жидкость вызывает в материале стенок конструкции напряжение, которое сопротивляется усилию разрыва, пропорциональному высоте уровня налитой в резервуар жидкости и его диаметру. Таким образом, наибольшее напряжение в материале резервуара будет вызываться в его нижнем кольце, а верхнее кольцо будет испытывать минимальные нагрузки. Если определить толщину стенок под условием достаточного сопротивления, величина ее для верхнего кольца будет очень мала. Тем не менее, резервуар сможет быть достаточно жестким при строго определенной толщине стенок. Днище не испытывает серьезных нагрузок, так как по всей своей площади устанавливается на заранее подготовленное плоское основание (подушку).

При расчете пренебрегают силой ветра и весом самой крыши, считая вызываемое этими силами дополнительное напряжение материала по отношению к толщине железных стенок резервуара ничтожно малым по сравнению с давлением хранимых нефтепродуктов.

Вся задача расчета резервуара сводится к определению его размеров, исходя из минимального веса, употребленного при изготовлении железа при заданном объеме.

Расчеты бункеров сводятся к определению их объема, прочности стенок, устойчивости колонн (в случае установки их на собственные колонны) и скорости истечения сыпучего груза из выпускного отверстия бункера.

На практике расчет бункеров производится приближенным, условным способом путем расчленения бункера на отдельные плоские грани каждой стороны, состоящие из вертикальной и наклонной стенок, которые рассчитываются на давление сыпучего материала независимо одна от другой. При этом в стенках бункера возникают растягивающие усилия вдоль ската и горизонтальные, а также усилия от местного изгиба стен из плоскости грани и общего изгиба в вертикальной плоскости.

Давление (вертикальное и горизонтальное) сыпучих материалов на стенки силоса:

$$P_{\text{верт}} = \rho x; P_{\text{гориз}} = \rho x k, \quad (7.7)$$

где x – глубина, на которой измеряется давление P .

Формула Янсена:

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (7.8)$$

где φ – угол внутреннего трения материала.

Технология возведения

Монтаж вертикальных резервуаров выполняют при помощи изготовленных на заводе рулонированных днищ, элементов кровли и стенок. С этой целью, на подготовленной за-

ранее площадке раскатывают рулон днища. Когда днище состоит из множества элементов, то их раскатку выполняют последовательно с последующей сваркой внахлестку.

Стенку будущего резервуара разворачивают и устанавливают непосредственно на днище. Нанесением краски предварительно размечают окружность и центр резервуара. По периметру окружности на одинаковых расстояниях друг от друга из уголков или пластин приваривают к днищу упоры, а по центру днища монтируют стойку.

При помощи крана или иных вспомогательных устройств корпусной рулон переводят в вертикальное положение. Таким устройством может быть шарнир, временно привариваемый к основанию рулона, который облегчает поворот и установку рулона в нужное место. Установку рулона производят на металлический лист, предназначенный для облегчения скольжения по днищу торца корпуса при его разворачивании.

После окончания подъема в вертикальном положении при помощи лебедки рулон разворачивают, при этом к упорам прижимают нижнюю кромку полотнища, тем самым, совмещая днище со стенкой резервуара по проектной окружности, после чего их прихватывают. Крепление троса осуществляют к временно прихваченным к стенке пластинам, которые периодически срезают кислородным резаком по мере разворачивания рулона и перемещают на новое место. Одновременно на верхней части разворачиваемой стенки выполняют монтаж щитов покрытия, или как еще называют – кровли. Некоторые узлы краном устанавливают друг к другу, при этом опирая одним концом на стенку резервуара, а другим – на центральную стойку конструкции. По окончании сборки щитовые элементы кровли сваривают в единый каркас.

Контрольные вопросы

1. Как классифицируются большепролетные металлические покрытия?

2. Каково назначение большепролетных металлических покрытий?
3. Каковы области применения резервуаров, газгольдеров, бункеров, силосов?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Конструкции из металла получают и будут получать все большее развитие и популярность. Несмотря на относительную легкость металлоконструкций по сравнению с другими материалами, их прочность в пять раз превышает прочность гранита.

Основные достоинства металлоконструкций:

- транспортабельность;
- легкость монтажа и демонтажа;
- меньший вес, чем у других конструкций;
- простота и скорость изготовления и возведения сооружений;
- надежность в эксплуатации.

Эти неоспоримые технические и экономические преимущества сделали металлические конструкции неотъемлемой частью современного строительства. Они успешно заменяют такие стройматериалы, как кирпич, дерево и железобетон, в том числе и в сфере строительства перегрузочных мостов, пандусов, эстакад трубопроводов.

Следует отметить, что эстакада из металлоконструкции намного выгоднее и экономичнее чем мост из прочих не таких долговечных строительных материалов, например, железобетона. Последний разрушается от дождя, снега и ветра раньше, чем металлоконструкции подвергаются коррозии, которую можно легко замедлить использованием качественной окраски и специальных защитных средств.

Область применения металлоконструкций огромна: помимо монтажа опор, башен, ангаров, из них строят здания, причем металл используют не только для возведения непосредственно сооружений, но и их отдельных частей. Металлоконструкции очень легкие, что и позволяет применять их в качестве основы для надстраиваемого этажа и крыши, так как они незначительно влияют на общую массу строения. Они не подвержены влиянию биологических процессов, а значит, не потребует замены и демонтажа многие десятилетия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. – М. : Стройиздат, 2011.
2. Беленя Е. И. Металлические конструкции. Общий курс / Е. И. Беленя. – М. : Стройиздат, 1985.
3. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций / А. П. Мандриков. – М. : Стройиздат, 1991.
4. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть : справочник проектировщика. – М. : АСВ, 1998.
5. Металлические конструкции. Спец. курс : учеб. пособие. – М. : Стройиздат, 1991.
6. Сетков В. И. Строительные конструкции : учебник / В. И. Сетков, Е. П. Сербин. – М. : ИНФРА, 2005.
7. Цай Т. Н. Строительные конструкции. В 2 т. Т. 1 / Т. Н. Цай. – М. : Стройиздат, 1984.
8. Кеворков В. А. Методические указания к выполнению расчетно-графической работы по металлическим конструкциям на тему «Расчет несущих металлических конструкций балочных клеток» / В. А. Кеворков, С. Л. Паниева. – Краснодар : КубГАУ, 2011.
9. Кеворков В. А. Методические указания к выполнению курсового проекта по металлическим конструкциям «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». Раздел 1. Компонировка конструктивной схемы каркаса здания / В. А. Кеворков. – Краснодар : КубГАУ, 2008.
10. Кеворков В. А. Методические указания к выполнению курсового проекта по металлическим конструкциям «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». Разд. 2. Расчет производственного здания с учетом пространственной работы с применением расчетного комплекса STARK ES / В. А. Кеворков, М. В. Губина. – Краснодар : КубГАУ, 2008.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1 ПРИМЕНЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.....	5
1.1 История развития металлоконструкций.....	5
1.2 Металлические конструкции – области применения, до- стоинства и недостатки.....	12
1.3 Достоинства и недостатки стали и металлических конструкций (МК).....	13
1.4 Основные требования, предъявляемые к металлическим конструкциям.....	17
1.5 Строительные стали. Общие сведения.....	20
1.5.1 Прочностные и деформативные характеристики стали.....	22
1.5.2. Группы сталей по механическим свойствам.....	22
1.5.3 Марки сталей для строительных конструкций.....	23
1.6 Основы расчета металлических конструкций	24
1.6.1 Метод расчета по предельным состояниям.....	24
1.6.2 Нагрузки, действующие на металлические конструкции.....	26
1.6.3 Нормативные и расчетные сопротивления стали..	33
1.7 Сортамент. Общая характеристика сортамента.....	38
1.7.1 Сталь листовая.....	40
1.7.2 Уголки.....	41
1.7.3 Швеллеры.....	42
1.7.4 Двутавры.....	42
1.7.5 Трубы.....	44
1.7.6 Вторичные профили.....	45
1.7.7 Различные профили и материалы, применяемые в строительных металлических конструкциях.....	46
2 СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	47

2.1 Сварные соединения.....	47
2.1.1 Виды сварных соединений.....	48
2.1.2 Классификация сварных швов.....	52
2.1.3 Расчет и конструирование сварных соединений....	62
2.1.3.1 Стыковые соединения.....	62
2.1.3.2 Нахлесточные соединения.....	68
2.1.3.3 Комбинированные соединения.....	76
2.1.3.4 Тавровые соединения.....	79
2.2 Болтовые соединения.....	80
2.2.1 Размещение болтов в соединении.....	83
2.2.2 Срезные соединения на болтах нормальной точности.....	86
3 БАЛОЧНЫЕ КЛЕТКИ.....	94
3.1 Общие сведения.....	94
3.2 Настил.....	100
4 ФЕРМЫ.....	102
4.1 Классификация ферм и область их применения.....	102
4.2 Компоновка конструкций ферм.....	106
4.3 Типы сечений стержней ферм.....	115
4.4 Расчет ферм.....	119
4.5 Определение усилий в стержнях ферм.....	121
4.6 Определение расчетной длины стержней.....	123
4.7 Предельные гибкости стержней.....	125
4.8 Подбор сечений элементов ферм.....	126
4.9 Подбор сечений сжатых элементов.....	127
4.10 Подбор сечения растянутых элементов.....	129
4.11 Подбор сечения элементов ферм, работающих на действие продольной силы и изгиб (внецентренное растяжение и сжатие).....	131
4.12 Подбор сечения стержней по предельной гибкости...	132
4.13 Особенности расчета и подбора сечений элементов тяжелых ферм.....	132
4.14 Конструкция легких ферм.....	133
4.15 Фермы из одиночных уголков.....	135

4.16 Фермы из парных уголков.....	136
4.17 Ферма с поясами из широкополочных тавров с параллельными гранями полок.....	141
4.18 Фермы из труб.....	143
4.19 Фермы из гнутых профилей.....	146
4.20 Оформление рабочего чертежа легких ферм (КМД)...	148
4.21 Узлы тяжелых ферм.....	148
5 СТАЛЬНАЯ КАРКАС ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ.....	151
5.1 Общая характеристика каркасов производственных зданий.....	151
5.2 Компоновка конструктивной схемы каркаса.....	153
5.3 Расчет рамы производственного здания.....	167
6 СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ.....	179
6.1 Стержни колонн.....	183
6.2 Оголовки центрально сжатых колонн.....	184
6.3 Базы центрально сжатых стальных колонн.....	186
6.4 Внецентренно сжатые стальные колонны.....	188
6.5 Фундаменты под колонны.....	190
7 БОЛЬШЕПРОЛЕТНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ПОКРЫТИЯ.....	192
7.1 Области применения.....	192
7.2 Балочные конструкции.....	192
7.3 Рамные и арочные покрытия.....	193
7.4 Перекрестно-стержневые плиты.....	197
7.5 Цилиндрические покрытия.....	199
7.6 Купольные покрытия.....	200
7.7 Висячие металлические покрытия.....	202
7.8 Металлические резервуары, бункера, силосы и газгольдеры.....	211
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	215
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	216