

**ПРИКАЗ ГОСУДАРСТВЕННОГО АГЕНТСТВА АРХИТЕКТУРЫ,
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
ПРИ КАБИНЕТЕ МИНИСТРОВ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**Об утверждении строительных норм Кыргызской Республики
СН КР 53-01:2024 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»**

В целях актуализации нормативно-технических документов в строительстве в области стальных конструкций, руководствуясь Положением о Государственном агентстве архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики (далее – Госстрой), утвержденным постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 25 июня 2021 года № 44, **приказываю:**

1. Утвердить прилагаемые строительные нормы СН КР 53-01:2024 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».
2. Пресс-секретарю обеспечить опубликование настоящего приказа на веб-сайте Госстроя.
3. Отменить действие на территории Кыргызской Республики СН КР 53-01:2022 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» со дня вступления в силу настоящего приказа.
4. Настоящий приказ вступает в силу по истечении 15 дней со дня официального опубликования.
5. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на заместителя директора Госстроя Иманакун уулу Талантбека.

Директор

Н.К. Орунтаев

СПРАВКА - ОБОСНОВАНИЕ

к проекту приказа Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики «Об утверждении строительных норм СН КР 53-01:2024 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»

1 Цель и задачи

Настоящий приказ подготовлен Государственным институтом сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования (ГИССИП) Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики (далее – Госстрой).

Целью настоящего проекта приказа Госстроя «Об утверждении строительных норм СН КР 53-01:2024 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» является актуализация и совершенствования нормативных документов в строительстве в области стальных конструкций.

Задачей проекта приказа является приведение нормативных технических документов в соответствие с Положением о системе нормативных документов в строительстве, утвержденного приказом Госстроя от 11 июня 2018 года № 13-нпа.

2 Описательная часть

Целью разработки является создание и обновление обобщающего нормативного документа, который устанавливает правила проектирования стальных конструкций обеспечению их надежности, безопасности, долговечности и экономичности. При актуализации настоящих строительных норм учтены нормативные документы Республики Узбекистана.

СН КР 53-01:2024 актуализированы взамен СН КР 53-01:2022 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Настоящие строительные нормы распространяются на проектирование стальных конструкций мостов, транспортных тоннелей и труб под насыпями.

Также, настоящие строительные нормы содержит основные положения, определяющие общие требования к стальным конструкциям, включая требования к проектированию, расчетам и конструированию.

3. Прогнозы возможных социальных, экономических, правовых, правозащитных, экологических, коррупционных последствий

Принятие данного проекта приказа не повлечет негативных социальных, экономических, правовых, правозащитных, гендерных, экологических, коррупционных последствий.

4. Информация о результатах общественного обсуждения

В соответствии с требованиями статьи 22 Закона Кыргызской Республики «О нормативных правовых актах Кыргызской Республики», проект приказа размещается на официальном сайте Госстроя для прохождения процедуры общественного обсуждения.

5. Анализ соответствия проекта законодательству

Представленный проект не противоречит нормам действующего законодательства, а также вступившим в установленном порядке в силу международных договоров, участницей которых является Кыргызская Республика.

6. Информация о необходимости финансирования

Принятие настоящего проекта приказа не повлечет финансовых затрат из республиканского бюджета.

7. Информация об анализе регулятивного воздействия

Представленный проект не требует проведения анализа регулятивного воздействия, поскольку не направлен на регулирование предпринимательской деятельности.

Директор ГИССИП

К. Канболотов

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

Система нормативных документов в строительстве

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери**

Steel structures. Design standards

Актуализированная редакция

СН КР 53-01:2022

Дата введения – 2024. __. __

1 Область применения

1.1 Настоящие нормы устанавливают основополагающие требования к стальным строительным конструкциям по обеспечению их надежности, безопасности, долговечности и экономичности. Положения настоящих норм являются обязательными и распространяются на стальные строительные конструкции новых и реконструируемых зданий и сооружений различного назначения (далее - конструкции). Положения нормативных документов обязательного и рекомендательного характера, разрабатываемых в развитие и с целью уточнения, детализации, дополнения для различных видов конструкций, не должны нарушать основных положений настоящих норм.

1.2 При проектировании различных видов и типов конструкций, в том числе находящихся в особых условиях эксплуатации (например, конструкций доменных печей, резервуаров, конструкций зданий, подвергающихся сейсмическим воздействиям, интенсивным воздействиям температуры, радиации, либо воздействиям агрессивных сред), конструкций уникальных зданий и сооружений, а также специальных видов конструкций (например, предварительно напряженных, пространственных, висячих, пролетных строений пролетом свыше 36 м, антенных сооружений высотой свыше 100 м, башенных сооружений), должны соблюдаться дополнительные требования, которые отражают

особенности работы этих конструкций. Проектирование указанных конструкций и их соединений, конструкций, не вошедших в настоящие нормы, а также объектов общей металлоемкостью свыше 200 т металла (вне зависимости от металлоемкости отдельных этапов), с целью повышения надежности и экономичности зданий и сооружений, необходимо осуществлять силами ведущих специализированных проектных организаций по стальным конструкциям.

1.3 Требования настоящих норм должны применяться при проектировании конструкций эксплуатируемых при постоянной и (или) кратковременной температуре не выше плюс 100⁰С и не ниже минус 40⁰ С.

2 Нормативные ссылки

В настоящих нормах использованы ссылки на документы, приведенные в приложении А1.

3 Определения

3.1 В настоящих нормах приведены термины и определения в соответствии с приложением А2.

3.2 Основные буквенные обозначения приведены в приложении Б.

4 Принципы обеспечения надежности, безопасности, долговечности и экономичности конструкций

4.1 При проектировании стальных конструкций следует соблюдать нормы, обеспечивающие нормальную эксплуатацию зданий и сооружений в течение срока службы, установленного заказчиком, охрану окружающей среды и выполнение других особых условий, устанавливаемых в техническом задании на проектирование. Для этого необходимо: принимать конструктивные схемы, обеспечивающие прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом и их отдельных элементов при транспортировании, монтаже и эксплуатации соблюдать требования норм пожарной безопасности и защиты стальных строительных конструкций от коррозии. Увеличение толщины проката и стенок труб с целью повышения предела огнестойкости конструкций и их защиты от коррозии допускается только при технико-экономическом обосновании. При этом надежность конструкций следует проверять с учетом коррозионного износа; применять рациональные профили проката, эффективные

стали и прогрессивные типы соединений; элементы конструкций должны иметь минимальные сечения, удовлетворяющие требованиям настоящих норм с учетом сортаментов на прокат и трубы; предусматривать технологичность и наименьшую трудоемкость изготовления, транспортирования и монтажа конструкций; учитывать производственные возможности и мощность технологического и кранового оборудования предприятий - изготовителей конструкций; обеспечить собираемость конструкций путем назначения при проектировании требований точности в процессе изготовления и возведения в соответствии с нормативными документами.

4.2 За расчетную минимальную температуру наружного воздуха следует принимать температуру наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,98 согласно СНиП КР 23-02. Расчетная технологическая температура устанавливается техническим заданием на проектирование.

4.3 Открытые конструкции, не замурованные в бетоне или в кирпичной кладке и т.п., должны быть доступны для наблюдения, оценки технического состояния, выполнения профилактических и ремонтных работ, не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Замкнутые профили должны быть герметизированы.

4.4 В зависимости от назначения, условий эксплуатации, технологии изготовления и напряженно-деформированного состояния конструкции подразделяются на четыре группы:

Группа 1. Сварные конструкции (см. п.4.5) либо их элементы, работающие в особо тяжелых условиях, в том числе максимально стесняющие развитие пластических деформаций или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических (см. п. 4.6), вибрационных или подвижных нагрузок [подкрановые балки; балки рабочих площадок; балки путей подвижного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамической нагрузке; пролетные строения транспортерных галерей; фасонки ферм; стенки, окрайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек мачт и оттяжечных узлов].

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки

открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортерных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянутоизгибаемые и изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425 при наличии сварных монтажных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше $0,4R_y$; анкерные, несущие и фиксирующие конструкции (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы) контактной сети транспорта; опоры под оборудование ОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

4.5 Конструкция или ее элемент считаются имеющими сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ($\sigma > 0,3R_y$, $\sigma > 0,3R_{wf}$, или $\sigma > 0,3R_{wz}$) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

4.6 Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если отношение абсолютного значения нормального напряжения, вызванного динамической нагрузкой, к суммарному растягивающему напряжению от всех нагрузок в том же сечении $\alpha > 0,2$.

4.7 При назначении стали для конструкций зданий и сооружений I класса ответственности по СНиП 2.01.07 номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2-4).

4.8 При толщине проката $t \geq 40$ мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2-4); при толщине проката $t \leq 6$ мм - увеличивать на единицу (для групп 1-3).

4.9 При разработке конкретных нормативно-технических документов

необходимо учитывать, что нормы и правила проектирования, изготовления, возведения, приемки работ, эксплуатации и реконструкции, а также требования к соответствующим методам контроля представляют собой единый комплекс и должны быть увязаны друг с другом.

4.10 Рабочие чертежи стальных конструкций должны соответствовать правилам выполнения проектной и рабочей документации (ГОСТ 21.502), а также требованиям по изготовлению (СНиП III-18) и монтажу конструкций (СНиП КР 52-01).

В рабочих чертежах конструкций марки КМ (конструкции металлические) или КМД (конструкции металлические деталеровочные) и в документации на заказ материалов следует указывать:

марки стали и дополнительные требования к ним, предусмотренные государственными стандартами или техническими условиями и настоящими нормами;

способ выполнения сварных соединений, вид и режим (только при разработке КМД) сварки; типы, марки, диаметры (только при разработке КМД и заказе) электродов и материалов для автоматической и механизированной сварки, положение шва при сварке, тип подкладки (только при разработке КМД и заказе) для стыковых швов;

классы прочности и точности болтов;

способ подготовки контактных поверхностей для фрикционных соединений;

расположение и размеры сварных, болтовых и фрикционных соединений с указанием выполнения их в заводских или монтажных условиях и, при необходимости, последовательность наложения швов и установки болтов;

способы и объем контроля качества; требования к защите конструкций от коррозии.

5 Материалы для конструкций и соединений и принципы определения их расчетных характеристик

Материалы для конструкций и соединений

5.1 В зависимости от группы конструкций по п.4.4 все стали следует принимать по табл. В.1, В.2, при удовлетворении следующих требований: по химическому составу и углеродному эквиваленту для сварных конструкций в соответствии с табл. В.3; по ударной вязкости, в зависимости от уровня прочности, в соответствии с табл. В.4. При отсутствии документов о качестве или

недостаточности имеющихся в них сведений оценка свойств материала конструкций и соединений должна проводиться в соответствии с регламентированными требованиями.

5.2 Стальной прокат для элементов конструкций, подверженных действию растягивающих напряжений, которые направлены нормально к поверхности прокатки, должен обладать гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката.

5.3 Допускается принимать, что диаграммы работы стали одинаковы при растяжении и сжатии, вдоль и поперек направления прокатки, а также нормально к поверхности прокатки.

5.4 Сталь для элементов конструкций, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций вплоть до полной пластификации сечения, должна иметь площадку текучести на диаграмме работы стали и удовлетворять следующим требованиям: отношение временного сопротивления σ_u (σ_b) к пределу текучести σ_y (σ_m) должно быть не менее 1,25;

относительное удлинение должно быть не менее 15 %; отношения полных деформаций, соответствующих концу и началу площадки текучести на диаграмме работы стали, и должно быть не менее 10.

5.5 Для конструкций следует использовать фасонный (уголки, двутавры, швеллеры), листовой, широкополосный универсальный прокат и гнутые профили с техническими требованиями по ГОСТ 27772, ГОСТ 14637, ГОСТ 535, ГОСТ 19281, тонколистовой прокат из углеродистой стали по ГОСТ 16523 и из стали повышенной прочности – по ГОСТ 17066, холодногнутые профили по ГОСТ 11474, профили гнутые замкнутые квадратные и прямоугольные по ГОСТ 30245, сортовой прокат (круг, квадрат, полоса) по ГОСТ 535 и ГОСТ 19281, электросварные трубы по ГОСТ 10705 и ГОСТ 10706, горячедеформированные трубы по ГОСТ 8731.

5.6 Отливки (опорные части и т.п.) для стальных конструкций следует проектировать из углеродистой стали марок 15Л, 25Л, 35Л и 45Л, удовлетворяющей требованиям для групп отливок II или III по ГОСТ 977, а также из серого чугуна марок СЧ15, СЧ20, СЧ25 и СЧ30, удовлетворяющего требованиям ГОСТ 1412.

5.7 Для сварки стальных конструкций следует применять: электроды для ручной дуговой сварки по ГОСТ 9467; сварочную проволоку по ГОСТ 2246, флюсы по ГОСТ 9087, порошковую проволоку по ГОСТ 26271 для автоматической и механизированной сварки, углекислый газ по ГОСТ 8050, аргон по ГОСТ 10157. Применяемые сварочные материалы и технология сварки должны обеспечивать значение временного сопротивления металла шва не ниже

нормативного значения временного сопротивления R_{m} основного металла, а также значения твердости, ударной вязкости и относительного удлинения металла сварных соединений, установленные соответствующими нормативными документами и в соответствии с табл.В.5.

5.8 Для болтовых соединений применяют стальные болты и гайки, удовлетворяющие техническим требованиям ГОСТ 1759.0, ГОСТ ISO 898-1, ГОСТ ISO 898-2, шайбы, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 18123, и высокопрочные болты, указанные в 5.9.

Болты следует применять по ГОСТ 15589, ГОСТ 15591, ГОСТ 7798, ГОСТ 7796 и ГОСТ 7805.

Гайки следует применять по ГОСТ 5915 и ГОСТ 5927.

При работе болтов на срез и растяжение классы прочности гаек следует принимать в соответствии с классом прочности болтов:

5 - при 5.6 и 5.8; 8 - при 8.8; 10 - при 10.9; 12 - при 12.9.

При работе болтов только на срез допускается применять класс прочности гаек при классе прочности болтов: 4 - при 5.6 и 5.8; 5 - при 8.8; 8 - при 10.9; 10 - при 12.9.

Шайбы следует применять: круглые по ГОСТ 11371, косые - по ГОСТ 10906 и пружинные нормальные - по ГОСТ 6402. Высокопрочными болтами следует считать болты класса прочности не ниже 10.9.

5.9 Для фундаментных болтов применяют стальные болты, удовлетворяющие требованиям ГОСТ 24379.0 и требованиям табл. В.6.

Гайки для фундаментных и U-образных болтов диаметром до 48 мм применяют по техническим требованиям ГОСТ 5915, свыше 48 мм - по ГОСТ 10605.

Для фундаментных болтов из стали СтЗпс2, СтЗсп2, СтЗпс4, СтЗсп4 и 20 диаметром до 48 мм применяют гайки класса прочности 4 по ГОСТ ISO 898-2, диаметром свыше 48 мм - из материала не ниже группы 02 по ГОСТ 18126 Для фундаментных болтов диаметром до 48 мм из стали марки 09Г2С и других сталей по ГОСТ 19281 применяют гайки класса прочности не ниже 5 по ГОСТ ISO 898-2, диаметром свыше 48 мм - из материала не ниже группы 05 по ГОСТ 18126.

Допускается применять гайки из стали марок, применяемых для болтов.

5.10 Для фрикционных и фланцевых соединений применяют высокопрочные болты из стали 40Х «селект», удовлетворяющие требованиям ГОСТ 22356, а их конструкцию и размеры принимают по ГОСТ 22353, гайки и шайбы к ним - по ГОСТ 22354 и ГОСТ 22355

Для фланцевых соединений следует применять высокопрочные болты с временным сопротивлением не менее 1100 Н/мм² климатического исполнения

ХЛ.

5.11 Для несущих элементов висячих покрытий, оттяжек опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств, контактных сетей транспорта, мачт и башен, а также напрягаемых элементов в предварительно напряженных конструкциях применяют:

канаты спиральные по ГОСТ 3062, ГОСТ 3063, ГОСТ 3064;

канаты двойной свивки по ГОСТ 3066, ГОСТ 3067, ГОСТ 3068, ГОСТ 3081, ГОСТ 7669, ГОСТ 14954;

канаты закрытые несущие по ГОСТ 3090, ГОСТ 7675, ГОСТ 7676, ГОСТ 18901;

пучки и пряди параллельных проволок, формируемых из канатной проволоки, удовлетворяющей требованиям ГОСТ 7372.

5.12 Физические характеристики материалов, применяемых для стальных конструкций, принимают согласно табл. В.7.

5.13 Допускается использовать другие материалы, имеющие сертификат соответствия установленной формы, при условии выполнения требований приложения В настоящих норм к механическим свойствам и химическому составу.

Принципы определения расчетных характеристик

5.14 Расчетные сопротивления стального проката и труб должны определяться с учетом того, что предельные состояния конструкций и элементов могут быть достигнуты как вследствие развития пластических деформаций при напряжениях, равных пределу текучести, так и вследствие разрушения при напряжениях, равных временному сопротивлению.

5.15 Возможные отклонения в неблагоприятную сторону фактических значений предела текучести и временного сопротивления от нормативных, а также размеров сечения от номинальных значений, должны учитываться коэффициентом надежности по материалу γ_m .

5.16 Расчетные сопротивления стального проката и труб должны вычисляться в соответствии с формулами табл. Г.1, где значение коэффициента γ_m необходимо принимать в соответствии с табл.Г.2 в зависимости от методов контроля, указанных в стандартах на прокат и применяемых для оценки механических свойств стали. Значения нормативных и расчетных сопротивлений (для стали по ГОСТ 27772) при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката приведены в табл. Г.3, для труб - в табл. Г.4. Значения расчетных сопротивлений проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах и диаметальному

сжатию катков приведены в табл.Г.5.

5.17 Расчетные сопротивления гнутых профилей необходимо принимать равными расчетным сопротивлениям листового проката, из которого они изготовлены; расчетное сопротивление холодноформованных профилей, не подвергаемых отжигу и оцинковке, допускается определять с учетом упрочнения стали в зонах изгиба.

5.18 Расчетные сопротивления усталости стали должны устанавливаться в зависимости от характеристик стали, вида напряженного состояния, конструктивного решения узла или соединения, технологии обработки деталей и образования отверстий. При определении расчетного сопротивления усталости необходимо дополнительно учитывать вид нагрузки, количество циклов напряжения, наибольшие и наименьшие значения напряжений.

5.19 Расчетные сопротивления отливок, поковок, стальных канатов, пучков и прядей из высокопрочной проволоки, фундаментных и U - образных болтов, а также высокопрочных болтов во фрикционных соединениях должны определяться в соответствии с формулами табл.Г.6. Значения расчётных сопротивлений отливок из углеродистой стали следует принимать по табл. Г.7, из серого чугуна - по табл.Г.8.

5.20 Расчетные сопротивления сварных соединений при применении сварочных материалов с механическими свойствами наплавленного металла не ниже, чем у основного металла, и при надлежащей технологии сварки должны приниматься по табл. Г.9. Значения нормативных и расчётных сопротивлений металла шва сварных соединений с угловыми швами следует принимать в соответствии с табл. Г.10. Расчетные сопротивления стыковых соединений элементов из сталей с разными расчетными сопротивлениями необходимо принимать как для стыковых соединений из стали с меньшим значением расчетного сопротивления. Значения расчетных сопротивлений сварных соединений с угловыми швами должны приниматься независимо от ориентации шва по отношению к действующему усилию.

5.21 Расчетные сопротивления одноболтовых соединений должны определяться в соответствии с табл.Г.11. Значения нормативных и расчётных сопротивлений одноболтовых соединений срезу и растяжению следует принимать по табл.Г.12, значения расчётных сопротивлений смятию элементов, соединяемых болтами, - по табл.Г.13. Значения расчётных сопротивлений растяжению фундаментных болтов следует принимать по табл. Г.14. Значения нормативных и расчетных сопротивлений растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х «селект» следует принимать по табл. Г.15.

6 Принципы расчета конструкций, зданий и сооружений

6.1 Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний.

В отдельных случаях (например, при оценке технического состояния, проектировании реконструкции и др.) допускается применение вероятностных методов расчета при оценке надежности элементов конструкций.

6.2 При расчете конструкций в общем случае должны рассматриваться две группы предельных состояний: а) первая группа - пластическое (вязкое), хрупкое и усталостное разрушение; потеря устойчивости формы или положения; переход в изменяемую систему; качественное изменение конфигурации, а также нарушение геометрической формы в результате чрезмерных пластических деформаций, приводящие к полной непригодности к эксплуатации; б) вторая группа - достижение перемещений, амплитуд колебаний, сдвигов в соединениях, а также появление местных повреждений и ограниченных трещин, затрудняющих нормальную эксплуатацию конструкций или снижающих долговечность зданий и сооружений.

6.3 При рассмотрении предельных состояний первой группы должны выполняться проверки в форме сопоставления действующих и предельных силовых факторов (нагрузок, усилий, напряжений). При оценке качественного изменения конфигурации или нарушения геометрической формы в результате чрезмерных пластических деформаций должны быть выполнены проверки соответствующих деформационных факторов (перемещений, деформаций, сдвигов в соединениях). При рассмотрении предельных состояний второй группы должны выполняться проверки в форме сопоставления фактических и предельных деформационных факторов.

6.4 При расчете несущей способности элементов конструкций усилия (напряжения) от расчетных значений нагрузок и воздействий не должны превышать предельных усилий (напряжений), которые могут быть восприняты рассматриваемыми сечениями или элементами. Предельные усилия (напряжения) должны определяться с использованием расчетных сопротивлений материала, как правило, при простом нагружении и с учетом начальных несовершенств.

6.5 При расчете конструкций по условию полной непригодности к эксплуатации (первая группа предельных состояний), полные или остаточные перемещения и сдвиги в соединениях, соответствующие расчетным значениям нагрузок и воздействий не должны превышать их предельных значений, устанавливаемых в нормативных документах таким образом, что при их достижении конструкция подлежит замене или капитальному ремонту. Полные

или остаточные перемещения при проверке предельных состояний первой группы необходимо определять с учетом работы материала за пределом упругих деформаций. При этом допускается использовать предложение о простом и однократном нагружении.

6.6 При расчете конструкций по условию затруднения нормальной эксплуатации (вторая группа предельных состояний) перемещения, амплитуды колебаний, сдвиги в соединениях и т.п. от соответствующих расчетных нагрузок не должны превышать их предельных значений, устанавливаемых в нормативных документах на основе технологических, конструктивных, физиологических или эстетико-психологических требований. Перемещения и амплитуды колебаний конструкций, а также сдвиги в соединениях при проверке предельных состояний второй группы необходимо определять, как правило, при работе материала в пределах упругих деформаций и без учета ослабления сечений отверстиями для болтов.

6.7 При проектировании новых и при оценке технического состояния существующих конструкций должны быть использованы адекватные расчетные модели, с помощью которых следует: установить распределение усилий (напряжений) между отдельными элементами системы; определить предельные нагрузки (напряжения) на основе анализа соответствующих условий предельного равновесия; оценить устойчивость равновесия и определить критические значения усилий (напряжений); определить параметры деформативности системы в целом и отдельных элементов. Для реализации упомянутых целей необходимо использовать, как правило, следующие расчетные модели: плоские и пространственные стержневые системы (балочные, рамные, арочные, комбинированные и др.); отдельные стержневые элементы сплошного или сквозного поперечного сечения, в том числе с гибкими, перфорированными или гофрированными частями сечения; пластинки, в том числе входящие в состав стержневого элемента (полки, стенки, ребра жесткости); тонкостенные оболочки вращения (цилиндрические, конические, сферические и др.), в том числе и находящиеся в безмоментном напряженном состоянии; тонкостенные мембранные системы; вантово-стержневые, вантовые и висячие системы плоские и пространственные; специальные модели узлов и соединений элементов конструкций. Для определения различных расчетных характеристик (внутренних усилий, предельных и критических сил, перемещений, частот и форм колебаний и др.) допускается использовать несколько расчетных моделей, относящихся к рассматриваемой конструкции. Расчетные модели и основные предпосылки расчета, как правило, должны отражать действительные условия работы конструкций.

6.8 Распределение усилий (напряжений) в необходимых случаях следует устанавливать на основании расчета конструкций как единой пространственной системы с учетом геометрической и физической нелинейности.

Допускается применять приближенные методы расчета, основанные на разделении пространственных конструкций на плоские системы и отдельные элементы, при этом следует учитывать взаимодействие элементов между собой и с основанием. Усилия в элементах и перемещения конструкций должны определяться из условий их работы с сечениями брутто. При определении усилий в элементах конструкций сварные и фрикционные соединения допускается рассматривать как неподатливые.

6.9 Для статически неопределимых систем расчетные усилия (изгибающие и крутящие моменты, продольные и поперечные силы) следует определять по недеформированной схеме в предположении упругой работы системы. Отдельные элементы таких систем на действие полученных расчетных усилий могут рассчитываться по деформированной схеме и с учетом работы материала не только в пределах, но и за пределом упругих деформаций.

6.10 Расчет по методу предельного равновесия с учетом образования кинематического механизма разрушения в результате появления в ряде сечений пластических шарниров допускается выполнять как для статически неопределимых неразрезных и защемленных балок и рамных конструкций, закрепленных от потери устойчивости.

6.11 При расчете рамных конструкций необходимо различать пространственные и плоские системы, закрепленные или не закрепленные (см. рис.1). В первом случае любой стержень системы не имеет концевых линейных перемещений, и оценка несущей способности конструкции может быть выполнена путем проверки отдельных ее элементов с учетом их взаимодействия между собой и с основанием. Во втором случае, наряду с проверкой отдельных элементов, необходимо оценить возможность достижения предельного состояния системы в целом с учетом узловых перемещений. Систему следует считать закрепленной, если конструкции раскрепления (например, связи) уменьшают ее узловые перемещения не менее, чем в пять раз, и могут при этом воспринять все передаваемые на них усилия.

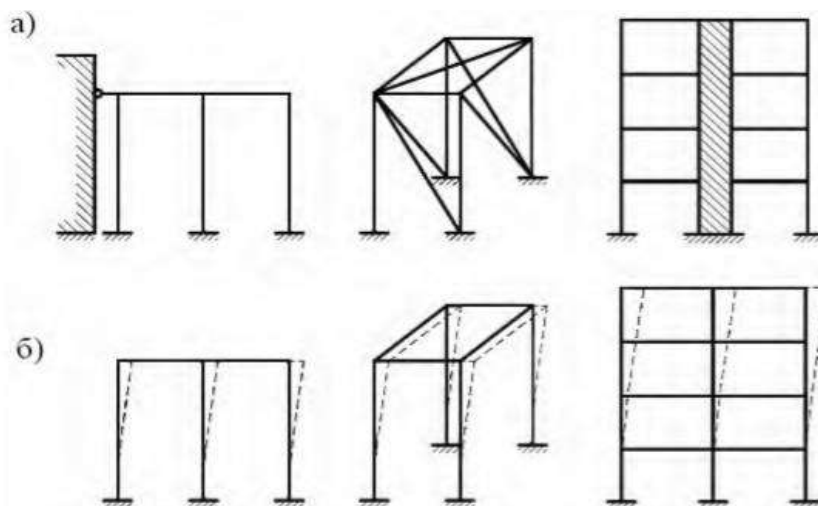


Рис. 1. Схемы систем
а - закрепленных от перемещений, б - не закрепленных от перемещений

6.12 При проверке несущей способности отдельных элементов стержневой системы их взаимодействие между собой и с основанием допускается учитывать путем использования расчетных длин стержней, которые необходимо устанавливать, как правило, из анализа устойчивости упругих идеальных систем при узловом приложении нагрузки. Расчетную длину стержня допускается определять для того сочетания нагрузок, при котором сжимающая сила в рассматриваемом стержне является наибольшей, и полученное значение использовать в проверках и для других сочетаний нагрузок.

6.13 Расчет элементов конструкций (балок, стержней, пластинок и т.п.) должен выполняться с использованием, как правило, геометрически линейных соотношений (приближенное выражение для кривизны, равенство между длиной элемента и хордой и т.п.). Геометрическая нелинейность, вызванная перемещением элементов конструкций, должна учитываться при расчете систем, в которых ее учет вызывает изменение усилий и перемещений более чем на 5 %. При выполнении расчетов с учетом геометрической нелинейности должны определяться изменения в направлении действия сил, связанные с общими деформациями системы (следящий эффект). Расчеты на основе геометрически нелинейной теории необходимо выполнять в отдельных, специально оговариваемых случаях по соответствующим нормам.

6.14 При расчетах с учетом неупругих деформаций (физической нелинейности) допускается применять теорию малых упругопластических деформаций в условиях простого нагружения. При расчетах конструкций на однократное возрастание нагрузки до максимального ее значения необходимо использовать допущение о нелинейно упругом материале, а в случае возможного

убывания нагрузок, в том числе и при повторно-переменном нагружении, допускается применять гипотезу об упругой нагрузке (упругопластическом материале).

6.15 Элементы конструкций, как правило, должны рассчитываться на основе тонкостенной расчетной модели сечения с недеформируемым контуром и использованием геометрических гипотез: плоских сечений, секториальных площадей и прямых нормалей. При расчете элементов с деформируемым контуром сечения должно учитываться соответствующее влияние искажения контура сечения на несущую способность элемента в целом.

6.16 В случаях, когда значительные пластические деформации не затрудняют нормальную эксплуатацию или когда они имеют локальный характер и не влияют на работоспособность конструкции в целом, а сталь при этом удовлетворяет требованиям п. 5.4, расчет конструкций допускается выполнять с использованием расчетного сопротивления R_w , определяемого по временному сопротивлению стали.

6.17 Для элементов и сечений, работающих в условиях сложного напряженного состояния, допускается использовать приведенные напряжения, определяемые на основе энергетической теории прочности.

6.18 При расчете конструкций и элементов необходимо, как правило, учитывать следующие возможные начальные несовершенства с учетом вероятности совпадения их значений:

геометрические отклонения от проектных размеров, формы и положения, полученные при изготовлении и возведении (искривления элементов в целом, искривления стенок и поясов, расцентровки осей в узлах, отклонения осей элементов от проектного положения, искривления элементов между точками закрепления и т.п.);

смещения нагрузок от их проектного положения;

собственные остаточные напряжения, возникающие от прокатки, гибки, холодной правки, сварки и т.п.

Если расчет выполняется для оценки технического состояния существующих конструкций, то должны учитываться фактические геометрические отклонения, полученные как при изготовлении и монтаже, так и в процессе эксплуатации, принимаемые по данным обследований. Геометрические отклонения должны учитываться не только при оценке надежности конструкций, но и по требованиям безопасности эксплуатации при установлении габаритных размеров зданий (например, при оценке возможного фактического зазора между краном и колонной).

6.19 Собственные остаточные напряжения σ_r (от сварки, прокатки, холодной

правки и т.п.) допускается учитывать в расчетах конструкций на основе гипотезы об алгебраическом суммировании условных деформаций $\varepsilon_r = \sigma/E$ с деформациями от внешней нагрузки.

6.20 В общем случае начальные несовершенства должны учитываться как при статическом расчете систем и конструкций, так и при подборе сечений отдельных элементов.

6.21 При расчете элементов, для которых на основе идеализированной расчетной схемы определены только продольные усилия (например, центрально-сжатые элементы), при необходимости, должны учитываться возможное начальное искривление и возможная расцентровка осей в узлах. Для изгибаемых элементов, у которых идеализированная расчетная схема определяет только моменты в силовой плоскости, при необходимости должны учитываться возможные дополнительные крутящие и изгибающие моменты, вызываемые случайным смещением нагрузок из силовой плоскости или возможным начальным искривлением.

6.22 При расчете конструкций и соединений в дополнение к требованиям, указанным в пп. 5.16, 5.20 и 5.21, должны учитываться: дополнительный коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,25$ для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетного сопротивления R_u ; коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений, приводимые в соответствующих нормативных документах.

6.23 Коэффициенты условий работы для ряда элементов конструкций приведены в приложении Д.

7 Расчет элементов стальных конструкций на осевые силы и изгиб

Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы

7.1 Расчет на прочность элементов, подверженных центральному растяжению или сжатию силой N , кроме указанных в п. 7.2, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (1)$$

Расчет на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, следует выполнять по формулам (1) и (2). При этом значение γ_c в формуле (2) должно приниматься по приложению Д настоящих норм.

7.2 Расчет на прочность растянутых элементов конструкций из стали с

отношением $R_u/\gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_u \gamma_c} \leq 1. \quad (2)$$

7.3 Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов, подверженных центральному сжатию силой N , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (3)$$

Значения φ следует определять по формулам: при $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 - \left(0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}; \quad (4)$$

при $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}^2; \quad (5)$$

при $\bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})}; \quad (6)$$

Численные значения φ приведены в табл. 3.7.

7.4 Стержни из одиночных уголков должны рассчитываться на центральное сжатие в соответствии с требованиями, изложенными в п. 7.3.

При расчете поясов и элементов решетки пространственных конструкций из одиночных уголков следует выполнять требования п. 17.8 настоящих норм.

7.5 Сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения при $\lambda_x < 3\lambda_y$, где λ_x и λ_y - расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x-x$ и $y-y$ (рис. 2), рекомендуется укреплять планками или решеткой, при этом должны быть выполнены требования пп. 7.6 и 7.8.

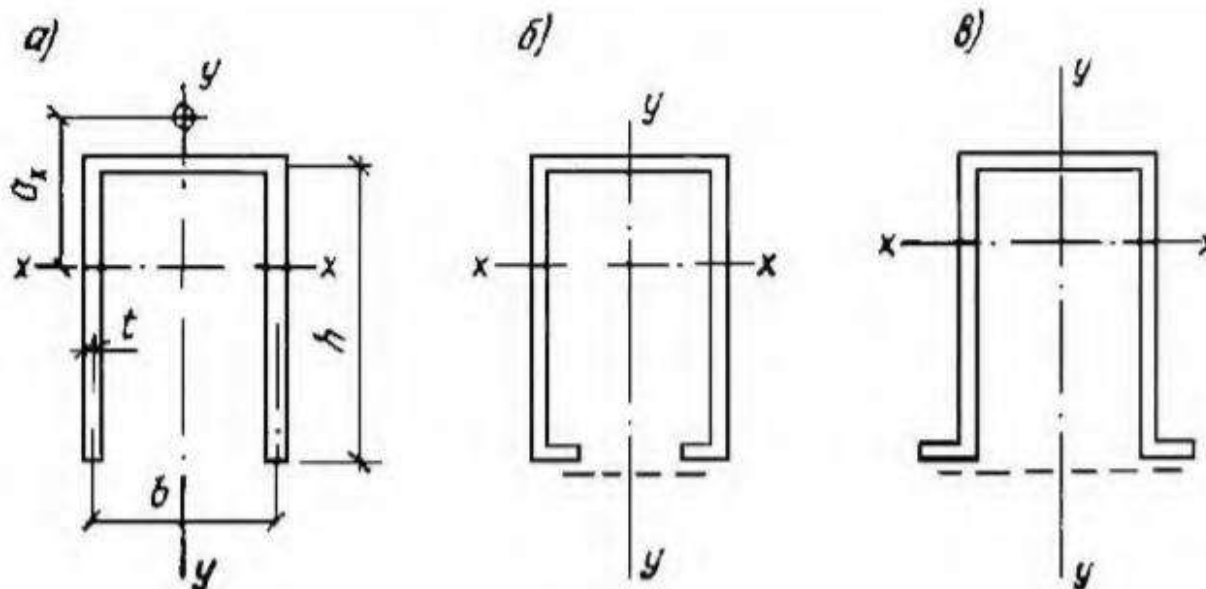


Рис.2. П-образные сечения элементов
 а - открытое; б, в - укрепленные планками или решетками

При отсутствии планок или решетки такие элементы помимо расчета по формуле (3) следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости по формуле

$$\frac{N}{c\varphi_y AR_y \gamma_c} \leq 1. \tag{7}$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, вычисляемый согласно требованиям п. 7.3;

c - коэффициент, определяемый по формуле

$$c = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16\alpha^2}{\mu}}}, \tag{8}$$

где $\delta = \frac{4\rho}{\mu}$; $\mu = \frac{8J_\omega}{J_y h^2} + 0,156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2$;

$\alpha = \frac{a_x}{h}$ - относительное расстояние между центром тяжести и центром изгиба.

Здесь $\rho = \frac{J_x + J_y}{Ah^2} + \alpha^2$; $J_t = \frac{1}{3} \sum b_i t_i^3$;

J_ω - секториальный момент инерции сечения;

b_i ; t_i - соответственно ширина и толщина прямоугольных элементов, составляющих сечение.

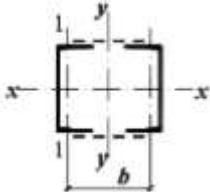
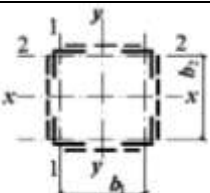
Для сечения, приведенного на рис.2, а, значения $\frac{J_{\omega}}{J_y h^2}$; $\frac{J_t}{Ah^2}$ и α должны определяться по формулам:

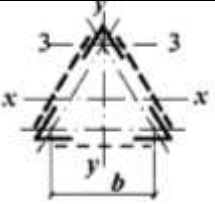
$$\frac{J_{\omega}}{J_y h^2} = \frac{39 + 2\beta}{(6 + \beta)^2}; \frac{J_t}{Ah^2} = \frac{1}{3} \left(\frac{t}{h} \right)^2; \alpha = \frac{4(3 + \beta)}{(2 + \beta)(6 + \beta)}, \tag{9}$$

где $\beta = \frac{b}{h}$.

7.6 Для составных сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент ϕ относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) должен определяться по формулам (4) ÷ (6) с заменой в них $\bar{\lambda}$ на $\bar{\lambda}_{ef}$. Значение $\bar{\lambda}_{ef}$ следует определять в зависимости от значений $\bar{\lambda}_{ef}$ приведенных в табл.1. В составных стержнях с решетками помимо расчета на устойчивость стержня в целом следует проверять устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами. Гибкость отдельных ветвей $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ на участке между планками должна быть не более 40. При наличии в одной из плоскостей сплошного листа вместо планок (рис.2, б, в) гибкость ветви должна вычисляться по радиусу инерции полусечения относительно его оси, перпендикулярной плоскости планок.

Т а б л и ц а 1

Тип сечения	Схема сечения	Приведенные гибкости λ_{ef} составных стержней сквозного сечения		
		с планками при		с решетками
		$J_s l / (J_b b) < 5$	$J_s l / (J_b b) \geq 5$	
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82\lambda_1^2(1+n)}$ (10)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$ (13)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}}$ (16)
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0,82 \times [\lambda_1^2(1+n_1) + \lambda_2^2(1+n_2)]}$ (11)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$ (14)	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A \times \left(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}} \right)}$ (17)

3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0,82\lambda_3^2(1 + 3n_3)}$ <p style="text-align: center;">(12)</p>	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1,3\lambda_3^2}$ <p style="text-align: center;">(15)</p>	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \alpha_1 \frac{2A}{3A_d}}$ <p style="text-align: center;">(18)</p>
---	-----------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------

Обозначения, принятые в табл.1:

b - расстояние между осями ветвей;

l - расстояние между центрами планок;

λ - наибольшая гибкость всего стержня;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ - гибкости отдельных ветвей при изгибе их в плоскостях,

перпендикулярных осям соответственно 1-1, 2-2 и 3-3, на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов;

A - площадь сечения всего стержня;

A_{d1}, A_{d2} - площади сечений раскосов решеток (при крестовой решетке - двух раскосов), лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1-1 и 2-2;

A_d - площадь сечения раскоса решетки (при крестовой решетке - двух раскосов), лежащей в плоскости одной грани (для трехгранного равностороннего стержня);

α_1, α_2 - коэффициенты, определяемые по формуле $\alpha = 10 \frac{a^3}{b^2 l}$,

где a, b, l - размеры, определяемые по рис.3;

n, n_1, n_2, n_3 - коэффициенты, определяемые соответственно по формулам:

$$n = \frac{J_{b1} b}{J_s l}; n_1 = \frac{J_{b1}}{J_{s1}}; n_2 = \frac{J_{b2}}{J_{s2} l}; n_3 = \frac{J_{b3}}{J_s l},$$

здесь J_{b1} и J_{b3} - моменты инерции сечения ветвей относительно осей соответственно 1-1 и 3-3 (для сечения типов 1 и 3);

J_{b1} и J_{b2} - то же, двух уголков относительно осей соответственно 1-1 и 2-2 (для сечения типа 2);

J_s - момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x-x$ (рис.4);

J_{s1}, J_{s2} - моменты инерции сечения одной из планок, лежащих в плоскостях перпендикулярных осям соответственно 1-1 и 2-2 (для сечения типа 2).

В составных стержнях с решетками гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 80 и не должна превышать приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ стержня в целом. Допускается принимать более высокие значения гибкости ветвей, но не более 120, при условии, что расчет таких стержней выполнен по деформированной схеме.

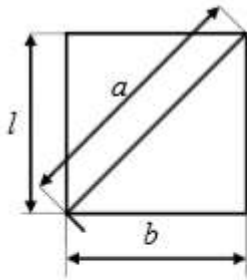


Рис.3. Схема раскосной решетки

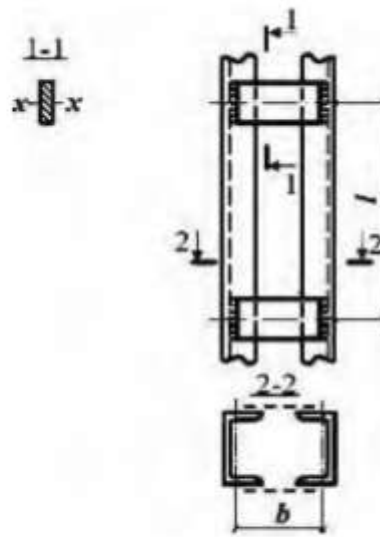


Рис.4. Составной стержень на планках

7.7 Расчет составных элементов из уголков, швеллеров и т.п., соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что наибольшие расстояния на участках между приваренными планками (в свету) или между центрами крайних болтов не превышают:

для сжатых элементов $40i$

для растянутых элементов $80i$

Здесь радиус инерции i уголка или швеллера следует принимать для тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений - минимальный. При этом в пределах длины сжатого элемента следует ставить не менее двух прокладок.

7.8 Расчет соединительных элементов (планок, решеток) сжатых составных стержней должен выполняться на условную поперечную силу Q_{fic} , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi}, \quad (19)$$

где N - продольное усилие в составном стержне;

φ - коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов. Условную поперечную силу Q_{fic} следует распределять: при наличии только соединительных планок (решеток) поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости; при наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) - пополам между листом и

планками (решетками), лежащими в плоскостях, параллельных листу;

при расчете равносторонних трехгранных составных стержней условная поперечная сила, приходящаяся на систему соединительных элементов, расположенных в одной плоскости, должна приниматься равной $0,8 Q_{fic}$

7.9 Расчет соединительных планок и их крепления (рис.4) должен выполняться как расчет элементов безраскосых ферм на: силу F , срезающую планку, по формуле

$$F = \frac{Q_s l}{b}; \quad (20)$$

момент M_1 , изгибающей планку в ее плоскости, по формуле

$$M_1 = \frac{Q_s l}{2}, \quad (21)$$

где Q_s - условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

7.10 Расчет соединительных решеток должен выполняться как расчет решеток ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками (рис.5) следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} , возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha N \frac{A_d}{A}, \quad (22)$$

где N - усилие в одной ветви стержня;

A - площадь сечения одной ветви;

A_d - площадь сечения одного раскоса;

α - коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{al^2}{(a^3 + 2b^3)}, \quad (23)$$

где a , l и b - размеры, указанные на рис.5

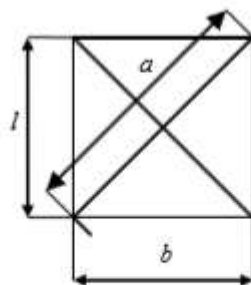


Рис.5. Схема крестовой решетки с распорками

7.11 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должен выполняться на усилие, равное условной поперечной

силе в основном сжатом элементе, определяемой по формуле (19).

Изгибаемые элементы

7.12 Расчет на прочность элементов (кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (24)$$

Значения касательных напряжений τ в сечениях изгибаемых элементов должны удовлетворять условию

$$\frac{QS}{JtR_s \gamma_c} \leq 1, \quad (25)$$

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения τ в формуле (25) следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = \frac{a}{(a-d)}, \quad (26)$$

где a - шаг отверстий;

d - диаметр отверстия.

7.13 Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения σ_{loc} в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (27)$$

где $\sigma_{loc} = F/l_{ef}t_w$,

здесь F - расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} - условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания;

для случая опирания по рис.6

$$l_{ef} = b + 2h, \quad (28)$$

где h - размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (рис.6, а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (рис.6, б).

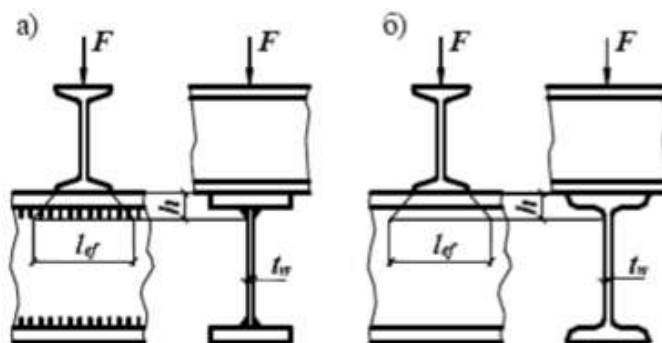


Рис.6. Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку
а - сварную; б - прокатную

7.14 Для стенок балок, рассчитываемых по формуле (24), должны выполняться условия:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1; \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (29)$$

где $\sigma_x = M \cdot y / J_n$ - нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

σ_y - то же, перпендикулярные оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемые по формуле (27);

τ_{xy} - касательное напряжение, вычисляемое по формуле (25) с учетом формулы (26).

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле (29) со своими знаками, а также τ_{xy} следует определять в одной и той же точке балки.

7.15 Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям пп.7.12 и 7.14, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\varphi_b W_c R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (30)$$

где W_c - следует определять для сжатого пояса;

φ_b - коэффициент, определяемый по приложению G.

При определении значения φ_b за расчетную длину балки l_{ef} следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от

поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила); при отсутствии связей $l_{ef} = l$ (где l - пролет балки), за расчетную длину консоли следует принимать: $l_{ef} = l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости (здесь l - длина консоли) или расстояние между точками закреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

7.16 Устойчивость балок не требуется проверять:

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

б) при отношении расчетной длины балки l_{ef} к ширине сжатого пояса b , не превышающем значений, определяемых по формулам табл.2 для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 0,75 ширины сжатого пояса.

Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять:

при закреплении в отдельных точках по формуле (19), в которой φ следует определять при гибкости $\lambda = l_{ef}/i$ (здесь i - радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N следует вычислять по формуле

$$N = (A_f + 0,25A_w)R_y, \quad (34)$$

при непрерывном закреплении по формуле

$$q_{fic} = \frac{3Q_{fic}}{l}, \quad (35)$$

где q_{fic} - условная поперечная сила на единицу длины пояса балки;

Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая по формуле (19), в которой следует принимать $\varphi = 1$, а N - определять по формуле (34).

Т а б л и ц а 2

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения l_{ef}/b при которых не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок (при $1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$)
К верхнему поясу	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, (31)
К нижнему поясу	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,57 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,92 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, (32)
Независимо отуровня приложения наружки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	$\frac{l_{ef}}{b} = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, (33)
<p>Обозначения, принятые в табл. 2</p> <p>b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса;</p> <p>h – расстояние (высота) между осями поясных листов.</p> <p>Примечания</p> <p>1 Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения l_{ef}/b, получаемые по формулам табл. 2, следует умножать на коэффициент 1,2.</p> <p>2 Для балок с отношением $b/t < 15$ в формулах табл.2 следует принимать $b/t=15$.</p>	

7.17 Расчет на прочность элементов, изгибаемых в двух главных плоскостях, следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{J_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{J_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1, \quad (36)$$

где x и y - координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

В балках, рассчитываемых по формуле (36), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формулам (25) и (29) в двух главных плоскостях изгиба.

При выполнении требований п.7.16, а проверка устойчивости балок, изгибаемых в двух плоскостях, не требуется.

7.18 Расчет на прочность разрезных балок сплошного сечения из стали с пределом текучести до 530 Н/мм², несущих статическую нагрузку, при соблюдении пп.7.19 ÷ 7.21, 9.5 и 9.23 следует выполнять с учетом развития пластических деформаций по формулам:

при изгибе в одной из главных плоскостей при касательных напряжениях $\tau < 0,9R_s$ (кроме опорных сечений)

$$\frac{M}{c_1 W_{n,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (37)$$

при изгибе в двух главных плоскостях при касательных напряжениях $\tau < 0,5R_s$ (кроме опорных сечений)

$$\frac{M_x}{c_x W_{xn,\min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,\min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (38)$$

здесь M , M_x и M_y - абсолютные значения изгибающих моментов;

c_1 - коэффициент, определяемый по формулам (40) и (41);

c_x и c_y - коэффициенты, принимаемые приложению G.

Расчет в опорном сечении балок (при $M = 0$; $M_x = 0$ и $M_y = 0$) следует выполнять по формуле

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} = \frac{Q}{th R_s \gamma_c} \leq 1 \quad (39)$$

При наличии зоны чистого изгиба в формулах (37) и (38) вместо коэффициентов c_1 , c_x , и c_y следует принимать соответственно:

$$c_{1m} = 0,5(1 + c); c_{xm} = 0,5(1 + c_x); c_{ym} = 0,5(1 + c_y)$$

При одновременном действии в сечении момента M и поперечной силы Q коэффициент c_1 следует определять по формулам:

при $\tau \leq 0,5R_s$

$$c_1 = c \quad (40)$$

при $0,5R_s < \tau \leq 0,9R_s$

$$c_1 = 1,05\beta c \quad (41)$$

где

$$\tau = \frac{Q}{th}; \quad \beta = \sqrt{\frac{1 - \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}{1 - \alpha \left(\frac{\tau}{R_s}\right)^2}} \quad (42)$$

Здесь c - коэффициент, принимаемый по приложению G;

t и h - соответственно толщина и высота стенки;

α - коэффициент, равный $\alpha = 0,7$ для двутаврового сечения, изгибаемого в плоскости стенки; $\alpha = 0$ для других типов сечений;

c_1 - коэффициент, принимаемый не менее единицы и не более коэффициента

с.

С целью оптимизации балок при их расчете с учетом требований пп. 7.20, 9.5, 9.23 и 15.1 значения коэффициентов c , c_x и c_y в формулах (37) и (38) допускается принимать меньше значений, приведенных в приложении Е, но не менее 1,0.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения касательных напряжений τ следует умножать на коэффициент, определяемый по формуле (26).

7.19 Расчет на прочность балок переменного сечения с учетом развития пластических деформаций следует выполнять только для одного сечения с наиболее неблагоприятным сочетанием усилий M и Q ; в остальных сечениях учитывать развитие пластических деформаций не допускается. Расчет на прочность изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 530 Н/мм², воспринимающих динамические, вибрационные или подвижные нагрузки, допускается выполнять с учетом развития пластических деформаций, не препятствующих требуемым условиям эксплуатации конструкций и оборудования.

7.20 Для обеспечения общей устойчивости балок, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, необходимо, чтобы либо были выполнены требования п. 7.16, а, либо наибольшие значения отношений расчетной длины балки к ширине сжатого пояса l_{ef}/b , определяемые по формулам табл. 2, были уменьшены умножением на коэффициент $\delta = [1 - 0,7(c_1 - 1)(c - 1)]$, здесь $1 < c_1 \leq c$.

Учет пластичности при расчете балок со сжатым поясом менее развитым, чем растянутый, допускается лишь при выполнении условий п.7.16,а.

7.21 В балках, рассчитываемых с учетом развития пластических деформаций, стенки следует укреплять поперечными ребрами жесткости согласно требованиям пп.9.10, 9.12, 9.13, в том числе в местах приложения сосредоточенной нагрузки.

7.22 Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок постоянного двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости, со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, несущих статическую нагрузку, при условии соблюдения требований пп.7.20, 7.21, 9.5 и 9.23 следует выполнять по формуле (37) с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов.

Расчетные значения изгибающего момента M следует определять по формуле

$$M = \alpha M_{\max} \quad (43)$$

где M_{max} - наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы материала;

α - коэффициент перераспределения моментов, определяемый по формуле

$$\alpha = 0,5 \left(1 + \frac{M_{ef}}{M_{max}} \right) \quad (44)$$

Здесь M_{ef} - условный изгибающий момент, равный:

а) в неразрезных балках со свободно опертыми концами большему из значений:

$$M_{ef} = \max \left\{ \frac{M_1}{1 + \frac{a}{l}} \right\} \quad (45)$$

$$M_{ef} = 0,5M_2 \quad (46)$$

где символ \max означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения;

M_1 - изгибающий момент в крайнем пролете, вычисленный как в свободно опертой балке;

M_2 - максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный как в свободно опертой однопролетной балке;

a - расстояние от сечения, в котором действует момент M_1 до крайней опоры;

l - длина крайнего пролета;

б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0,5M_3$,

где M_3 - наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертым концом значение M_{ef} следует определять по формуле (45).

Расчетное значение поперечной силы Q в формуле (42) следует принимать в месте действия M_{max} . Если M_{max} - момент в пролете, следует проверить опорное сечение балки.

7.23 Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих требованиям п.7.22, в случае изгиба в двух главных плоскостях при $\tau \leq 0,5R_s$ следует производить по формуле (38) с учетом перераспределения

опорных и пролетных моментов в двух главных плоскостях согласно требованиям п.7.22.

Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

7.24 Расчет на прочность внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (47) выполнять не требуется при значении приведенного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$, отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость.

7.25 Расчет на прочность внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 530 Н/мм^2 , не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при $\tau \leq 0,5R_s$ и $N/(A_n R_y) > 0,1$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (47)$$

где N , M_x , M_y - абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n , c_x , c_y - коэффициенты, принимаемые по приложению Е.

Если $N/(A_n R_y) \leq 0,1$ формулу (47) следует применять при выполнении требований пп.9.5 и 9.23.

В прочих случаях расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \pm \frac{M_x}{J_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{J_{yn} R_y \gamma_c} x \leq 1 \quad (48)$$

где x , y - координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

7.26 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

7.27 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} \leq 1 \tag{49}$$

В формуле (49) коэффициент φ_e следует определять:

а) для сплошностенчатых стержней по табл.Ж.2 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \tag{50}$$

где η - коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл.Ж.1; $m = \frac{eA}{W_c}$ - относительный эксцентриситет (здесь e - эксцентриситет; W_c - момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна);

б) для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, по табл.Ж.3 в зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ (λ_{ef} по табл.1) и относительного эксцентриситета m определяемого по формуле

$$m = e \frac{Aa}{J} \tag{51}$$

где a - расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

При вычислении эксцентриситета значения $e = M/N$ значения M и N следует принимать согласно требованиям п.7.29.

Расчет на устойчивость не требуется для сплошностенчатых стержней при $m_{ef} > 20$ и для сквозных стержней при $m > 20$, в этих случаях расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

7.28 Внецентренно-сжатые элементы, выполненные из стали с пределом текучести свыше 530 Н/мм² и имеющие резко несимметричные сечения (типы сечений 10 и 11 по табл.Ж.1) кроме расчета по формуле (49), должны быть проверены на прочность по формуле

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \times \frac{\gamma_u}{R_u \gamma_c} \leq 1 \tag{52}$$

где значение W_{nt} следует вычислять для растянутого волокна, а коэффициент δ определять по формуле

$$\delta = \frac{1 - N\lambda^2}{(\pi^2 EA)} \quad (53)$$

7.29 Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значение M следует принимать равными:

для колонн постоянного сечения рамных систем - наибольшему моменту в пределах длины колонн;

для ступенчатых колонн - наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

для колонн с одним заземленным, а другим свободным концом - моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины колонны от заделки;

для сжатых верхних поясов ферм и структурных плит, воспринимающих внеузловую нагрузку, - наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, - моменту, определяемому по формулам табл.3.

для сжатых стержней с шарнирно-опертыми концами и сечениями, имеющими две оси симметрии, расчетные значения эксцентриситетов m_{ef} следует определять по табл. Ж.4.

7.30 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{c\varphi_y AR_y \gamma_y} \leq 1 \quad (54)$$

где c - коэффициент, вычисляемый согласно требованиям п.7.31;

φ_y - коэффициент, вычисляемый согласно требованиям п.7.3.

Т а б л и ц а 3

Относительный эксцентриситет соответствующий M_{max}	Расчетные значения M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4} (M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_1)$

где M_{max} – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня;
 M_1 – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, но не менее $0,5M_{max}$;
 m – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле

$$m = \frac{M_{max} A}{(NW_c)}$$

Пр и м е ч а н и е – Во всех случаях следует принимать $M \geq 0,5M_{max}$

7.31 Коэффициент c в формуле (54) следует определять:

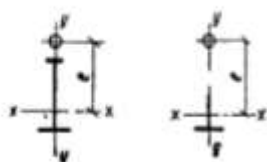
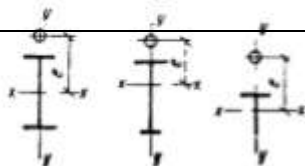
при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле

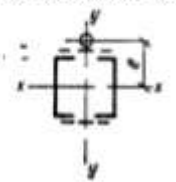
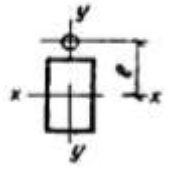
$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}$$

где α и β - коэффициенты, принимаемые по табл.4;

Т а б л и ц а 4

Типы сечений	Значение коэффициентов			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
Открытые	0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$



				$1 - \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} \right) \times$ $\times \left(2 \frac{J_2}{J_1} - 1 \right);$ <p style="text-align: center;">при $J_2/J_1 <$ $0,5\beta=1$</p>	
		$1 - 0,3 \frac{J_2}{J_1}$	$1 - (0,35 - 0,05m_x) \frac{J_2}{J_1}$	1	
<p>с решетками (с планками)</p> 	<p>сплошные</p> 	0,6	$0,55 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
<p>Обозначения, принятые в табл.4</p> <p>J_1, J_2 - моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y - y$;</p> <p>φ_c - значения φ_y при $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y}$.</p> <p>Примечание – Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решётками (или планками) следует принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения</p>					

при значениях относительного эксцентриситета $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b} \tag{56}$$

где φ_b - коэффициент, определяемый согласно требованиям п.7.15 и приложения G как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений $\varphi_b = 1.0$;

при значениях относительного эксцентриситета по формуле $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1) \tag{57}$$

где c_5 определяется по формуле (55) при $m_x = 5$, а c_{10} - по формуле (56) при $m_x = 10$.

При определении относительного эксцентриситета m_x за расчетный момент

M_x следует принимать:

для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента);

для стержней с одним заземленным, а другим свободным концом - момент в заделке (но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки).

При гибкости $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ коэффициент c не должен превышать:

для стержней замкнутого сечения - единицы;

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии - значений, определяемых по формуле

$$c_{\max} = \frac{2}{\left[1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\frac{M_x}{Nh} \right)^2} \right]} \quad (58)$$

где $\delta = \frac{4\rho}{\mu}$; $\rho = (J_x + J_y)/(Ah^2)$; $\mu = 2 + 0,156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2$; $J_t = 0,433 \sum b_i t_i^3$,

здесь b_i , t_i - соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;

h - расстояние между осями поясов;

для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметрии коэффициенты c не должны превышать значений, определяемых по формуле (Ж.1).

7.32 Внецентренно-сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ($J_y < J_x$ и $e_y \neq 0$), при $\lambda_x > \lambda_y$ следует рассчитывать по формуле (49), а также проверять на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (59)$$

где φ_x - коэффициент, принимаемый согласно требованиям п.7.3.

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

7.33 В сквозных внецентренно-сжатых стержнях с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета на

устойчивость стержня в целом по формуле (49) должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формуле (3).

Продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия от момента. Значение этого усилия при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси y - y (табл.1), должно быть определено по формулам: $N_{ad} = M / b$ - для сечений типов 1 и 3; $N_{ad} = M / 2b$ - для сечения типа 2; для сечения типа 3 при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси x - x , усилие от момента $N_{ad} = 1,16M$ (здесь b - расстояние между осями ветвей).

Отдельные ветви внецентренно-сжатых сквозных стержней с планками следует проверять на устойчивость как внецентренно-сжатые элементы с учетом усилий от момента и местного изгиба ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах без- раскосной фермы), а также п.7.36 настоящих норм.

7.34 Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней, подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) с плоскостью симметрии следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{ey} AR_y \gamma_c} \leq 1 \quad (60)$$

где $\varphi_{ey} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{c} + 0,4\sqrt[4]{c})$

здесь φ_{ey} следует определять согласно требованиям п.7.27 с заменой в формулах m и λ соответственно на m_y и λ_y , а c - согласно требованиям п.7.31.

При вычислении приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef,y} = \eta m_y$ для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент η следует определять как для сечения типа 8 по табл.Ж.1.

Если $m_{ef,y} < m_x$, то кроме расчета по формуле (60) следует произвести дополнительную проверку по формулам (49) и (54), принимая $e_y = 0$.

Значения относительных эксцентриситетов следует определять по формулам:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_{cx}} \text{ и } m_y = e_y \frac{A}{W_{cy}} \quad (61)$$

где W_{cx} и W_{cy} - моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осей соответственно x - x и y - y .

Если $\lambda_x > \lambda_y$, то кроме расчета по формуле (60) следует произвести

дополнительную проверку по формуле (49), принимая $e_y = 0$.

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ($J_x > J_y$) с плоскостью симметрии расчетное значение m_x следует увеличить на 25%.

7.35 Расчет на устойчивость сквозных стержней из двух сплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси $y-y$ (рис.7), с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует выполнять:

для стержня в целом - в плоскости, параллельной плоскости решеток, согласно требованиям п.7.27, принимая $e_y = 0$;

для отдельных ветвей - как внецентренно-сжатых элементов по формулам (49) и (54), при этом продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом усилия от момента M_x (см.п.7.33), а момент M_y распределять между ветвями пропорционально их жесткостям (если момент M_y действует в плоскости одной из ветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь). Гибкость отдельной ветви следует определять при расчете по формуле (49) согласно требованиям п.8.11 настоящих норм, при расчете по формуле (54) - по максимальному расстоянию между узлами решетки.

7.36 Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно-сжатых стержней следует выполнять согласно требованиям п.7.9 и 7.10 настоящих норм на поперечную силу, равную бóльшему из двух значений: фактической поперечной силе Q или условной поперечной силе Q_{fic} , вычисляемой согласно требованиям п.7.8 настоящих норм.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, следует, как правило, соединять ветви сквозных внецентренно-сжатых элементов, решетками.

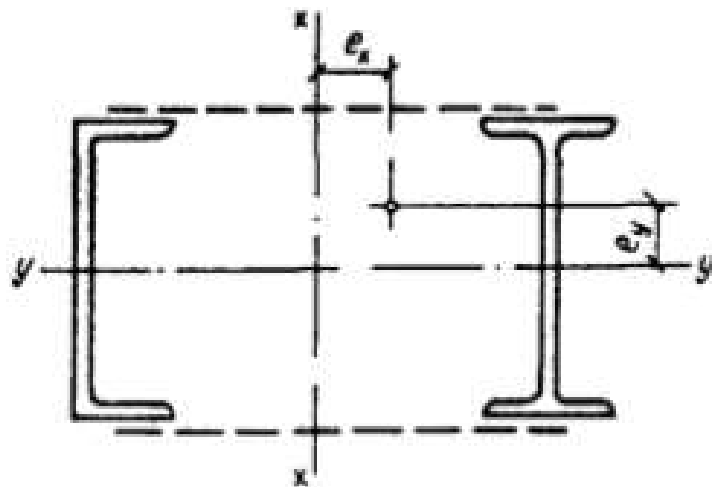


Рисунок 7 – Сквозное сечение стержня из двух сплошностенчатых ветвей

Опорные части

7.37 Неподвижные шарнирные опоры с центрирующими прокладками, тангенциальные, а при весьма больших реакциях - балансирующие опоры следует применять при необходимости строго равномерного распределения давления под опорой. Плоские или катковые подвижные опоры следует применять в случаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальных усилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы. Коэффициент трения в плоских подвижных опорах принимается равным 0,3, в катковых - 0,03.

7.38 . Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирующих опор следует выполнять (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем $\pi/2$) по формуле

$$\frac{F}{1,25rlR_{lp}\gamma_c} \leq 1 \quad (62)$$

где F - давление (сила) на опору;

r и l - соответственно радиус и длина шарнира;

R_{lp} - расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое согласно требованиям табл. Г.1 настоящих норм.

7.39 Расчет на диаметрально сжатие катков должен производиться по формуле

$$\frac{F}{ndlR_{cd}\gamma_c} \leq 1 \quad (63)$$

где n - число катков;

d и l - соответственно диаметр и длина катка;

R_{cd} - расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое согласно требованиям табл. Г.1 настоящих норм.

8 Расчетные длины элементов стальных конструкций

Расчетные длины элементов плоских ферм и связей

8.1 Расчетные длины l_{ef} элементов плоских ферм и связей, за исключением элементов перекрестной решетки ферм, следует принимать по табл.5.

8.2 Расчетную длину l_{ef} элемента, по длине которого действуют

сжимающие силы N_1 и N_2 ($N_1 > N_2$), из плоскости фермы (рис.8, в, г) следует вычислять по формуле

$$l_{ef} = l_1 \left(0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (64)$$

Расчет на устойчивость в этом случае следует выполнять на силу N_1

Т а б л и ц а 5

Направление продольного изгиба	Расчетная длина l_{ef}		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1. В плоскости фермы:	l	l	$0,8l$
а) для ферм, кроме указанных в поз. 1,б			
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l	l	$0,9l$
2. В направлении, перпендикулярном плоскости фермы (из плоскости фермы):	l_1	l_1	l_1
а) для ферм, кроме указанных в поз. 2,б			
б) для ферм с поясами из замкнутых профилей с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l_1	l_1	$0,9l_1$
<p>Обозначения, принятые в табл. 5 (рис. 8):</p> <p>l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;</p> <p>l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т.п.)</p>			

8.3 Расчетные длины элементов перекрестной решетки, скрепленных между собой (рис.8, д), следует принимать:

в плоскости фермы - равными расстоянию от центра узла фермы до точки их пересечения ($l_{ef} = l$); из плоскости фермы: для сжатых элементов - по табл.6;

для растянутых элементов - равными полной геометрической длине ($l_{ef} = l_1$)

8.4 Радиусы инерции i сечений элементов из одиночных уголков следует

принимать:

при расчетной длине элемента, равной l или $0,9l$ (где l - расстояние между ближайшими узлами) - минимальный ($i = i_{min}$);

в остальных случаях - относительно оси уголка, перпендикулярной или параллельной плоскости фермы ($i=i_x$ или $i=i_y$ в зависимости от направления продольного изгиба).

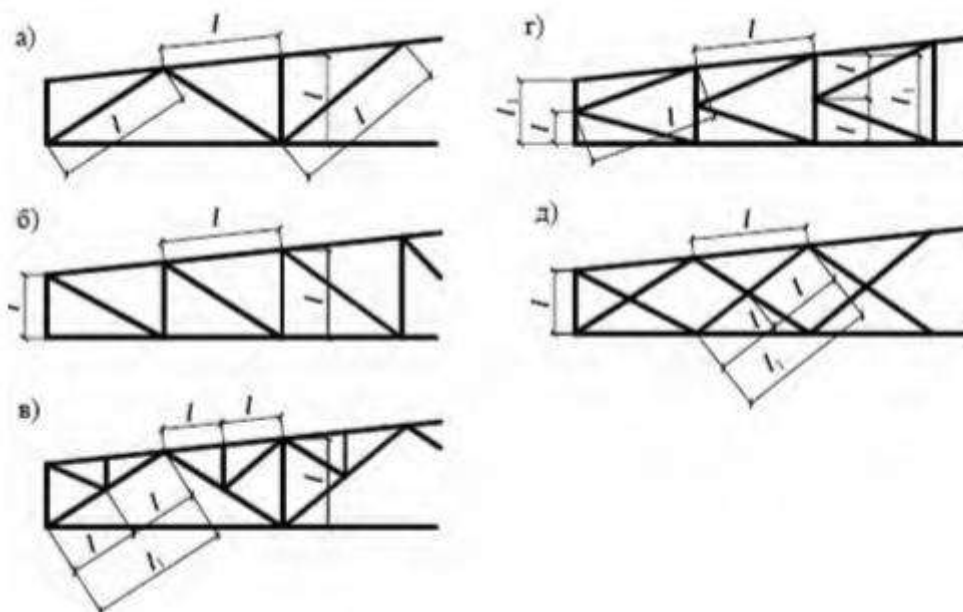


Рисунок 8 – Схемы решеток ферм (обозначения см.табл.5) для определения расчетных длин элементов

а - треугольная со стойками; б - раскосная; в - треугольная со шпренгелем; г - полураскосная треугольная; д - перекрестная;

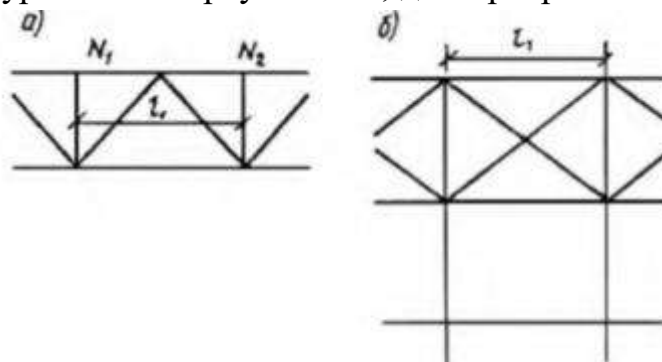


Рисунок 9 – Схемы для определения расчетной длины пояса фермы из плоскости
а - схема фермы; б - схема связей между фермами (вид сверху)

Т а б л и ц а 6

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина l_{ef} из плоскости фермы при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l_1$	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой: рассматриваемый элемент не прерывается;	$0,7l_1$	l	$1,4l_1$
рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой;	$0,7l_1$	-	-
Обозначения, принятые в табл. 6 (рис. 8, д): l – расстояние от центра узла фермы до пересечения элементов; l_1 – полная геометрическая длина элемента.			

Расчетные длины элементов пространственных решетчатых конструкций

8.5 Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции сечений i сжатых и ненагруженных элементов из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать по табл.7.

Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции i растянутых элементов из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать:

для поясов - по табл.7; для перекрестных раскосов по рис.10, а, д, е:

в плоскости грани - равными длине l_d и радиусу инерции i_{min} ;

из плоскости грани - полной геометрической длине раскоса L_d , равной расстоянию между узлами прикрепления к поясам, и радиусу инерции i_x относительно оси, параллельной плоскости грани; для раскосов по рис.10, б, в, г - равными длине l_d и радиусу инерции i_{min} ;

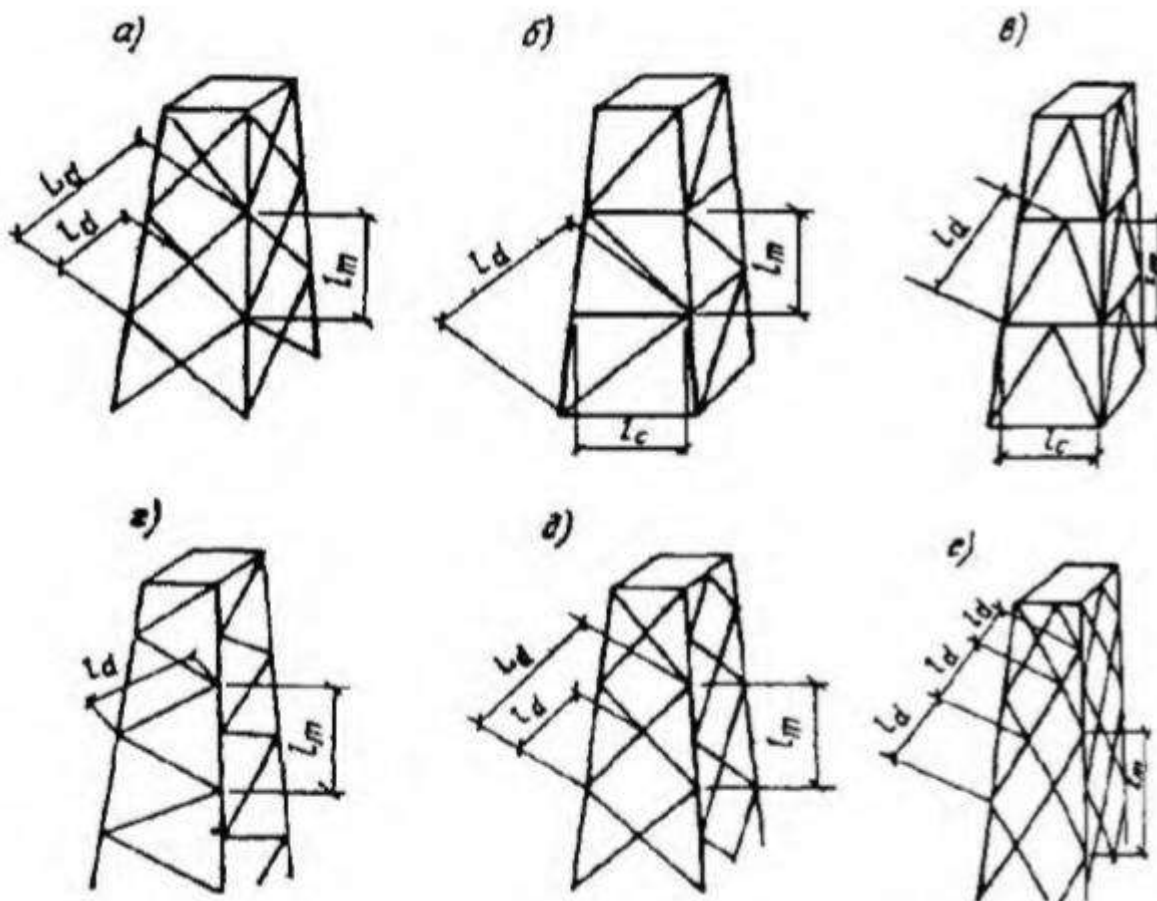


Рисунок 10 – Схемы пространственных решетчатых конструкций а, б, в - с совмещенными в смежных гранях узлами; г, д, е - с несовмещенными в смежных гранях узлами

Т а б л и ц а 7

Элементы	l_{ef}	i
Пояса: по рис. 10, а,б,в по рис. 10, г,д,е	L_m $1,4l_m$	i_{min} i_x или i_y
Раскосы: по рис. 10, б,в,г по рис. 10, а,д по рис. 10, е	$\mu_d l_d$ $\mu_d l_{dc}$ l_d	i_{min} i_{min} i_{min}
Распорки: по рис. 10, б по рис. 10, в	$0,8l_c$ $0,65l_c$	i_{min} i_{min}
где l_{dc} – условная длина раскоса, принимается по табл. 8 μ_d – коэффициент расчетной длины раскоса, принимаемый по табл. 9		

Примечания

1 Раскосы по рис. 10, а,д,е в точках прересечения должны быть скреплены между собой.

2 Для раскосов по рис. 10, е необходима дополнительная проверка их из плоскости грани с учетом расчета по деформированной схеме.

3 Значение l_{ef} для распорок по рис. 10, в дано для равнополочных уголков.

Т а б л и ц а 8

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина l_{dc} при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающе м	сжатом
Оба элемента не прерываются	l_d	$1,6l_d$	$0,8L_d$
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой; рассматриваемый элемент не прерывается: в конструкциях по рис. 10, а в конструкциях по рис. 10, д при $1 < n \leq 3$ при $n > 3$	$1,3l_d$ $(1,75-0,15n)l_d$ $1,3 l_d$	$1,6l_d$ $(1,9-0,1n)l_d$ $1,6 l_d$	L_d L_d L_d
Узел пересечения элементов закреплен от смещения из плоскости грани (диафрагмой и т.п.)	l_d	l_d	l_d

где l_d – длина раскоса по рис. 10, а,д

$$n = \frac{J_{m,\min} l_d}{J_{d,\min} l_m}, \text{ где } J_{m,\min} \text{ и } J_{d,\min} \text{ – наименьшие моменты инерции сечения}$$

соответственно пояса и раскоса.

Т а б л и ц а 9

Прикрепление элемента к поясам	n	Значение μ_d при $\frac{l}{i_{min}}$, равном		
		до 60	св. 60 до 160	св. 160
Сварными швами, болтами (не менее двух), расположенными вдоль элемента, без фасонки	до 2	1,14	$0,54+36\frac{i_{min}}{l}$	0,765
	св. 6	1,04	$0,56+28,8\frac{i_{min}}{l}$	0,74
Одним болтом без фасонки	независимо от n	1,12	$0,64+28,8\frac{i_{min}}{l}$	0,82
<p>Обозначения, принятые в табл. 9: n - см. табл. 8; l - длина, принимаемая: l_d – по рис. 10, б, в, г; l_{dc} – по табл. 8 (для элементов – по рис. 10, а, д).</p> <p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 Значения μ_d при значениях n от до 6 следует определять линейной интерполяцией.</p> <p>2 При прикреплении одного конца раскоса к поясу без фасонки сваркой или болтами, а второго конца через фасонку, коэффициент расчетной длины раскоса следует принимать равным $0,5(1+ \mu_d)$; при прикреплении обоих концов раскоса через фасонки - $\mu_d = 1,0$.</p> <p>3 Концы раскосов по рис. 10, в следует крепить, как правило, без фасонки. В этом случае при их прикреплении к распорке и поясу сварными швами или болтами (не менее двух), расположенными вдоль раскоса, значение коэффициента μ_d следует принимать по строке при значении n «До 2». В случае прикреплении их концов одним болтом значение коэффициента μ_d следует принимать по строке «Одним болтом без фасонки», при вычислении значения l_{ef} по табл. 7 вместо μ_d следует принимать $0,5(1+ \mu_d)$.</p>				

8.6 При определении гибкостей $\lambda = l_{ef} / i$ сжатых и растянутых стержней из одиночных равнополочных уголков расчетные длины l_{ef} уголков и их радиусы инерции i в случаях, не оговоренных в п.8.5 следует принимать в соответствии с табл.10 и рис.11.

При прикреплении раскосов с помощью фасонки коэффициенты расчетной длины раскосов необходимо определять по примеч. 2 к табл.9. Для элементов шпренгелей расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции i следует определять как для основных раскосов.

8.7 Расчетные длины диагональных пересекающихся элементов диафрагмы из одиночных уголков, если один элемент сжат, а другой растянут, принимаются равными половине длины диагонали, а расчетный радиус инерции $i = i_{min}$. Если оба элемента сжаты, расчетная длина равна полной длине элемента, а $i = i_x$.

8.8 При определении расчетных длин элементов решетки опор из одиночных равнополочных уголков и их расчетных радиусов инерции в случаях, не рассмотренных в пп.8.6 и 8.7, необходимо учитывать следующие условия:

если стержень закреплен только по концам, расчетная длина принимается равной геометрической, а расчетный радиус инерции $i = i_{min}$;

если стержень имеет промежуточные закрепления, препятствующие перемещениям закрепляемых точек в плоскости как одной, так и второй полки, расчетная длина принимается равной максимальному расстоянию между закреплениями, а расчетный радиус инерции $i = i_{min}$;

Т а б л и ц а 10

Элементы опор	l_{ef}	i
Пояса по рис. 11, а-д	l_m	i_{min}
Раскосы: по рис. 11, а, з, д (раскосы P_1 и P_2)	l_d	i_{min}
по рис. 11, б, в; черт. 2, з, д (раскос P_3)	l_d	i_x
Распорки: по рис. 11, а, б, з, д	$0,9l_c$	i_{min}
по рис. 11, в	l_c	i_{min}

П р и м е ч а н и е – Приведенные рекомендации по определению l_{ef} и i для раскосов по черт. 2, в относятся к случаю, когда один раскос сжат, а другой растянут

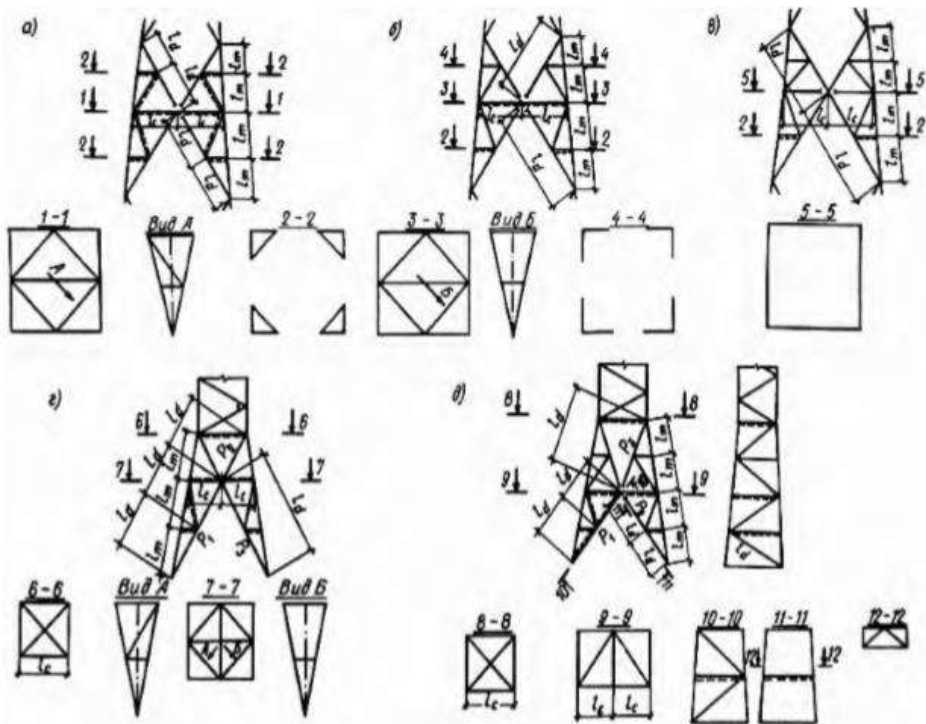


Рисунок 11 – Схемы шпренгельной решетки а - с раскреплением раскоса из плоскости грани средней части опоры; б - без раскрепления раскоса из плоскости грани средней части опоры; в - без диафрагмы в средней части опоры; г - с ромбической решетчатой диафрагмой в нижней части опоры; д - с треугольной решетчатой диафрагмой в нижней части опоры

если промежуточные закрепления препятствуют перемещениям закрепляемых точек только в плоскости одной полки, расчетная длина принимается равной расстоянию между концевыми закреплениями, а расчетный радиус инерции $i = i_x$;

если одно промежуточное закрепление препятствует перемещению в плоскости только одной полки и делит закрепляемый стержень на участки неравной длины, необходимо выполнить две проверки устойчивости стержня:

а) в плоскости нераскрепленной полки, принимая расчетную длину равной расстоянию между концевыми закреплениями, при этом расчетный радиус инерции $i = i_x$;

б) на длине, равной максимальному расстоянию от промежуточного закрепления до концевого, при этом расчетный радиус инерции $i = i_{min}$.

8.9 Расчетные длины l_{ef} и радиус инерции i элементов из труб или парных уголков следует принимать согласно требованиям подраздела «Расчетные длины элементов плоских ферм и связей».

Расчетные длины элементов структурных конструкций

8.10 Расчетные длины l_{ef} элементов структурных конструкций следует принимать по табл.11.

Радиусы инерции сечений i элементов структурных конструкций при определении гибкости следует принимать: для сжато-изгибаемых элементов относительно оси, перпендикулярной или параллельной плоскости изгиба ($i = i_x$ или $i = i_y$);

в остальных случаях - минимальными ($i = i_{min}$)

Расчетные длины колонн (стоек)

8.11 Расчетные длины l_{ef} колонн стоек постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l \quad (65)$$

где l - длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа;

μ - коэффициент расчетной длины.

8.12 Коэффициенты расчетной длины μ колонн и стоек постоянного сечения следует принимать в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки. Для некоторых случаев закрепления и вида нагрузки значения

приведены в табл. 3.6

8.13 Коэффициенты расчетной длины μ колонн постоянного сечения в плоскости рамы при жестком креплении ригелей к колоннам следует определять для свободных и несвободных рам при одинаковом нагружении верхних узлов по формулам табл.12;

Для одноэтажных рам в формуле (67) и многоэтажных в формулах (68), (69) и (75) при шарнирном креплении нижних или верхних ригелей к колоннам принимаются $p = 0$ или $n = 0$ ($J_i = 0$ или $J_s = 0$), при жестком креплении $p = 50$ или $n = 50$ ($J_i = 0$ или $J_s = 0$). При этом коэффициент μ в формуле (67) принимается равным двум, а формулы (68), (69) для свободных рам и (75) для несвободных рам могут быть упрощены (см. частные случаи табл.12).

При отношении $H / B > 6$ (где H - полная высота многоэтажной рамы, B - ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом как составного стержня, заземленного в основании.

8.14 Коэффициент расчетной длины μ наиболее нагруженной колонны в плоскости одноэтажной свободной рамы здания при неравномерном нагружении верхних узлов и наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн следует определять по формуле

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{\frac{J_c \sum N_i}{N_c \sum J_i}} \geq 0,7 \quad (78)$$

где μ - коэффициент расчетной длины проверяемой колонны, вычисленный по табл.12;

J_c и N_c - соответственно момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колонне рассматриваемой рамы;

$\sum N_i$, $\sum J_i$ - соответственно сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны);

все усилия N_i следует находить при той же комбинации нагрузок, которая вызывает усилие в проверяемой колонне.

Т а б л и ц а 11

Элементы структурных конструкций	Расчетная длина l_{ef}
1. Кроме указанных в поз. 2 и 3	l
2. Неразрезные (не прерывающиеся в узлах) пояса и прикрепляемые в узлах сваркой впритык к шаровым или цилиндрическим узловым элементам	$0,85l$

3. Из одиночных уголков, прикрепляемых в узлах одной полкой:	
а) сварными швами или болтами (не менее двух), расположенными вдоль элемента, при l/i_{min} :	
до 90	l
св. 90 до 120	$0,9l$
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	$0,75l$
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	$0,7l$
б) одним болтом при l/i_{min} :	
до 90	l
св. 90 до 120	$0,95l$
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	$0,85l$
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	$0,8l$
где l – геометрическая длина элемента (расстояние между узлами структурной конструкции).	

8.15 Коэффициенты расчетной длины μ отдельных участков ступенчатых колонн в плоскости рамы следует определять согласно прил. 3.

При определении коэффициентов расчетной длины μ для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий разрешается:

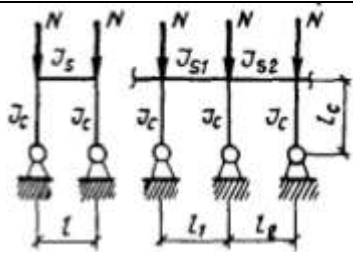
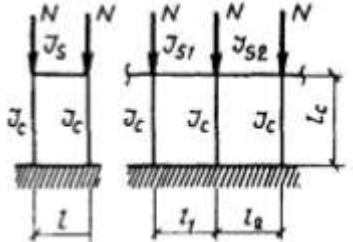
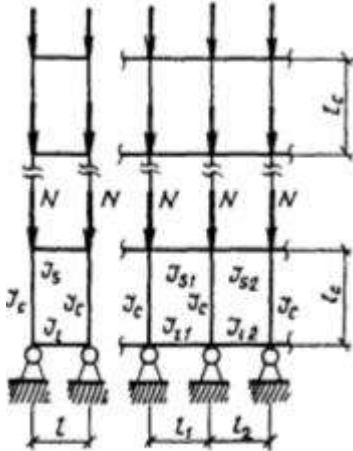
не учитывать влияние степени загрузки и жесткости соседних колонн;

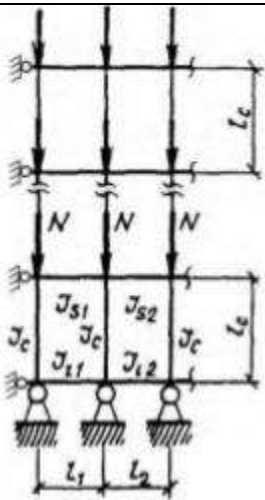
определять расчетные длины колонн лишь для комбинации нагрузок, дающей наибольшие значения продольных сил на отдельных участках колонн, и получаемые значения использовать для других комбинаций нагрузок;

для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей, связывающих поперку все колонны и обеспечивающих пространственную работу сооружения, определять расчетные длины колонн как для стоек, неподвижно закрепленных на уровне ригелей;

для одноступенчатых колонн при соблюдении условий $l_2/l_1 \leq 0,6$ и $N_1/N_2 \geq 3$ и принимать значения μ по табл.13.

Т а б л и ц а 12

Расчетные схемы свободных рам	Формулы для определения коэффициента μ	Коэффициенты n и p для рам	
		Однопролетных	пролетных многопролетных ($k \geq 2$)
Свободные рамы			
	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}} \quad (66)$	$n = \frac{J_s l_c}{J_c l}$	$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1}$
	$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}} \quad (67)$		
	<p style="text-align: center;">при $n \leq 0,2$</p> $\mu = \frac{(p + 0,68)\sqrt{n + 0,22}}{\sqrt{0,68p(p + 0,9)(n + 0,08) + 0,1n}}; \quad (68)$	Верхний этаж	
		$n = \frac{J_s l_c}{J_c l}$	$n = \frac{2k(n_1 + n_2)}{k + 1}$
		$p = \frac{J_i l_c}{2J_c l}$	$p = \frac{k(p_1 + p_2)}{k + 1}$
	Средний этаж		$n = \frac{J_s l_c}{J_c l}$
	<p style="text-align: center;">при $n > 0,2$</p> $\mu = \frac{(p + 0,68)\sqrt{n + 0,22}}{\sqrt{pn(p + 0,9) + 0,1n}} \quad (69)$	$p = \frac{J_i l_c}{2J_c l}$	$p = \frac{k(p_1 + p_2)}{k + 1}$
		Нижний этаж	

		$n = \frac{J_s l_c}{J_c l}$	$n = \frac{2k(n_1 + n_2)}{k + 1}$
		$p = \frac{J_i l_c}{2J_c l}$	$p = \frac{k(p_1 + p_2)}{k + 1}$
Частные случаи	$\mu = 2,15 \sqrt{\frac{n+0,22}{n}} \quad (70)$	$0,03 \leq n \leq 0,2$	$p = 0$
	$\mu = 2,0 \sqrt{\frac{n+0,28}{n}} \quad (71)$	$n > 0,2$	
	$\mu = \frac{(p+0,63)}{\sqrt{p(p+0,9)+0,1}} \quad (72)$	$n = 50$	$0,03 < p < 50$
	$\mu = 1,21 \sqrt{\frac{n+0,22}{n+0,08}} \quad (73)$	$0,03 \leq n \leq 0,2$	$p = 50$
	$\mu = \sqrt{\frac{n+0,28}{n}} \quad (74)$	$n > 0,2$	
Несвободные рамы			
	$\mu = \sqrt{\frac{1+0,46(p+n)+0,18pn}{1+0,93(p+n)+0,71pn}} \quad (75)$	Верхний этаж	
		$n = n_1;$ $p = 0,5 p_1$	$n = n_1+n_2$ $p = 0,5(p_1+p_2)$
		Средний этаж	
		$n = 0,5 n_1;$ $p = 0,5 p_1$	$n = 0,5(n_1+n_2)$ $p = 0,5(p_1+p_2)$
		Нижний этаж	
$n = 0,5 n_1;$ $p = p_1$	$n = 0,5(n_1+n_2)$ $p = p_1+p_2$		
Частные случаи	$\mu = \sqrt{\frac{1+0,46n}{1+0,93n}} \quad (76)$	$p = 0$	
	$\mu = \sqrt{\frac{1+0,39n}{2+1,54n}} \quad (77)$	$p = 50$	
<p>Обозначения, принятые в табл.12: J_{s1}, J_{s2} и J_{i1}, J_{i2} – моменты инерции сечения ригелей, примыкающих соответственно к верхнему и нижнему концу проверяемой колонны;</p> <p>J_c, l_c – соответственно момент инерции сечения и длина проверяемой колонны;</p> <p>l, l_1, l_2 – пролеты рамы;</p>			

k – число пролетов;

$$n_1 = \frac{J_{s1}l_c}{J_c l_1}; n_2 = \frac{J_{s2}l_c}{J_c l_2}; p_1 = \frac{J_{i1}l_c}{J_c l_1}; p_2 = \frac{J_{i2}l_c}{J_c l_2}$$

Примечания

1 Для крайней колонны свободной многопролетной рамы коэффициент μ следует определять при значениях p и n как для колонн однопролетной рамы.

2 В формуле (75) p и n в одноэтажной однопролетной раме принимаются равными:

$$p = \frac{J_{i1}l_c}{J_c l}; n = \frac{J_{s1}l_c}{J_c l};$$

8.16 Расчетные длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рам) следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм; узлами креплений связей и ригелей и т.п.). Расчетные длины допускается определять на основе расчетной схемы, учитывающей фактические усилия закрепления концов колонн.

8.17 Расчетную длину ветвей плоских опор транспортерных галерей следует принимать равной:

в продольном направлении галереи - высоте опоры (от низа базы до оси нижнего пояса фермы или балки), умноженной на коэффициент μ определяемый как для стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов;

в поперечном направлении (в плоскости опоры) - расстоянию между центрами узлов, при этом должна быть также проверена общая устойчивость опоры в целом как составного стержня, защемленного в основании и свободного вверху.

8.18 Предельные гибкости сжатых и растянутых элементов следует принимать по приложению И.

Т а б л и ц а 13

Условия закрепления верхнего конца колонны	Коэффициенты μ для участка колонны		
	нижнего при J_2/J_1 , равном		верхнего
	св. 0,1 до 0,3	св. 0,05 до 0,1	
Свободный конец	2,5	3,0	3,0

Конец, закрепленный только от поворота	2,0	2,0	3,0
Неподвижный, шарнирно опертый конец	1,6	2,0	2,5
Неподвижный, закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2,0
где $l_1; J_1, N_1$ – соответственно длина нижнего участка колонны, момент инерции сечения и действующая на этом участке продольная сила; $l_2; J_2, N_2$ – то же, верхнего участка колонны.			

9 Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых и сжатых элементов

Стенки балок

9.1 Стенки балок для обеспечения их устойчивости следует укреплять: поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки; поперечными основными и продольными ребрами; поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром (при этом промежуточные короткие ребра следует располагать между сжатым поясом и продольным ребром).

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, следует рассчитывать на устойчивость. При этом расчетными размерами проверяемой пластинки являются:

a - расстояние между осями поперечных основных ребер;

h_{ef} - расчетная высота стенки (рис.12), равная в балках, составленных из прокатных профилей - расстоянию между началами внутренних закруглений, в сварных балках полной высоте стенки, в балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах - расстоянию между ближайшими к оси балки краями поясных уголков, в гнутых профилях (рис.13) - расстоянию между краями выкружек;

t - толщина стенки.

9.2 Расчет на устойчивость стенок балок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния (σ , τ и σ_{loc}).

Напряжения σ , τ и σ_{loc} следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента φ_b .

9.3 Сжимающее напряжение σ у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс», и среднее касательное напряжение τ следует вычислять по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y \tag{79}$$

$$\tau = \frac{Q}{th} \tag{80}$$

где h - полная высота стенки;

M и Q - средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека;

если длина отсека больше его расчетной высоты, то M и Q следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека;

если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

Местное напряжение σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять согласно требованиям п.7.13 и п.15.38 (при $\gamma_{fl} = 1,1$) настоящих норм.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно должны быть учтены только два компонента напряженного состояния: σ и τ или σ_{loc} и τ .

Односторонние поясные швы следует применять в балках, в которых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (81) не превышают $0,9\gamma_c$ при $\bar{\lambda} < 3,8$ и γ_c при $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$.

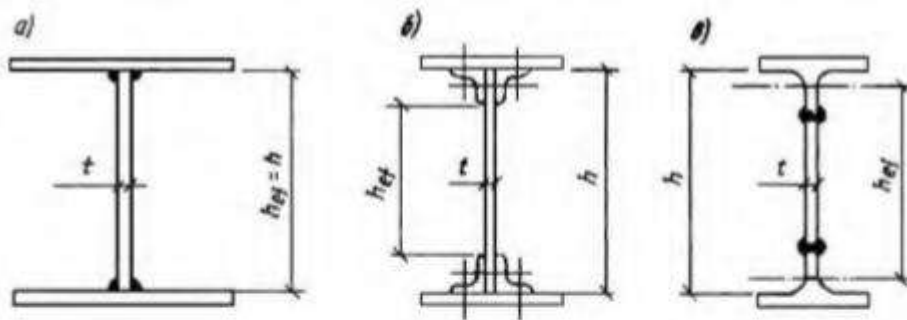


Рис. 12. Расчетная высота стенки составной балки

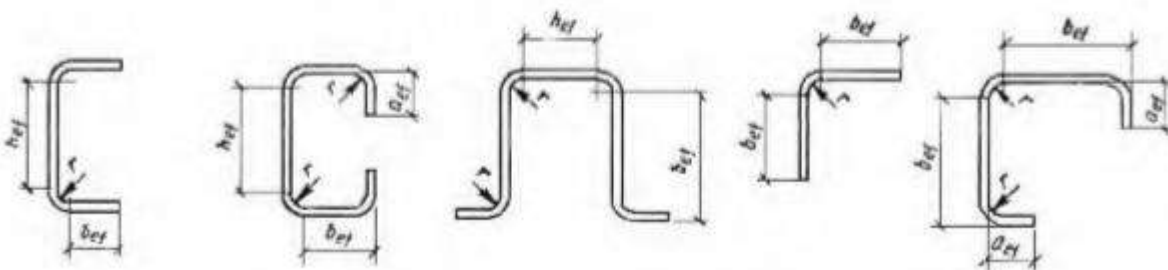


Рис. 13. Схемы поперечных сечений гнутых профилей

9.4 Устойчивость стенок балок не требуется проверять, если при выполнении условий по формуле (29) условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ не превышает значений:}$$

3,5 - при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами;

3,2 - то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 - при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами. При этом следует устанавливать поперечные основные ребра жесткости согласно требованиям п.п. 9.10; 9.12. и 9.13. 9.5 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6$ следует выполнять по формуле

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} / \gamma_c \leq 1 \quad (81)$$

где γ_c - коэффициент, принимаемый по приложению Д настоящих норм;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (82)$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} \quad (83)$$

В формуле (82) коэффициент c_{cr} следует принимать:

для сварных балок - по табл. 14 в зависимости от значения коэффициента δ :

Т а б л и ц а 14

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3 \quad (84)$$

где b_f и t_f - соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;

β - коэффициент, принимаемый по табл.15; для балок на высокопрочных болтах $c_{cr} = 35,2$.

Т а б л и ц а 15

Балки	Условия работы сжатого пояса	β
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены	2
	Крановые рельсы приварены	∞
Прочие	При непрерывном опирании плит	∞
	В прочих случаях	0,8

П р и м е ч а н и е – Для отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента δ следует принимать $\beta=0,8$

В формуле (83)
$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

где d - меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a);

μ - отношение большей стороны пластинки к меньшей.

9.6 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения с учетом развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc}=0$) и при $\tau \leq 0,9R_s$, $A_f/A_w \geq 0,25$; $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$ следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{h^2_{ef} t \left(\frac{A_f}{A_w + \alpha} \right)} R_y \gamma_c \leq 1 \quad (85)$$

где $\alpha = 0,24 - 0,15(\tau / R_s)^2 - 8,5 \cdot 10^{-3}(\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$,

здесь γ_c следует принимать по приложению Д, а τ - определять по формуле (80).

9.7 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости (рис.14), при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr+}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} / \gamma_c \leq 1 \quad (86)$$

где γ_c - следует принимать по приложению Д настоящих норм;

σ ; σ_{loc} ; τ - определять согласно требованиям п. 9.2;

τ_{cr} - определять по формуле (83)

Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле (86) следует определять:

а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$ σ_{cr} - по формуле (82);

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}^2 a} \quad (87)$$

где c_1 - коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл.16 в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения δ , вычисляемого по формуле (84), а для балок на высокопрочных болтах - по табл.17;

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

Если нагружен растянутый пояс, то при расчете стенки с учетом только σ_{loc} и τ при определении коэффициента δ по формуле (84) за b_f и t_f следует принимать соответственно ширину и толщину нагруженного растянутого пояса;

Т а б л и ц а 16

δ	Значения c_1 , для сварных балок при a/h_{ef} , равном								
	$\leq 0,5$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
≤ 1	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
≥ 30	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

Т а б л и ц а 17

a/h_{ef}	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
c_1	13,7	15,9	20,8	28,4	38,7	51,0	64,2	79,8	94,9

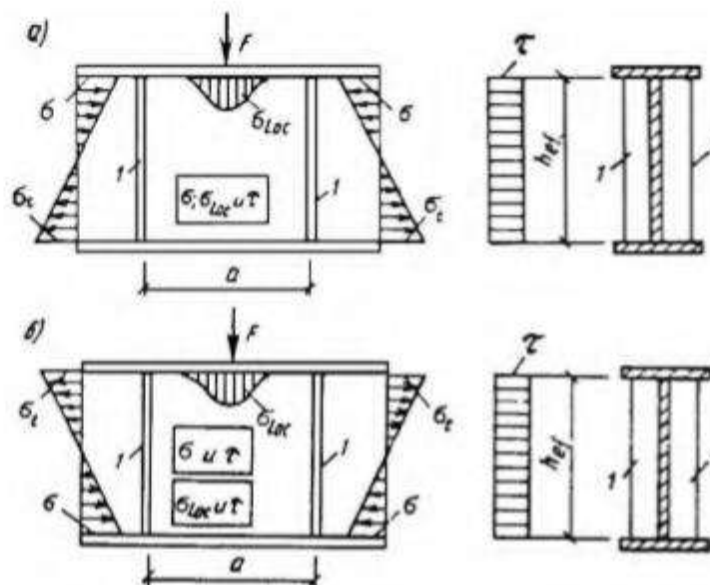


Рис.14. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости
 а - сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б - то же, к растянутому поясу

а - сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б - то же, к растянутому поясу б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc} / σ больше значений, указанных в табл.18, σ_{cr} - по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (88)$$

где c_2 - коэффициент, определяемый по табл.19;

$\sigma_{loc,cr}$ - по формуле (87), в которой при $a/h_{ef} > 2$ следует принимать $a = 2h_{ef}$;

в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc} / σ не более значений, указанных в табл. 18:

σ_{cr} - по формуле (82)

$\sigma_{loc,cr}$ - по формуле (87), но с подстановкой $0,5a$ вместо a при вычислении $\bar{\lambda}_a$

в формуле (87) и в табл.16

Во всех случаях τ_{cr} следует вычислять по действительным размерам отсека.

Т а б л и ц а 18

Балки	δ	Предельные значения σ_{loc} при a/h_{ef} , равном							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
Сварные	≤ 1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	≥ 30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных болтах	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Т а б л и ц а 19

a/h_{ef}	$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
c_2	По табл. 14, т.е. $c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

9.8 В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кроме поперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии h_1 от расчетной (сжатой) границы отсека (рис.15), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, следует рассчитывать отдельно:

а) пластинку 3, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\left[\frac{\sigma}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr1}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr1}} \right)^2 \right] \sqrt{\gamma_{cr1}} \leq 1 \quad (89)$$

где γ_c следует принимать по приложению F настоящих норм, а σ , σ_{loc} и τ - определять согласно требованиям п.9.2.

Значения σ_{cr1} и $\sigma_{loc,cr}$ следует определять по формулам:

при $\sigma_{loc} = 0$

$$\sigma_{cr1} = \frac{4,76R_y}{1 - h_1 / h_{ef} \bar{\lambda}_{1}^2} \quad (90)$$

где $\bar{\lambda}_1 = \frac{h_1}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$;

при $\sigma_{loc} \neq 0$ и $\mu_1 = a/h_1 \leq 2$

$$\sigma_{cr1} = \frac{1,19\psi R_y}{1 - h_1 / h_{ef} \bar{\lambda}_{1}^2} \quad (91)$$

$$\sigma_{loc,cr\&} = (1,24 + 0,47\mu_1)\psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \quad (92)$$

где $\psi = \left(\mu_1 + \frac{1}{\mu_1} \right)^2$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (93)$$

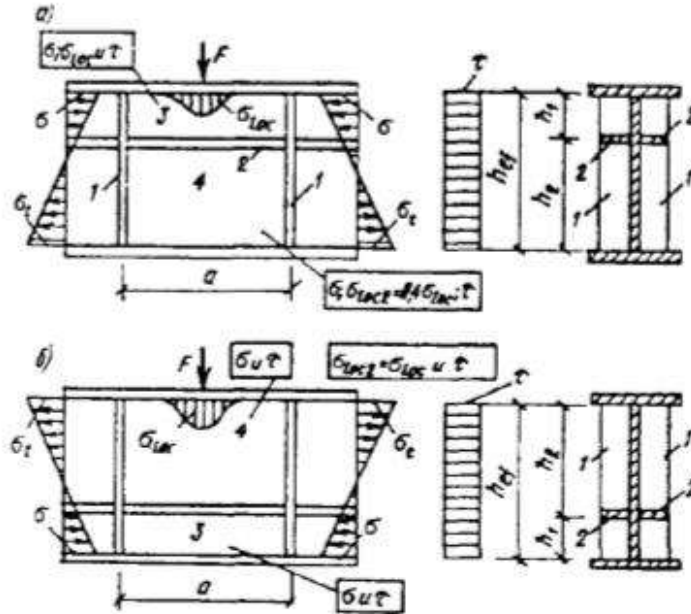


Рис.15 Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами и продольным ребром жесткости

а - сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б - то же, к растянутому; 1 - поперечное основное ребро жесткости; 2 - продольное ребро жесткости; 3 - пластинка у сжатого пояса; 4 - пластинка у растянутого пояса

а - сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б - то же, к растянутому; 1 - поперечное основное ребро жесткости; 2 - продольное ребро жесткости; 3 - пластинка у сжатого пояса; 4 - пластинка у растянутого пояса

Если $a/h_1 > 2$, то при вычислении σ_{cr1} и $\sigma_{loc,cr1}$ следует принимать $a = 2h_1$; τ_{cr1} необходимо определять по формуле (83) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 4, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, по формуле

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc,cr2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2} / \gamma_c \leq 1 \tag{94}$$

$$\text{где } \sigma_{cr2} = \frac{5,43}{\left(0,5 - \frac{h_1}{h_{ef}}\right)^2} \frac{R_y}{\lambda_w^2} \tag{95}$$

$\sigma_{loc,cr}$ - следует определять по формуле (87) и табл.1 б при $\delta = 0,8$ заменяя значение отношения a/h_{ef} значением $a/(h_{ef} - h_1)$;

τ_{cr2} - следует определять по формуле (83) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

$\sigma_{loc2} = 0,4\sigma_{loc}$ - при приложении нагрузки к сжатому поясу (рис.15, а);
 $\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$ - при приложении нагрузки к растянутому поясу (рис.15, б).

Коэффициент γ_c следует определять по приложению Д настоящих норм.

9.9 При укреплении пластинки 3 дополнительными короткими поперечными ребрами их следует доводить до продольного ребра (рис.16).

В этом случае расчет пластинки 3 следует выполнять по формулам (89) ÷ (93), в которых величину a следует заменять величиной a_1 , где a_1 - расстояние между осями соседних коротких ребер (рис.16); расчет пластинки 4 следует выполнять согласно требованиям п. 9.7,б.

9.10 Расчет на устойчивость стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) следует выполнять по формулам пп. 9.4, 9.6 ÷ 9,8 с учетом следующих изменений:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (82) и (88) и табл.19 значение h_{ef} следует принимать равным удвоенному расстоянию от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При $a/h_{ef} > 0,8$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ следует выполнять оба расчета, указанные в пп. 9.6, б и 9.6, в, независимо от значения σ_{loc} / σ ;

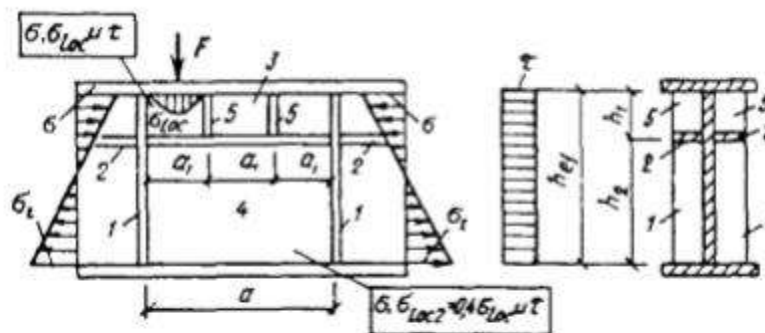


Рис.16. Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2), разделяющим отсек стенки на пластинку (3) у сжатого пояса и пластинку (4) у растянутого пояса, а также короткими ребрами жесткости (5).

для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне:

а) в формулы (90), (91) и (94) вместо h_1 / h_{ef} следует подставлять $\alpha h_1 / 2h_{ef}$;

б) в формулу (95) вместо $(0,5-h_1/h_{ef})$ следует подставлять $\left(\frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}} \right)$.

Здесь $\alpha = \frac{\sigma - \sigma_t}{\sigma}$,

где σ_t - краевое растягивающее напряжение (со знаком "минус") у расчетной границы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса расчет на устойчивость при одновременном действии напряжений σ и τ следует производить по формуле (97).

9.11 Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки балки $\bar{\lambda}_w$ превышают 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки и 2,2 - при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \leq 3,2$.

Допускается превышать указанные выше расстояния между ребрами до значения $3h_{ef}$ при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по пп. 9.4, 9.6 - 9.9 и общая устойчивость балки обеспечена выполнением требований п 7.16, а или 7.16, б, причем значения l_{ef} / b для сжатого пояса не должны превышать значений, определяемых по формулам табл.2 для нагрузки, приложенной к верхнему поясу.

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах следует устанавливать поперечные ребра.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_h должна быть для парного симметричного ребра не менее $h_{ef} / 30 + 40$ мм; для одностороннего ребра - не менее $h_{ef} / 24 + 50$ мм; толщина ребра t_s должна быть не менее $2b_h \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Стенки балок допускается укреплять односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парного симметричного ребра.

9.12 При укреплении стенки одним продольным ребром необходимые моменты инерции J_s сечений ребер жесткости следует определять:

для поперечных ребер - по формуле

$$J_s = 3h_{ef}t^3 \quad (96)$$

для продольного ребра - по формулам табл.20 с учетом его предельных значений.

При расположении продольного и поперечных ребер с одной стороны

стенки моменты инерции сечений каждого из них вычисляются относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки. Минимальные размеры выступающей части поперечных и продольных ребер жесткости следует принимать согласно требованиям п.9.10.

Т а б л и ц а 20

h_1/h_{ef}	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра J_{sl}	Пределные значения	
		минимальные $J_{sl, min}$	максимальные $J_{sl, max}$
0,20	$(2,5-0,5a / h_{ef}) \times a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$7 h_{ef} t^3$
0,25	$(1,5-0,4a / h_{ef}) \times a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$3,5 h_{ef} t^3$
0,30	$1,5 h_{ef} t^3$	-	-

П р и м е ч а н и е – При вычислении J_{sl} для промежуточных значений h_1/h_{ef} допускается линейная интерполяция.

9.13 Участок стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией.

В расчетное сечение этой стойки следует включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки. Нижние торцы опорных ребер (рис.17) должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны превышать: в первом случае (рис.17, а) - расчетного сопротивления прокатной стали смятию R_p при $a \leq 1,5t$ и сжатию R_y при $a > 1,5t$; во втором случае (рис.17, б) – смятию R_p .

В случае приварки опорного ребра к нижнему поясу балки сварные швы должны быть рассчитаны на воздействие опорной реакции.

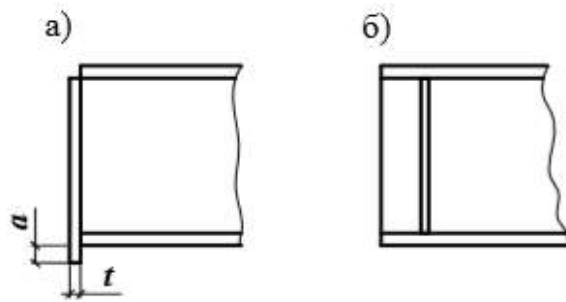


Рис.17. Схема устройства опорного ребра жесткости

а - в торце с применением строжки; б - удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

9.14 Одностороннее ребро жесткости, расположенное в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки, следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки.

Стенки центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

9.15 Отношение расчетной высоты стенки к толщине h_{ef}/t в центрально-сжатых ($m = 0$), а также во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах по рис.18 ($m > 0$), кроме случаев, указанных в п.9.16, как правило, не должно превышать значений $\bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, где значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять по табл. 21.

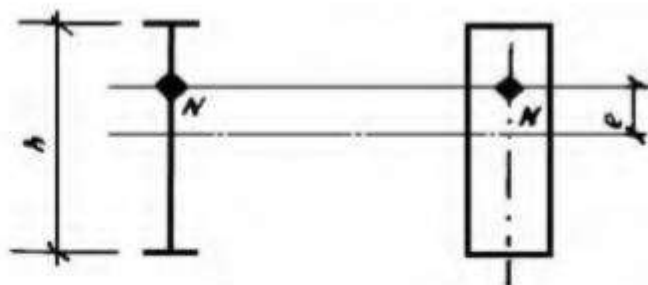


Рис.18. Схема внецентренно-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечения

9.16 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений (рис.18), рассчитываемых по формуле (54),

отношение расчетной высоты стенки h_{ef} к толщине t следует определять в зависимости от значения $\alpha = (\sigma - \sigma_l) / \sigma$ (σ - наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком "плюс" и вычисленное без учета коэффициентов φ_e, φ_{exy} или $c\varphi$; σ_l - соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки) и принимать не более значений, определяемых: при $\alpha \leq 0,5$ - по п. 9.14 настоящих норм;

при $\alpha > 1$ по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1)E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (97)$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1)\frac{\tau}{\sigma}$ (здесь - среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении);

при $0,5 < \alpha < 1$ - линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$

9.17 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов с сечениями, отличными от двутаврового и коробчатого (за исключением таврового сечения), установленные в п. 9.15 значения отношений h_{ef}/t_w следует умножать на коэффициент 0,75.

9.18 Для центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов таврового сечения с условной гибкостью $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 отношение расчетной высоты стенки $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$ не должно превышать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (98)$$

где b_f - ширина полки тавра;

h_{ef} - расчетная высота стенки тавра.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (98) следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

При назначении сечения элемента по предельной гибкости, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения h_{ef}/t следует умножать на коэффициент $\sqrt{\frac{R_y \varphi_m}{\sigma}}$ (где $\varphi_m = \varphi$ или $\varphi_m = \varphi_e$, $\sigma = N/A$), но не более чем на 1,25.

9.19 В центрально-сжатых элементах двутаврового сечения для стенок, имеющих расчетную высоту h_{ef} и укрепленных парным продольным ребром, расположенным посередине, значение h_{ef}/t , установленное в п. 9.14, следует

умножать на коэффициент β , определяемый при $J_{sl}/(h_{ef}t^3) \leq 6$ по формуле

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{J_{sl}}{h_{ef}t^3} \left(1 - 0,1 \frac{J_{sl}}{h_{ef}t^3} \right) \quad (99)$$

где J_{sl} - момент инерции сечения продольного ребра.

При укреплении стенки внецентренно-сжатого или сжато-изгибаемого элемента продольным ребром жесткости с моментом инерции $J_{sl} \geq 6h_{ef}t^3$, расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра следует рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять согласно требованиям пп.9.14 или 9.15.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки. Продольные ребра жесткости следует включать в расчетные сечения элементов. В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенки при вычислении h_{ef} следует учитывать развернутую длину гофра.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать согласно требованиям п.9.10 настоящих норм.

9.20 В случаях, когда фактическое значение h_{ef}/t превышает значение, определяемое по п.9.14 (для центрально-сжатых элементов не более чем в два раза), в расчетных формулах за значение A следует принимать значение A_{red} , вычисленное с высотой стенки h_{red} (в коробчатом сечении определяются h_{red} и h_{red1} для пластинок, образующих сечение и расположенных соответственно параллельно и перпендикулярно плоскости изгиба):

для двутаврового и швеллерного сечений ; $A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red})t$;

для коробчатого сечения:

при центральном сжатии $A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t - 2(h_{ef1} - h_{red1})t$;

при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом

$A_{red} = A - 2(h_{ef} - h_{red})t_w$.

Значения h_{red} следует определять: для центрально-сжатых элементов швеллерного сечения по формуле

$$h_{red} = t \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (100)$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ - условная гибкость стенки швеллерного сечения, принимаемая по табл. 21;

для центрально-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений по формуле

$$h_{red} = t \left[\bar{\lambda}_{uw} - \left(\frac{\bar{\lambda}_w}{\lambda_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ - условная гибкость стенки соответствующего сечения, принимаемая по табл.21 при $m=0$;

$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ - условная гибкость стенки, при вычислении принимаемая равной $\bar{\lambda}_{w1} = \frac{h_{ef1}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$

k - коэффициент, принимаемый равным для двутаврового сечения $k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}$ (при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$) и для коробчатого сечения $k = 2,9 + 0,2 \bar{\lambda} - 0,7 \bar{\lambda}$ (при $\bar{\lambda}$ следует принимать $\bar{\lambda}_w = 2,3$); здесь $\bar{\lambda}$ - условная гибкость элемента, принятая по табл.21;

для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (101), где значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует вычислять по табл. 21, а значение k при $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$.

Указанные изменения расчетной высоты стенки следует принимать только для определения площади сечения A при расчетах по формулам (3), (49), (59) и (60) настоящих норм.

Т а б л и ц а 21

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значение $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{uw}$
$m=0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$, но не более 2,3
	Коробчатое, швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$ $\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
	Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$ $\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,0$ $\bar{\lambda}_{uw} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$, но не более 1,6
$m \geq 1,0$	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$ $\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$, но не более 3,1
Обозначения, принятые в табл.21: $\bar{\lambda}$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; $\bar{\lambda}_1$ - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на			

устойчивость в плоскости действия момента.

П р и м е ч а н и я

1 К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные).

2 В коробчатом сечении при $m > 0$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента.

3 При значениях $0 < m < 1,0$ значение следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при $m = 0$ и $m = 1,0$

9.21 Стенки сплошных колонн при $h_{ef} / t \geq 2,3\sqrt{E/R_y}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5 \div 3) h_{ef}$ одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Минимальные размеры выступающей части поперечных ребер жесткости следует принимать согласно п. 9.10 настоящих норм.

Поясные листы (полки) центрально-, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов

9.22 Расчетную ширину свеса поясных листов (полок) b_{ef} следует принимать равной расстоянию: в сварных элементах - от грани стенки (при односторонних швах от грани стенки со стороны шва) до края поясного листа (полки); в прокатных профилях - от начала внутреннего закругления до края полки; в гнутых профилях (рис.13) - от края выкружки стенки до края поясного листа (полки).

9.23 В центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах с условной гибкостью $\bar{\lambda}$ от 0,8 до 4 отношение расчетной ширины свеса поясного листа (полки) b_{ef} к толщине t следует принимать не более значений, определяемых по формулам табл. 22.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формулах табл.22 следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

9.24 В изгибаемых элементах отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к толщине t следует принимать не более значений, определяемых по табл.23.

9.25 Высота окаймляющего ребра полки a_{ef} , измеряемая от ее оси, должна быть не менее $0,3b_{ef}$ в элементах, не усиленных планками (рис.13) и $0,2b_{ef}$ - в элементах, усиленных планками, при этом толщина ребра должна быть не менее $2a_{ef}\sqrt{R_y/E}$.

9.26 В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения наибольшее

отношение расчетной ширины пояса к толщине b_{ef}/t следует принимать по табл.21 как для стенок коробчатого сечения.

Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение b_{ef}/t следует принимать:

при $m \leq 0,3$ - как для центрально-сжатых элементов;

при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} \leq 2+0,04 m$ $b_{ef}/t = \sqrt{E/R_y}$;

при $m \geq 1,0$ и $\bar{\lambda} > 2+0,04 m$ $b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

При значениях относительного эксцентриситета $0,3 < m < 1$ наибольшие отношения b_{ef}/t следует определять линейной интерполяцией между значениями b_{ef}/t , вычисленными при $m = 0,3$ и $m = 1$.

Т а б л и ц а 22

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	Наибольшие отношения $\frac{b_{ef}}{t}$
Неокаймленная двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,54 + 0,15\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная равнополочных уголков и гнутых профилей (за исключением швеллера)	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром равнополочных уголков и гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,50 + 0,18\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная большая неравнополочного уголка и полка швеллера	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром и усиленная планками гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$

9.27 При назначении сечений центрально -, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов - по предельной гибкости, а изгибаемых элементов - по предельным прогибам, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения отношения расчетной ширины свеса к толщине b_{ef}/t следует умножать на коэффициент $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$, но не более чем на 1,25. Здесь следует

принимать:

для центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов: φ , φ_e , φ_{exy} , φ , использованное при проверке устойчивости элемента:

$$\sigma = N/A$$

для изгибаемых элементов: $\varphi_m=1$;

σ - большее из двух значений $\sigma = \frac{M}{W\varphi_b}$ или $\frac{M_x}{J_x} y \pm \frac{M_y}{J_y} x$

Т а б л и ц а 23

Расчет изгибаемых элементов	Характеристика свеса	Наибольшие значения отношения $\frac{b_{ef}}{t}$
В пределах упругих деформаций	Неокаймленный	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
С учетом развития пластических деформаций ¹	Неокаймленный	$b_{ef}/t = 0,11h_{ef}/t_w$, но не более $0,5\sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$b_{ef}/t = 0,16h_{ef}/t_w$, но не более $0,75\sqrt{E/R_y}$
<p>¹При $h_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}$ наибольшее значение отношения b_{ef}/t следует принимать:</p> <p>для неокаймленного свеса $b_{ef}/t = 0,3 \sqrt{E/R_y}$;</p> <p>для окаймленного ребром свеса $b_{ef}/t = 0,45 \sqrt{E/R_y}$.</p> <p>Обозначения, принятые в табл.23:</p> <p>h_{ef} - расчетная высота балки;</p> <p>t_w - толщина стенки балки.</p>		

10 РАСЧЕТ ЛИСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет на прочность

10.1 Расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}}{R_y \gamma_c} \leq 1$$

где σ_x и σ_y - нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

γ_c - коэффициент условий работы конструкций, назначаемый в соответствии с требованиями норм по проектированию сооружений промышленных предприятий.

При этом абсолютные значения главных напряжений должны быть не более значений расчетных сопротивлений, умноженных на γ_c .

10.2 Напряжения в безмоментных тонкостенных оболочках вращения (рис.19), находящихся под давлением жидкости, газа или сыпучего материала, следует определять по формулам:

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{p}{t} \quad (103)$$

$$\sigma_1 = \frac{F}{2\pi r t \cos \beta} \quad (104)$$

где σ_1 и σ_2 - соответственно меридиональное и кольцевое напряжения;

r_1 и r_2 - радиусы кривизны в главных направлениях срединной поверхности оболочки;

p - расчетное давление на единицу поверхности оболочки;

t - толщина оболочки;

F - проекция на ось z - z оболочки полного расчетного давления, действующего на часть оболочки abc (рис.19);

r и β - радиус и угол, показанные на рис. 19.

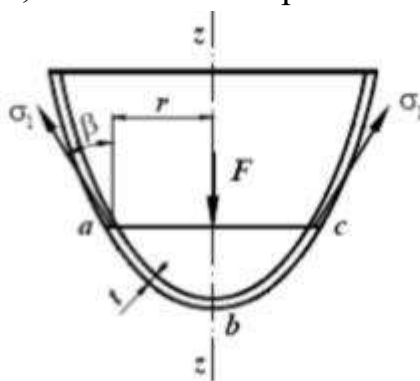


Рис.19 Схема оболочки вращения

10.3 Напряжения в замкнутых безмоментных тонкостенных оболочках вращения, находящихся под внутренним равномерным давлением, следует определять по формулам:

для цилиндрических оболочек

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2t} \text{ и } \sigma_2 = \frac{pr}{t} \quad (105)$$

для сферических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2t} \quad (106)$$

для конических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{2t \cos \beta} \text{ и } \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pr}{t \cos \beta} \quad (107)$$

где p - расчетное внутреннее давление на единицу поверхности оболочки;
 r - радиус срединной поверхности оболочки (рис.20);
 β - угол между образующей конуса и его осью $z-z$ (рис.20).

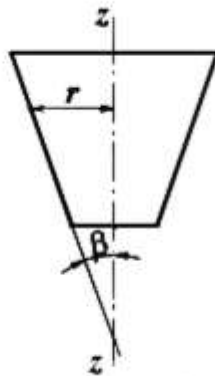


Рис.20 Схема конической оболочки вращения

10.4 В местах изменения формы или толщины оболочек, а также изменения нагрузки должны быть учтены местные напряжения (краевой эффект).

Расчет на устойчивость

10.5 Расчет на устойчивость замкнутых круговых цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1} \psi_c} \leq 1 \quad (108)$$

где σ_1 - расчетное напряжение в оболочке;

σ_{cr1} - критическое напряжение, равное меньшему из значений ψR_y или cEt/r (здесь r - радиус срединной поверхности оболочки; t - толщина оболочки).

Значения коэффициентов ψ при $0 < r/t \leq 300$ следует определять по формуле

$$\psi = 0,97 - \left(0,00025 + 0,95 \frac{R_y}{E} \right) \frac{r}{t} \quad (109)$$

Значения коэффициентов c следует определять по табл.24

Т а б л и ц а 24

r / t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

В случае внецентренного сжатия параллельно образующим или чистого изгиба в диаметральной плоскости при касательных напряжениях в месте наибольшего момента, не превышающих значений $0,07E(t/r)^{3/2}$, напряжение σ_{cr1} должно быть увеличено в $(1,1 - 0,1 \sigma_1' / \sigma_1)$ раз, где σ_1' - наименьшее напряжение (растягивающие напряжения считать отрицательными).

10.6 В трубах, рассчитываемых как сжатые или сжато-изгибаемые стержни, при условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} \geq 0,65$ должно быть выполнено условие

$$\frac{r}{t} \leq 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (110)$$

Такие трубы следует рассчитывать на устойчивость в соответствии с требованиями разд.7 настоящих норм независимо от расчета на устойчивость стенок.

Расчет на устойчивость стенок бесшовных или электросварных труб не требуется, если значение r/t не превышает половины значений, определяемых по формуле (110).

10.7 Цилиндрическая панель, опертая по двум образующим и двум дугам направляющей, равномерно сжатая вдоль образующих, при $b^2/(rt) \leq 20$ (где b - ширина панели, измеренная по дуге направляющей) должна быть рассчитана на устойчивость как пластинка по формулам:

при расчетном напряжении $\sigma \leq 0,8R_y$

$$\frac{b}{t} \leq 1,9 \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \quad (111)$$

при расчетном напряжении $\sigma = R_y$

$$\frac{b}{t} \leq 37 / \sqrt{1 + 500 \frac{R_y}{E}} \quad (112)$$

при $0,8R_y < \sigma < R_y$ наибольшее отношение следует определять линейной

интерполяцией.

Если $b^2 / (rt) > 20$, панель следует рассчитывать на устойчивость как оболочку согласно требованиям п.10.5.

10.8 Расчет на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \leq 1 \quad (113)$$

где $\sigma_2 = pr/t$ - расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

σ_{cr2} - критическое напряжение, определяемое по формулам:

при $0,5 \leq l/r \leq 10$

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(r/l) (t/r)^{3/2} \quad (114)$$

при $l/r \geq 20$

$$\sigma_{cr2} = 0,17E(t/r)^2 \quad (115)$$

при $10 < l/r < 20$ напряжение σ_{cr2} следует определять линейной интерполяцией. Здесь l длина цилиндрической оболочки.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми ребрами, расположенными с шагом $s \geq 0,5 r$ между осями, должна быть рассчитана на устойчивость по формулам (113) ÷ (115) с подстановкой в них значения s вместо l .

В этом случае должно быть удовлетворено условие устойчивости ребра в своей плоскости как сжатого стержня согласно требованиям п.7.3. при $N = prs$ и расчетной длине стержня $l_{ef} = 1,8r$, при этом в сечение ребра следует включать участки оболочки шириной $0,65t\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от оси ребра, а условная гибкость стержня $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}\sqrt{R_y/E}$ не должна превышать 6,5.

При одностороннем ребре жесткости его момент инерции следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

10.9 Расчет на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в пп.10.5 и 10.8, следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr1}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \right) / \gamma_c \leq 1 \quad (116)$$

где σ_{cr1} должно быть вычислено согласно требованиям п.10.5, а σ_{cr2} - согласно требованиям п.10.8.

10.10 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения с углом конусности $\beta \leq 60^\circ$, сжатой силой N вдоль оси (рис.21) следует выполнять по

формуле

$$\frac{N}{N_{cr}\gamma_c} \leq 1 \quad (117)$$

где N_{cr} - критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = 6,28r_m t\sigma_{cr1} \cos^2 \beta \quad (118)$$

здесь t - толщина оболочки;

σ_{cr1} - значение напряжения, вычисленное согласно требованиям п.10.5 с заменой радиуса r радиусом r_m , равным

$$r_m = \frac{0,9r_2 + 0,1r_1}{\cos \beta} \quad (119)$$

10.11 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}\gamma_c} \leq 1 \quad (120)$$

здесь $\sigma_2 = pr_m / t$ – расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

σ_{cr2} – критическое напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{cr2} = 0,55E(r_m / h)(t / r_m)^{3/2} \quad (121)$$

где h – высота конической оболочки (между основаниями);

r_m – радиус, определяемый по формуле (119).

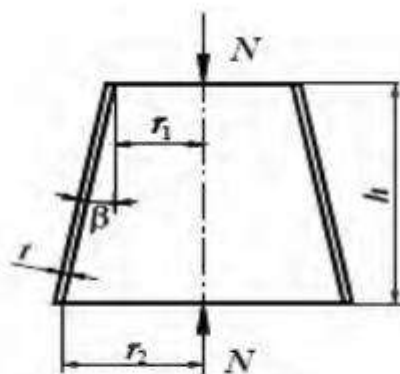


Рис.21 Схема конической оболочки вращения под действием продольного усилия сжатия

10.12 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в пп.10.10 и 10.11, следует выполнять по формуле:

$$\left(\frac{N}{N_{cr}} + \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr2}} \right) / \gamma_c \leq 1 \quad (122)$$

где значения N_{cr} и σ_{cr2} следует вычислять по формулам (10.17) и (10.20).

10.13 Расчет на устойчивость полной сферической оболочки (или ее сегмента) при $r / t \leq 750$ и действии внешнего равномерного давления p , нормального к ее поверхности, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr} \gamma_c} \leq 1 \quad (123)$$

где $\sigma = pr / 2t$ - расчетное напряжение;

$\sigma_{cr} = 0,1 Et / r$ - критическое напряжение, принимаемое не более R_y ;

r - радиус срединной поверхности сферы.

Основные требования к расчету металлических мембранных конструкций.

10.14 При расчете мембранных конструкций опирание кромок мембраны на упругие элементы контура следует считать шарнирным по линии опирания и способным передавать сдвиг на элементы контура.

10.15 Расчет мембранных конструкций должен производиться на основе совместной работы мембраны и элементов контура с учетом их деформированного состояния и геометрической нелинейности мембраны.

10.16 Нормальные и касательные напряжения, распределенные по кромкам мембраны, следует считать уравновешенными сжатием и изгибом опорного контура в тангенциальной плоскости.

При расчете опорных элементов контура мембранных конструкций следует учитывать:

изгиб в тангенциальной плоскости; осевое сжатие в элементах контура; сжатие, вызываемое касательными напряжениями по линии контакта мембраны с элементами контура;

изгиб в вертикальной плоскости.

10.17 При прикреплении мембраны с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения элементов контура кроме факторов, указанных в п.10.16, при расчете контуров следует учитывать кручение.

10.18 При определении напряжений в центре круглых в плане плоских мембран допускается принимать, что опорный контур является недеформируемым.

10.19 Для определения напряжений в центре эллиптической мембраны, закрепленной на деформируемом контуре, допускается применять требования п.10.18 при условии замены значения радиуса значением большей главной полуоси эллипса (отношение большей полуоси к меньшей должно быть не более 1,2).

11 Расчет элементов стальных конструкций на усталость

11.1 Стальные конструкции и их элементы (подкрановые балки, балки рабочих площадок, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, конструкции под двигатели и др.), непосредственно воспринимающие многократно действующие подвижные, вибрационные или другого вида нагрузки с количеством циклов нагружений 10⁵ и более, которые могут привести к явлению усталости, следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетом на усталость.

Количество циклов нагружений следует принимать по технологическим требованиям эксплуатации.

Конструкции высоких сооружений типа антенн, дымовых труб, мачт, башен и подъемно-транспортных сооружений, проверяемые на резонанс от действия ветра, следует проверять расчетом на усталость.

Расчет конструкций на усталость следует производить на действие нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям. 11.2 Расчет на усталость следует производить по формуле

$$\frac{\sigma_{\max}}{\alpha R_v \gamma_v} \leq 1 \quad (124)$$

где R_v - расчетное сопротивление усталости, принимаемое по табл.Л.2.

α - коэффициент, учитывающий количество циклов нагружений n и вычисляемый:

при $n > 3,9 \cdot 10^6$ при по формулам:

для групп элементов 1 и 2

$$\alpha = 0,064 \left(\frac{n}{10^6} \right)^2 - 0,5 \left(\frac{n}{10^6} \right) + 1,75 \quad (125)$$

для групп элементов 3 и 8

$$\alpha = 0,07 \left(\frac{n}{10^6} \right)^2 - 0,64 \left(\frac{n}{10^6} \right) + 2,2 \quad (126)$$

при $n \geq 3,9 \cdot 10^6 \alpha = 0,77$;

γ_v - коэффициент, определяемый по табл. 25 в зависимости от вида напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$;

здесь σ_{\max} и σ_{\min} - соответственно наибольшее и наименьшее по абсолютному значению напряжения в рассчитываемом элементе, вычисленные по сечению нетто без учета коэффициента динамичности и коэффициентов φ , φ_e , φ_b .

При разнозначных напряжениях коэффициент асимметрии напряжений следует принимать со знаком «минус».

При расчетах на усталость по формуле (124) произведение $\alpha R_v \gamma_v$ не должно превышать R_u / γ_u .

11.3 Стальные конструкции и их элементы, непосредственно воспринимающие нагрузки с количеством циклов нагружений менее 10^5 , следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и в необходимых случаях проверять расчетом на малоцикловую прочность.

Т а б л и ц а 25

σ_{\max}	Коэффициент асимметрии напряжений ρ	Формулы для вычисления коэффициента γ_v
Растяжение	$-1 \leq \rho \leq 0$	$\gamma_v = \frac{2,5}{1,5 - \rho}$
	$0 < \rho \leq 0,8$	$\gamma_v = \frac{2,0}{1,2 - \rho}$
	$0,8 < \rho < 1$	$\gamma_v = \frac{1,0}{1 - \rho}$
Сжатие	$-1 \leq \rho < 1$	$\gamma_v = \frac{2}{1 - \rho}$

12 Расчет элементов стальных конструкций на прочность учетом хрупкого разрушения

Центрально - и внецентренно-растянутые элементы, а также зоны растяжения изгибаемых элементов конструкций следует проверять на прочность с учетом сопротивления хрупкому разрушению по формуле

$$\frac{\gamma_u}{\beta R_u} \sigma_{\max} \leq 1 \quad (127)$$

где σ_{\max} - наибольшее растягивающее напряжение в расчетном сечении элемента, вычисленное по сечению нетто без учета коэффициентов динамичности и ϕ_b ;

β - коэффициент, принимаемый по табл.К.3.

Элементы, проверяемые на прочность с учетом хрупкого разрушения, следует проектировать с применением решений, при которых не требуется увеличивать площадь сечения, установленную расчетом согласно требованиям разд.7 настоящих норм.

13 Расчет соединений стальных конструкций

Сварные соединения

13.1 Расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие следует производить по формуле

$$\frac{N}{t l_w R_{wy} \gamma_c} \leq 1 \quad (128)$$

где t - наименьшая толщина соединяемых элементов;

l_w - расчетная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине в случае вывода концов шва за пределы стыка.

При расчете сварных стыковых соединений элементов конструкций, рассчитанных согласно п.7.2, в формуле (128) вместо R_{wy} следует принимать R_{wu} / γ_u .

13.2 Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил следует рассчитывать на срез (условный) по двум сечениям (рис.22):

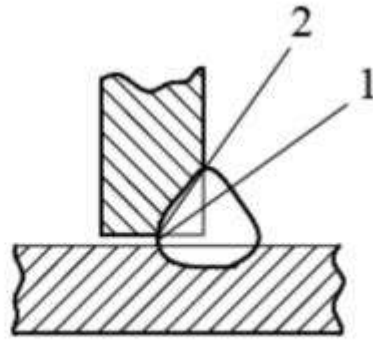


Рис.22. Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом
1 - сечение по металлу шва; 2 - сечение по металлу границы сплавления
по металлу шва (сечение 1)

$$N/(\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c) \leq 1 \tag{129}$$

по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$N/(\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c) \leq 1 \tag{130}$$

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

β_f и β_z - коэффициенты, принимаемые при сварке элементов из стали:

с пределом текучести до 530 Н/мм² - по табл.26;

с пределом текучести свыше 530 Н/мм² независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1$;

Для угловых швов, размеры которых установлены в соответствии с расчетом, в элементах из стали с пределом текучести до 285 Н/мм² следует применять электроды или сварочную проволоку, для которых расчетные сопротивления срезу по металлу шва R_{wf} должны быть более R_{wz} , а при ручной сварке - не менее чем в 1,1 раза превышать расчетные сопротивления срезу по металлу границы сплавления R_{wz} но не превышать значений $R_{wz} \beta_z / \beta_f$; в элементах из стали с пределом текучести свыше 285 Н/мм² допускается применять электроды или сварочную проволоку, для которых выполняется условие

$$R_{wz} < R_{wf} \leq R_{wz} \beta_z / \beta_f$$

При выборе электродов или сварочной проволоки следует учитывать группы конструкций.

Т а б л и ц а 26

Вид сварки 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 и более
Автоматическая при $d = 3-5$	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 полуавтоматическая при $d = 1,4-2$	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; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			
Примечание – Значения коэффициентов соответствуют нормальному режимом сварки.						

13.3 Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости, перпендикулярной плоскости расположения швов, следует производить по двум сечениям по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M}{W_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1 \tag{131}$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{W_z R_{wz} \gamma_c} \leq 1 \tag{132}$$

где W_f - момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва;

W_z - то же, по металлу границы сплавления.

Расчет сварных соединений с угловыми швами на действие момента в плоскости расположения этих швов следует производить по двум сечениям по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M}{(J_{fx} + J_{fy})R_{wf}\gamma_c} \sqrt{x^2 + y^2} \leq 1 \quad (133)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M}{(J_{zx} + J_{zy})R_{wz}\gamma_c} \sqrt{x^2 + y^2} \leq 1 \quad (134)$$

где J_{fx} и J_{fy} - моменты инерции расчетного сечения по металлу шва относительно его главных осей;

J_{zx} и J_{zy} - то же, по металлу границы сплавления;

x и y - координаты точки шва, наиболее удаленной от центра тяжести расчетного сечения швов относительно главных осей этого сечения.

13.4 Сварные стыковые соединения, выполненные без физического контроля качества, при одновременном действии в одном и том же сечении нормальных и касательных напряжений следует проверять по формуле (29), в которой значения σ_x , σ_y , τ_{xy} и R_y следует принимать соответственно:

$\sigma_x = \sigma_{wx}$ и $\sigma_y = \sigma_{wy}$ - нормальные напряжения в сварном соединении по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

$\tau_{xy} = \tau_{wxy}$ - касательное напряжение в сварном соединении; $R_y = R_{wy}$.

13.5 При расчете сварных соединений с угловыми швами на одновременное действие продольной и поперечной сил и момента должны быть выполнены условия

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}} \leq 1 \text{ и } \frac{\tau_z}{R_{wz}} \leq 1 \quad (135)$$

где τ_f и τ_z - напряжения в расчетном сечении соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления, равные геометрическим суммам напряжений, вызываемых продольной и поперечной силами и моментом

Болтовые соединения

13.6 В болтовых соединениях при действии продольной силы N , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным.

13.7 Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом,

следует определять по формулам:

на срез

$$N_b = R_{bc} \gamma_b A n_s \quad (136)$$

на смятие

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \sum t \quad (137)$$

на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn} \quad (138)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} - расчетные сопротивления болтовых соединений;

d - наружный диаметр стержня болта;

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

A_{bn} - площадь сечения болта нетто;

$\sum t$ - наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s - число расчетных срезов одного болта;

γ_b - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. Д.2.

13.8 Количество n болтов в соединении при действии продольной силы N следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{\min}} \quad (139)$$

где N_{\min} - меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, вычисленных согласно требованиям п.13.7 настоящих норм.

13.9 При действии на соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

13.10 Болты, работающие одновременно на срез и растяжение, следует проверять отдельно на срез и растяжение. Болты, работающие на срез от одновременного действия продольной силы и момента, следует проверять на равнодействующее усилие.

13.11 В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в креплениях с односторонней накладкой количество болтов должно быть увеличено против расчета на 10 %. При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей количество болтов, прикрепляющих одну из полок коротыша, должно быть увеличено против расчета на 50%.

Соединения на высокопрочных болтах

13.12 Соединения на высокопрочных болтах следует рассчитывать в предположении передачи действующих в стыках и креплениях усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. При этом распределение продольной силы между болтами следует принимать равномерным. 13.13 Расчетное усилие Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_{bn} \mu}{\gamma_h} \quad (140)$$

где R_{bh} - расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

μ - коэффициент трения, принимаемый по табл.27;

γ_h - коэффициент надежности, принимаемый по табл.27;

A_{bn} - площадь сечения болта нетто;

γ_b - коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества n болтов, не обходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый равным:

0,8 при $n < 5$;

0,9 при $5 \leq n < 10$;

1,0 при $n \geq 10$.

Т а б л и ц а 27

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_h при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta = 3-6$; статической и при $\delta = 5-6$	динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1-4$
1. Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	по M	0,58	1,35	1,12
	« α »	0,58	1,20	1,02

2. То же, с консервацией (металлизацией распылением цинка или алюминия)	«М	0,50	1,35	1,12
	«а	0,50	1,20	1,02
3. Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации - другой поверхности	«М	0,50	1,35	1,12
	«а	0,50	1,20	1,02
4. Газопламенный двух поверхностей без консервации	«М	0,42	1,35	1,12
	«а	0,42	1,20	1,02
5. Стальными щетками двух поверхностей без консервации	«М	0,35	1,35	1,17
	«а	0,35	1,25	1,06
6. Без обработки	«М	0,25	1,70	1,30
	«а	0,25	1,50	1,20
<p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 Способ регулирования натяжения болтов по М означает регулирование по моменту закручивания, а по а - по углу поворота гайки.</p> <p>2 Допускаются другие способы обработки соединяемых поверхностей, обеспечивающие значения коэффициентов трения μ не ниже указанных в таблице.</p>				

Количество n высокопрочных болтов в соединении при действии продольной силы следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_c} \quad (141)$$

где k - количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Натяжение высокопрочного болта следует производить осевым усилием

$$P = R_{bh} A_{bn}.$$

13.14 Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями под высокопрочные болты, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, в рассматриваемом сечении

уже передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует производить: при динамических нагрузках - по площади сечения нетто A_n , при статических нагрузках - по площади сечения брутто A при $A_n \geq 0,85 A$ либо по условной площади $A_c = 1,18 A_n$ при $A_n < 0,85 A$.

Соединения с фрезерованными торцами

13.15 В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках и базах колонн и т.п.) сжимающую силу следует считать полностью передающейся через торцы. Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах сварные швы и болты, включая высокопрочные, указанных соединений следует рассчитывать на максимальное растягивающее усилие от действия момента и продольной силы при наиболее неблагоприятном их сочетании, а также на сдвигающее усилие от действия поперечной силы.

Поясные соединения в составных балках

13.16 Сварные швы и высокопрочные болты, соединяющие стенки и пояса составных двутавровых балок, следует рассчитывать согласно табл.28.

При отсутствии ребер жесткости для передачи больших неподвижных сосредоточенных нагрузок расчет прикрепления верхнего пояса следует выполнять как для подвижной сосредоточенной нагрузки.

При приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу балки сварные швы и высокопрочные болты, прикрепляющие этот пояс к стенке, следует рассчитывать по формулам (147) ÷ (149) табл.28 независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения грузов.

Сварные поясные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, следует считать равнопрочными со стенкой.

13.17 В балках, с соединениями на высокопрочных болтах с многолистовыми поясными пакетами, прикрепление каждого из листов за местом своего теоретического обрыва следует рассчитывать на половину усилия, которое может быть воспринято сечением листа.

Прикрепление каждого листа на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа следует рассчитывать на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

Т а б л и ц а 28

Характер нагрузки	Вид соединения	Формулы для расчета поясных соединений в составных балках
Неподвижная	Угловые швы: двусторонние	$T / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1$ (142)
		$T / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1$ (143)
	односторонние	$T / (\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1$ (144)
		$T / (\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1$ (145)
Высокопрочные болты	$aT/Q_{bh} k \gamma_c \leq 1$; (146)	
Подвижная	Угловые швы: двусторонние	$\sqrt{T^2 + V^2} / (2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1$ (147)
		$\sqrt{T^2 + V^2} / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1$ (148)
	Высокопрочные болты	$a\sqrt{T^2 + \alpha V^2} / (Q_{bh} k \gamma_c) \leq 1$ (149)

Обозначения, принятые в табл.28:

$T = \frac{QS}{J}$ - сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое поперечной силой Q , где S - статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси;

$V = \frac{\gamma_f F}{l_{ef}}$ - давление от сосредоточенного груза F (для подкрановых балок от давления колеса крана, принимаемого без коэффициента динамичности), где γ_f - коэффициент, принимаемый согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям, l_{ef} - условная длина распределения сосредоточенного груза, принимаемая по пп.7.13 и 15.32 настоящих норм;

α - коэффициент, принимаемый при нагрузке по верхнему поясу балки, в которой стенка пристрогана к верхнему поясу, $\alpha = 0,4$, а при отсутствии пристройки стенки или при нагрузке по нижнему поясу $\alpha = 1$;

a - шаг поясных высокопрочных болтов;

Q_{bh} - расчетное усилие одного высокопрочного болта, определяемое по формуле (140);

k - количество поверхностей трения соединяемых элементов.

14 Основные положения по конструированию элементов конструкций и сооружений

Основные положения

14.1 Для уменьшения напряжений и деформаций, возникающих в

конструкциях вследствие сейсмических, климатических температурных воздействий, в зданиях и сооружениях, как правило, должны быть предусмотрены температурные, антисейсмические швы, компенсаторы и т. п., расстояния между которыми должны определяться из расчета на данные воздействия.

14.2 В каждом блоке каркасного здания и сооружения необходимо предусматривать самостоятельную систему связей, которая должна обеспечивать пространственную жесткость каркаса в целом, надлежащую прочность и устойчивость элементов конструкций, восприятие и распределение горизонтальных нагрузок и воздействий, условия для надежного и удобного возведения здания и сооружения. Выбор схемы и расположения связей должен осуществляться в зависимости от конструктивной схемы здания и сооружения, условий их эксплуатации, габаритов, видов нагрузок и воздействий и др.

14.3 Гибкость элементов конструкций, как правило, не должна превышать предельных значений для сжатых и растянутых стержней, а также для пластинок, образующих тонкостенное поперечное сечение.

14.4 Для компенсации прогибов конструкций покрытий и перекрытий допускается использовать строительный подъем. В этом случае при проверке предельного прогиба необходимо определяемый из расчета вертикальный прогиб уменьшать на размер строительного подъема.

14.5 При проектировании стальных конструкций должна быть предусмотрена разбивка их на отправочные марки с учетом характеристик транспортных средств (вида, грузоподъемности, габаритов), мерных длин металлопроката, напряженного состояния элементов и удобства монтажа. Отправочные марки однотипных конструктивных элементов должны быть, по возможности, унифицированы.

14.6 В конструкциях (отправочных марках) должно применяться минимальное возможное количество видов и типоразмеров проката, классов прочности стали (марок, наименований), сварочных материалов и размеров катетов швов, классов прочности и точности болтов, диаметров отверстий.

14.7 При проектировании размеры стенок и поясов составных сечений и других деталей конструкций (фасонок, ребер жесткости, соединительных прокладок и др.) должны, по возможности, назначаться с учетом стандартных размеров листового проката; детали, имеющие близкие размеры, должны быть, по возможности, унифицированы.

14.8 При проектировании, в случае необходимости, должны быть предусмотрены монтажные соединения (компенсаторы и другие конструктивные мероприятия), обеспечивающие требуемый уровень собираемости конструкций и необходимую точность геометрических параметров сооружения.

14.9 Отправочные марки пространственных решетчатых конструкций (сквозных колонн, опор, мачт и др.), как правило, должны быть укреплены диафрагмами, расположенными у концов элемента. Для обеспечения сохранности конструкций при транспортировании, хранении и возведении допускается укрепление их отдельными стержнями.

14.10 Расцентровка осей элементов в узлах решетчатых конструкций должна быть минимальной с учетом принимаемых конструктивных решений.

14.11 Размеры сварных составных сечений должны назначаться с учетом технологических ограничений сварочного процесса, возможных сварочных деформаций и условий правки.

14.12 Несущие конструкции, которые могут подвергаться воздействию расплавленного металла, лучистой или конвекционной теплоты, огня и т.п., должны быть защищены облицовками, ограждающими стенками из огнеупорного кирпича или жароупорного бетона, металлическими экранами и т.п.

14.13 При проектировании сварных конструкций должны быть предусмотрены конструктивные решения, обеспечивающие снижение вредного влияния сварочных деформаций и напряжений и уменьшение концентрации напряжений (с наиболее равномерным распределением напряжений в элементах и деталях, без входящих углов, резких перепадов сечения и других концентраторов напряжений), а также должны соблюдаться требования по взаимному расположению швов, по обеспечению провара и применению минимальных размеров швов.

Сварные соединения

14.14 При проектировании сварных соединений необходимо: соблюдать требования стандартов и других документов на конструкцию сварных соединений; принимать, возможно, меньшее количество сварных швов; предусматривать применение эффективных способов сварки и сварочных материалов; предусматривать расположение сварных швов, обеспечивающее свободный доступ к ним, удобство сварочных работ и возможность необходимого контроля качества сварных соединений; указывать в чертежах КМ и КМД сварные соединения, качество которых необходимо проверить с использованием физических методов контроля.

14.15 Размеры и форму сварных угловых швов следует принимать с учетом следующих условий:

а) катеты угловых швов k_f должны быть не более $1,2t$, где t - наименьшая толщина соединяемых элементов; катет шва, наложенного на закругленную

кромку фасонного проката толщиной t , как правило, не должен превышать $0,9t$;

б) катеты угловых швов k_f следует принимать по расчету, но не менее, чем указаны в табл.29;

в) расчетная длина углового сварного шва должна быть не менее $4k_f$ и не менее 40 мм;

г) расчетная длина флангового шва должна быть не более $85k_f \beta_f$ (β_f - коэффициент, принимаемый по табл.26), за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва;

д) размер нахлестки должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;

е) соотношения размеров катетов угловых швов следует принимать, как правило, 1:1. При разных толщинах свариваемых элементов допускается принимать швы с неравными катетами, при этом катет, примыкающий к более тонкому элементу, должен соответствовать требованиям п.14.15, а, а примыкающий к более толстому элементу требованиям п. 14.15, б;

ж) в конструкциях, воспринимающих динамические и вибрационные нагрузки, угловые швы следует выполнять с плавным переходом к основному металлу при обосновании расчетом на усталость или на прочность с учетом хрупкого разрушения.

14.16 Для прикрепления ребер жесткости, диафрагм и поясов сварных двутавров по пп. 9.2, 9.3, 15.9, 15.23 и конструкций группы 4 допускается применять односторонние угловые швы, катеты которых k_f следует принимать по расчету, но не менее указанных в табл.29.

Применение этих односторонних угловых швов не допускается в конструкциях: группы I;

эксплуатируемых в среднеагрессивной и сильноагрессивной средах (классификация - согласно нормам по защите строительных конструкций от коррозии).

14.17 Для расчетных и конструктивных угловых швов в проекте должны быть указаны вид сварки, электроды или сварочная проволока, положение шва при сварке.

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

Применение прерывистых швов, а также электрозаклепок, выполняемых ручной сваркой с предварительным сверлением отверстий, допускается только в конструкциях группы 4.

Т а б л и ц а 29

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести и стали, Н/мм ²	Минимальные катеты швов k_f , 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 двусторонними угловыми швами; Нахлесточное 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 полуавтоматическая	до 430	3	4	5	6	7	8	9
		св. 430 до 530	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с двусторонними угловыми швами;	Ручная	до 380	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10
<p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 530 Н/мм², а также из всех сталей при толщине элементов свыше 80 мм минимальные катеты угловых швов принимаются по специальным техническим условиям.</p> <p>2 В конструкциях группы 4 минимальные катеты односторонних угловых швов следует уменьшать на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включительно и на 2 мм – при толщине элементов свыше 40 мм.</p>									

Болтовые соединения

14.19 При проектировании болтовых соединений необходимо:

обоснованно принимать класс точности болтов; принимать, возможно, меньшее количество болтов в соединении; соблюдать требования стандартов и строительных правил по расположению отверстий для болтов; в стыках и узлах болты размещать, как правило, на минимальных расстояниях; обеспечивать удобство постановки болтов и закручивания гаек (в т.ч. с помощью механизированного инструмента), а также возможность необходимого контроля качества болтовых соединений; в расчетных соединениях, кроме крепления второстепенных элементов, предусматривать меры против самоотвинчивания

гаек.

14.20 Применение комбинированных соединений, в которых часть усилий воспринимается сварными швами, а часть - болтами, не допускается.

14.21 При проектировании фрикционных соединений необходимо: соблюдать требования стандартов по применению таких соединений, назначению диаметров болтов и отверстий для них, расположению отверстий, обработке и консервации соединяемых поверхностей и др.; обеспечивать свободный доступ и удобство установки болтов и закручивания гаек, а также возможность необходимого контроля качества фрикционных соединений.

14.22 Болты класса точности *A* следует применять для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранных элементах либо по кондукторам в отдельных элементах и деталях, просверлены или продавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверливанием до проектного диаметра в собранных элементах. Болты класса точности *B* и *C* в многоболтовых соединениях следует применять для конструкций, изготавливаемых из стали с пределом текучести до 380 Н/мм².

14.23 Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не допускается применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез. Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, не должна находиться на глубине более половины толщины элемента, прилегающего к гайке, или свыше 5 мм, кроме структурных конструкций, опор линий электропередачи и открытых распределительных устройств и линий контактных сетей транспорта, где резьба должна находиться вне пакета соединяемых элементов.

14.24 Болты (в том числе высокопрочные) следует размещать в соответствии с табл.30.

Соединительные болты должны размещаться, как правило, на максимальных расстояниях; в стыках и узлах следует размещать болты на минимальных расстояниях. 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»).

Т а б л и ц а 30

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
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	$2,5d^{1)}$ $8d$ или $12t$ $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках «прокатных в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	$2d$ $1,5d$ $1,2d$ $4d$ или $8t$ $1,3d$
<p>¹⁾ В соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 Н/мм² минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$.</p> <p>Обозначения, принятые в табл.30: d - диаметр отверстия для болта; t - толщина наиболее тонкого наружного элемента.</p> <p>П р и м е ч а н и е - В соединяемых элементах из стали с пределом текучести до 380 Н/мм² допускается уменьшение расстояния от центра болта до края элемента вдоль усилия и минимального расстояния между центрами болтов в случаях расчета с учетом соответствующих коэффициентов условий работы соединений согласно пп. 13.7 и 17.12.</p>	

При прикреплении уголка одной полкой отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске, ближайшей к обушке.

15 Дополнительные требования по проектированию различных видов зданий и сооружений

Прогибы и перемещения элементов конструкций

15.1 Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных значений, установленных нормами по нагрузкам и воздействиям.

Расстояния между температурными швами

15.2 Наибольшие расстояния между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений следует принимать согласно табл.31. При превышении более чем на 5 % указанных в табл.31 расстояний, а также при увеличении жесткости каркаса стенами или другими конструкциями в расчете следует учитывать климатические температурные воздействия, неупругие деформации конструкций и податливость узлов.

Т а б л и ц а 31

Характеристика зданий и сооружений	Наибольшие расстояния, м		
	между температурными швами		от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи
	по длине блока (вдоль здания)	по ширине блока	
Отапливаемые здания	230	150	90
Неотапливаемые здания и горячие цехи	200	120	75
Открытые эстакады	130	-	50

П р и м е ч а н и е – При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать для зданий - 40-50 м и для открытых эстакад - 25-30 м.

Фермы и структурные плиты покрытий

15.3 Оси стержней ферм и структурных плит (далее структур) должны быть, как правило, центрированы во всех узлах. Центрирование стержней следует

производить в сварных фермах по центрам тяжести сечений (с округлением до 5 мм), а в болтовых - по рискам уголков, ближайшим к обушке. Смещение осей поясов ферм при изменении сечений допускается не учитывать, если оно не превышает 1,5 % высоты пояса меньшего сечения. При наличии эксцентриситетов в узлах элементы ферм и структур следует рассчитывать с учетом соответствующих изгибающих моментов. При приложении нагрузок вне узлов фермы пояса должны быть рассчитаны на совместное действие продольных усилий и изгибающих моментов.

15.4 При пролетах ферм покрытий свыше 36 м следует предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянной и длительной нагрузок. При плоских кровлях строительный подъем следует предусматривать независимо от величины пролета, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $1/200$ пролета.

15.5 При расчете ферм с элементами из уголков или тавров соединения элементов в узлах ферм допускается принимать шарнирными. При двутавровых, Н-образных и трубчатых сечениях элементов расчет ферм по шарнирной схеме допускается, когда отношение высоты сечения к длине элементов не превышает $1/10$. При превышении этих отношений следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в элементах от жесткости узлов. Учет жесткости узлов в фермах разрешается производить приближенными методами; осевые усилия допускается определять по шарнирной схеме.

15.6 Расстояние между краями элементов решетки и пояса в узлах сварных ферм с фасонками следует принимать не менее $a = 6t - 20$ мм, но не более 80 мм (здесь t - толщина фасонки, мм).

Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 10 мм, а зону на расстоянии 25 мм с каждой стороны от оси стыка - не варить.

Сварные швы, прикрепляющие элементы решетки фермы к фасонкам, следует выводить на торец элемента на длину не менее 20 мм.

15.7 В узлах ферм с поясами из тавров, двутавров и одиночных уголков крепление фасонки к полкам поясов встык следует осуществлять с проваром на всю толщину фасонки. В конструкциях группы 1, а также эксплуатируемых в районах при расчетных температурах ниже минус 40°C примыкание узловых фасонки к поясам следует выполнять согласно п.7 табл.К.1.

15.8 При расчете узлов ферм со стержнями трубчатого и двутаврового сечения и прикреплением элементов решетки непосредственно к поясу (без фасонки) следует проверять несущую способность:

стенки пояса при местном изгибе (продавливании) в местах примыкания

элементов решетки (для круглых и прямоугольных труб);

боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки (для прямоугольных труб);

полок пояса на отгиб (для двутаврового сечения);

стенки пояса (для двутаврового сечения); элементов решетки в сечении, примыкающем к поясу;

сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу.

Указанные проверки приведены в приложении Л.

Колонны

15.9 Отправочные элементы сквозных колонн с решетками в двух плоскостях следует укреплять диафрагмами, располагаемыми у концов отправочного элемента. В сквозных колоннах с соединительной решеткой в одной плоскости диафрагмы следует располагать не реже чем через 4 м.

15.10 В центрально-сжатых колоннах и стойках с односторонними поясными швами в узлах крепления связей, балок, распорок и других элементов в зоне передачи усилия следует применять двусторонние поясные швы, выходящие за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину $30k_f$ с каждой стороны.

15.11 Угловые швы, прикрепляющие фасонки соединительной решетки к колоннам внахлестку, следует назначать по расчету и располагать с двух сторон фасонки вдоль колонны в виде отдельных участков в шахматном порядке, при этом расстояние между концами таких швов не должно превышать 15 толщин фасонки.

15.12 Монтажные стыки колонн следует выполнять с фрезерованными торцами, сварными встык, на накладках со сварными швами или болтами, в том числе высокопрочными. При приварке накладок швы следует не доводить до стыка на 25 мм с каждой стороны. Допускается применение фланцевых соединений с передачей сжимающих усилий через плотное касание, а растягивающих - болтами.

Связи

15.13 В каждом температурном блоке здания следует предусматривать самостоятельную систему связей.

15.14 Нижние пояса подкрановых балок и ферм крановых путей пролетом свыше 12 м следует укреплять горизонтальными связями.

15.15 Вертикальные связи между основными колоннами ниже уровня подкрановых балок (нижнего яруса) следует располагать, по возможности, ближе к середине температурного блока. Вертикальные связи выше уровня подкрановых

балок целесообразно располагать по торцам температурного блока, а также местах, расположения связей нижнего яруса. При недостаточной гибкости ветвей колонн в продольном направлении здания допускается установка дополнительных распорок, закрепленных в узлах связей. При двухветвевых колоннах связи следует располагать в плоскости каждой из ветвей колонны. Ветви двухветвевых связей, как правило, следует соединять между собой соединительными решетками.

15.16 Система связей покрытия зависит от типа каркаса (стальной или смешанный), типа покрытия (прогонное или беспрогонное), сейсмичности района строительства, грузоподъемности кранов и режима их работы, наличия подвесного подъемно-транспортного оборудования и подстропильных ферм, а также требований норм сейсмостойкого строительства.

15.17 В уровне нижних поясов стропильных ферм следует предусматривать поперечные горизонтальные связи в каждом пролете здания у его торцов, а также у температурных швов здания. При длине температурного блока более 144 м и при кранах большой грузоподъемности (равной или более 50 т) следует предусматривать также и промежуточные поперечные горизонтальные связи примерно через каждые 60 м.

В зданиях со стальным каркасом, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т и более, а при отметке низа стропильных конструкций свыше 18 м - независимо от грузоподъемности кранов, в зданиях с подстропильными фермами, а также при сейсмичности свыше 7 баллов, следует предусматривать продольные связи, располагаемые по крайним панелям нижних поясов стропильных ферм и образующие совместно с поперечными связями жесткий контур в плоскости нижних поясов ферм.

В одно - и двухпролетных зданиях такого типа, продольные связи по нижним поясам следует назначать вдоль крайних рядов колонн. В многопролетных зданиях (при числе пролетов более трех) при кранах грузоподъемностью менее или равной 50 т, с режимом работы 1К – 6К, продольные связи, как правило, следует располагать вдоль крайних рядов колонн и через один ряд вдоль средних колонн.

В многопролетных зданиях с кранами грузоподъемностью более 50 т, с режимом работы 7К – 8К по ГОСТ 25546, а также в зданиях с перепадами высоты следует назначать их более частое расположение, определяемое расчетом.

Продольные связи по средним рядам колонн при одинаковой высоте смежных пролетов следует проектировать такими же, как и вдоль крайних рядов колонн.

В случае если гибкость в горизонтальной плоскости панелей нижних поясов ферм (см. поз.1, табл.И.1), находящихся между двумя поперечными связевыми

фермами, недостаточна, то она должна быть обеспечена постановкой растяжек, закрепленных за узлы связевых ферм.

15.18 По верхним поясам стропильных ферм поперечные горизонтальные связи при покрытии с прогонами следует назначать в любом одноэтажном промышленном здании. Поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам рекомендуется совмещать в плане. Верхние пояса стропильных ферм, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей распорками.

15.19 При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясов ферм в покрытиях без прогонов, в которых крупногабаритные железобетонные плиты приварены к верхним поясам ферм или профилированный лист покрытия прикреплен к поясам ферм в каждом гофре, поперечные связи по верхним поясам ферм следует устраивать только в торцах здания и у температурных швов. В остальных панелях необходимы распорки у конька и у опор стропильных ферм. При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясов ферм следует предусматривать инвентарные съемные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа. В покрытиях без прогонов горизонтальные связи по нижним и верхним поясам следует ставить независимо от типа покрытия только в зданиях с кранами большой грузоподъемности (50 т и выше), с режимом работы 7К в цехах металлургических производств и 8К по ГОСТ 25546 не зависимо от вида производства. При наличии подстропильных ферм в однопролетных покрытиях без прогонов и в многопролетных покрытиях, расположенных в одном уровне, необходимо устройство продольных горизонтальных связей в плоскости верхних поясов ферм в одной из крайних панелей ферм.

15.20 При расположении покрытий в разных уровнях необходимо предусмотреть по одной продольной системе связей в каждом уровне. В пределах фонаря, где прогоны по верхнему поясу ферм отсутствуют, необходимо предусматривать распорки. Наличие таких распорок по коньковым узлам ферм является обязательным.

15.21 Связи по фонарям следует располагать в плоскости верхних поясов (ригелей) у торцов фонаря и с обеих сторон температурных швов.

15.22 В местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку вертикальных связей между фермами. В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчётными температурами ниже минус 40°C, как правило, следует предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания. Вертикальные связи, как правило, следует располагать в плоскостях

опорных стоек стропильных ферм, в плоскостях коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м, а также в плоскостях стоек, находящихся под узлом крепления наружных ног фонаря для ферм пролетом более 30 м Сечения элементов вертикальных связей следует, как правило, назначать по расчету, но не ниже предельной гибкости (см. поз.6, табл.И.1).

15.23 Горизонтальные связи по верхним и нижним поясам разрезных ферм пролетных строений транспортерных галерей следует конструировать отдельно для каждого пролета.

15.24 При применении крестовой решетки связей покрытий за исключением зданий и сооружений I-го класса ответственности, допускается расчет по условной схеме в предположении, что раскосы воспринимают только растягивающие усилия. При определении усилий в элементах связей обжатие поясов ферм, как правило, учитывать не следует.

15.25 При устройстве мембранного настила в плоскости нижних поясов ферм допускается учитывать работу мембраны.

15.26 В висячих покрытиях с плоскостными несущими системами (двухпоясными, изгибно-жесткими вантами и т.п.) следует предусматривать вертикальные и горизонтальные связи между несущими системами.

15.27 Крепление связей следует осуществлять на болтах класса точности В и С. В зданиях, оборудованных кранами большой грузоподъемности и режимов работы 7К и 8К, при сейсмичности свыше 7 баллов, а также в случае значительных усилий в элементах связей (ветровые фермы и т.п.) крепление элементов связей следует осуществлять на монтажной сварке, а в отдельных случаях и на болтах класса точности А.

Балки

15.28 Применять пакеты листов для поясов сварных двутавровых балок, как правило, не разрешается. Для поясов балок на высокопрочных болтах допускается применять пакеты, состоящие не более чем из трех листов, при этом площадь поясных уголков следует принимать равной не менее 30 % всей площади пояса.

15.29 Поясные швы сварных балок, а также швы, присоединяющие к основному сечению балки вспомогательные элементы (например, ребра жесткости), должны выполняться непрерывными. Поперечные ребра жесткости должны иметь вырезы для пропуска поясных швов.

15.30 При применении односторонних поясных швов в сварных двутавровых балках, несущих статическую нагрузку, должны быть выполнены следующие требования:

расчетная нагрузка должна быть приложена симметрично относительно

поперечного сечения балки;

должна быть обеспечена устойчивость сжатого пояса балки в соответствии с п.7.16, а;

расчет устойчивости стенок балок должен быть произведен в соответствии с требованиями пп. 9.2 и 9.3;

в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок, включая нагрузки от ребристых железобетонных плит, должны быть установлены поперечные ребра жесткости.

В ригелях рамных конструкций у опорных узлов следует применять двухсторонние поясные швы, протяженность которых должна быть не менее высоты сечения ригеля.

В балках, рассчитываемых согласно требованиям пп. 7.18 ÷ 7.23 настоящих норм, применение односторонних поясных швов не допускается.

15.31 Ребра жесткости сварных балок должны быть удалены от стыков стенки на расстояние не менее 10 толщин стенки. В местах пересечения стыковых швов стенки балки с продольным ребром жесткости швы, прикрепляющие ребро к стенке, следует не доводить до стыкового шва на $(6t - 20)$ мм.

15.32 В сварных двутавровых балках конструкций групп 2 - 4 следует, как правило, применять односторонние ребра жесткости с расположением их с одной стороны балки и приваркой их к поясам балки.

В балках с односторонними поясными швами ребра жесткости следует располагать со стороны стенки, противоположной расположению односторонних поясных швов.

Расчет устойчивости одностороннего ребра жесткости следует производить согласно требованиям пп.9.10 и 9.13.

Подкрановые балки

15.33 Расчет на прочность подкрановых балок следует выполнять согласно требованиям п.7.17 на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

15.34 Расчет на прочность стенок подкрановых балок (за исключением балок, рассчитываемых на усталость, для кранов групп режимов работы 7К в цехах металлургических производств и 8К по ГОСТ 25546) следует выполнять по формуле (29), в которой при расчете сечений на опорах неразрезных балок вместо коэффициента 0,87 следует принимать коэффициент 0,77.

15.35 Расчет на устойчивость подкрановых балок следует выполнять в соответствии с п.7.15.

15.36 Проверку устойчивости стенок и поясных листов подкрановых балок следует выполнять согласно требованиям разд.9 настоящих норм.

15.37 Подкрановые балки следует рассчитывать на усталость согласно разд. 11 настоящих норм, при этом следует принимать $\alpha = 0,77$ при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546 и $\alpha = 1,1$ в остальных случаях.

В подкрановых балках для кранов групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546 стенки дополнительно следует рассчитывать на прочность согласно п.15.38 и на усталость согласно п.15.39. Расчет подкрановых балок на прочность и на усталость следует производить на действие крановых нагрузок, устанавливаемых согласно требованиям СНиП 2.01.07.

15.38 В сжатой зоне стенок подкрановых балок из стали с пределом текучести до 400 Н/мм² должны быть выполнены условия:

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} / \beta R_y \leq 1 \quad (150)$$

$$\frac{\sigma_x + \sigma_{loc,x}}{R_y} \leq 1 \quad (151)$$

$$\frac{\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy}}{R_y} \leq 1 \quad (152)$$

$$\frac{\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy}}{R_s} \leq 1 \quad (153)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{W_{xn}}; \tau_{xy} = \frac{Q}{ht}; \sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{tl_{ef}}; \\ \sigma_x = \sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y}; \tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y}; \\ \sigma_{fy} = \frac{2M_t t}{J_f}; \tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy}; \end{aligned} \right\} \quad (154)$$

β - коэффициент, принимаемый равный 1,15 для расчета разрезных балок и 1,3 - для расчета сечений на опорах неразрезных балок;

M, Q - соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки;

γ_{f1} - коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо крана, принимаемый согласно требованиям норм на нагрузки и

воздействия;

F - расчетное давление колеса крана без учета коэффициента динамичности;

l_{ef} - условная длина, определяемая по формуле

$$l_{ef} = c\sqrt[3]{J_{1f} / t} \quad (155)$$

где c - коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25, для балок на высокопрочных болтах - 4,5;

J_{1f} - сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса;

M_t - местный крутящий момент, определяемый по формуле

$$M_t = Fe + 0,75Q_t h_r, \quad (156)$$

где e - условный эксцентриситет, принимаемый равным 15 мм;

Q_t - горизонтальная поперечная расчетная нагрузка, вызываемая перекосами мостового крана и непараллельностью крановых путей, принимаемая согласно требованиям норм СНИП 2.01.07;

h_r - высота кранового рельса;

$J_f = J_t + \frac{b_f t_f}{3}$ - сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса,

где t_f и b_f - соответственно толщина, и ширина верхнего (сжатого) пояса балки.

Все напряжения в формулах (150) ÷ (156) следует принимать со знаком «плюс».

15.39 Расчет на усталость верхней зоны стенки составной подкрановой балки следует выполнять по формуле

$$\left(0,5\sqrt{\sigma_x^2 + 0,36\tau_{xy}^2} + 0,4\sigma_{loc,y} + 0,5\sigma_{fy}\right) / R_v \leq 1 \quad (157)$$

где R_v - расчетное сопротивление усталости для всех сталей, принимаемое равным соответственно для балок сварных и на высокопрочных болтах:

$R_v = 75 \text{ Н/мм}^2$ и 95 Н/мм^2 для сжатой верхней зоны стенки (сечения в пролете балки);

$R_v = 65 \text{ Н/мм}^2$ и 89 Н/мм^2 для растянутой верхней зоны стенки (опорные сечения неразрезных балок).

Значения напряжений в формуле (157) следует определять по п.15.38 от крановых нагрузок, установленных согласно требованиям СНИП 2.01.07.

Верхние поясные швы в подкрановых балках для кранов групп режимов

работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546 должны выполняться с проваром на всю толщину стенки.

15.40 Свободные кромки растянутых поясов подкрановых балок и балок рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, должны быть прокатными, строганными или обрезанными машинной кислородной или плазменнодуговой резкой.

15.41 Размеры ребер жесткости подкрановых балок должны удовлетворять требованиям п.9.10, при этом ширина выступающей части двустороннего ребра должна быть не менее 90 мм. Двусторонние поперечные ребра жесткости не должны, как правило, привариваться к поясам балки.

Торцы ребер жесткости должны быть плотно пригнаны к верхнему поясу балки; при этом в балках под краны групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546 необходимо строгать торцы, примыкающие к верхнему поясу. В балках под краны групп режимов работы 1К ÷ 5К по ГОСТ 25546 допускается применять односторонние поперечные ребра жесткости с приваркой их к стенке и к верхнему поясу и расположением согласно п.15.32.

15.42 Расчет на прочность подвесных балок крановых путей (монорельсов) следует выполнять с учетом местных нормальных напряжений в месте приложения давления от колеса крана, направленных вдоль и поперек оси балки.

Листовые конструкции

15.43 Контур поперечных элементов жесткости оболочек следует проектировать замкнутым.

15.44 Передачу сосредоточенных нагрузок на листовые конструкции следует предусматривать через элементы жесткости.

15.45 В местах сопряжений оболочек различной формы следует применять плавные переходы в целях уменьшения местных напряжений.

15.46 Выполнение всех стыковых швов следует предусматривать либо двусторонней, либо односторонней сваркой с подваркой корня или на подкладках. В проекте следует указывать на необходимость обеспечения плотности соединений конструкций, в которых эта плотность требуется.

15.47 В листовых конструкциях следует, как правило, применять сварные соединения встык. Соединения листов толщиной 5 мм и менее, а также монтажные соединения допускается предусматривать внахлестку.

15.48 При конструировании листовых конструкций необходимо предусматривать индустриальные методы их изготовления и монтажа путем применения: листов и лент больших размеров; способа рулонирования,

изготовления заготовок в виде скорлуп и др.; раскроя, обеспечивающего наименьшее количество отходов; автоматической сварки; минимального количества сварных швов, выполняемых на монтаже.

15.49 При проектировании прямоугольных или квадратных в плане плоских мембран покрытий в углах опорных контуров следует применять, как правило, плавное сопряжение элементов контура. Для мембранных конструкций следует, как правило, применять стали с повышенной стойкостью против коррозии.

Монтажные крепления

15.50 Монтажные крепления конструкций зданий и сооружений с подкрановыми балками, рассчитываемыми на усталость, а также конструкций под железнодорожные составы следует осуществлять на сварке или высокопрочных болтах. Болты класса точности В и С в монтажных соединениях этих конструкций допускается применять: для крепления прогонов, элементов фонарной конструкции, связей по верхним поясам ферм (при наличии связей по нижним поясам или жесткой кровли), вертикальных связей по фермам и фонарям, а также элементов фахверка; для крепления связей по нижним поясам ферм при наличии жесткой кровли (железобетонных или армированных плит из ячеистых бетонов, стального профилированного настила и т.п.);

для крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам и стропильных ферм к подстропильным при условии передачи вертикального опорного давления через столик;

для крепления разрезных подкрановых балок между собой, а также для крепления их нижнего пояса к колоннам, к которым не крепятся вертикальные связи;

для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок; для крепления второстепенных конструкций.

16 Дополнительные требования по проектированию жилых и общественных зданий и сооружений

Каркасные здания

16.1 Для перераспределения изгибающих моментов в элементах рамных систем допускается применение в узлах соединения ригелей с колоннами стальных накладок, работающих в пластической стадии. Накладки следует выполнять из сталей с пределом текучести до 345 Н/мм². Усилия в накладках

следует определять при минимальном пределе текучести $\sigma_{y,min} = R_{yn}$ и максимальном пределе текучести $\sigma_{y,max} = R_{yn} + 100 \text{ Н/мм}^2$.

Накладки, работающие в пластической стадии, должны иметь строганные или фрезерованные продольные кромки.

Висячие покрытия

16.2 Для конструкций из нитей следует, как правило, применять канаты, пряди и высокопрочную проволоку. Допускается применение проката.

16.3 Кровля висячего покрытия, как правило, должна быть расположена непосредственно на несущих нитях и повторять образуемую ими форму. Допускается кровлю поднять над нитями, оперев на специальную надстроечную конструкцию, или подвесить к нитям снизу. В этом случае форма кровли может отличаться от формы провисания нитей.

16.4 Очертания опорных контуров следует назначать с учетом кривых давления от усилий в прикрепленных к ним нитях при расчетных нагрузках.

16.5 Висячие покрытия следует рассчитывать на стабильность формы от временных нагрузок, в том числе от ветрового отсоса, которая должна обеспечивать герметичность принятой конструкции кровли. При этом следует проверять изменение кривизны покрытия по двум направлениям - вдоль и поперек нитей. Необходимая стабильность достигается с помощью конструктивных мероприятий: увеличением натяжения нити за счет веса покрытия или предварительного напряжения; созданием специальной стабилизирующей конструкции; применением изгибно-жестких нитей; превращением системы нитей и кровельных плит в единую конструкцию.

16.6 Сечение нити должно быть рассчитано по наибольшему усилию, возникающему при расчетной нагрузке, с учетом изменения заданной геометрии покрытия. В сетчатых системах, кроме этого, сечение нити должно быть проверено на усилие от действия временной нагрузки, расположенной только вдоль данной нити.

16.7 Вертикальные и горизонтальные перемещения нитей и усилия в них следует определять с учетом нелинейности работы конструкции покрытия.

16.8 Коэффициенты условий работы нитей из канатов и их закреплений следует принимать в соответствии с разд.18. Для стабилизирующих канатов, если они не являются затяжками для опорного контура, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

16.9 Опорные узлы нитей из прокатных профилей следует выполнять, как правило, шарнирными.

17 Дополнительные требования по проектированию опор воздушных линий электропередачи, конструкций открытых распределительных устройств и линий контактных сетей транспорта

17.1 Для опор воздушных линий электропередачи (ВЛ) и конструкций открытых распределительных устройств (ОРУ) высотой до 100 м следует принимать болты как для конструкций, не рассчитываемых на усталость, а для опор высотой более 100 м - как для конструкций, рассчитываемых на усталость.

17.2 При расчетах опор ВЛ и конструкций ОРУ и линий контактных сетей транспорта (КС) следует принимать коэффициенты условий работы, установленные приложением F, а также по табл.32 и п.17.12 настоящих норм.

Расчет на прочность элементов опор, за исключением расчета сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, по п.7.2 не допускается. Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции сечений i при определении гибкости элементов плоских траверс следует принимать по табл.33.

17.3 При определении приведенной гибкости по табл.1 наибольшую гибкость всего стержня λ следует вычислять по формулам:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам

$$\lambda = 2 l/b \quad (158)$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам

$$\lambda = 2,5 l/b \quad (159)$$

для свободностоящей стойки пирамидальной формы (рис. 10)

$$\lambda = 2\mu_1 h/b_i \quad (160)$$

Обозначения, принятые в формулах (158) ÷ (160):

$\mu_1 = 1,25(b_s/b_i)^2 - 2,75(b_s/b_i) + 3,5$ - коэффициент для определения расчетной длины;

l - геометрическая длина сквозного стержня;

b - расстояние между осями поясов узкой грани стержня с параллельными поясами;

h - высота свободно стоящей стойки;

b_s и b_t - расстояния между осями поясов пирамидальной опоры соответственно в верхнем и нижнем основаниях наиболее узкой грани.

Т а б л и ц а 32

№ п/п	Элемент конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
1	Сжатые пояса, из одиночных уголков, стоек свободно стоящих опор в первых двух панелях от башмака при узловых соединениях: а) на сварке б) на болтах	0,95 0,90
2	Сжатые элементы плоских решетчатых траверс из одиночных равнополочных уголков, прикрепляемых одной полкой (рис.24): а) пояса, прикрепляемые к стойке опоры непосредственно двумя болтами и более, поставленными вдоль пояса траверсы б) пояса, прикрепляемые к стойке опоры одним болтом или через фасонку в) раскосы и распорки	0,90 0,75 0,75
3	Оттяжки из стальных канатов или пучков высокопрочной проволоки: а) для промежуточных опор в нормальном режиме работы б) для анкерных, анкерно-угловых и угловых опор: в нормальном режиме работы в аварийном режиме работы	0,90 0,80 0,90
Примечание - Указанные в таблице, значения коэффициента условий работы не распространяются на соединения элементов в узлах.		

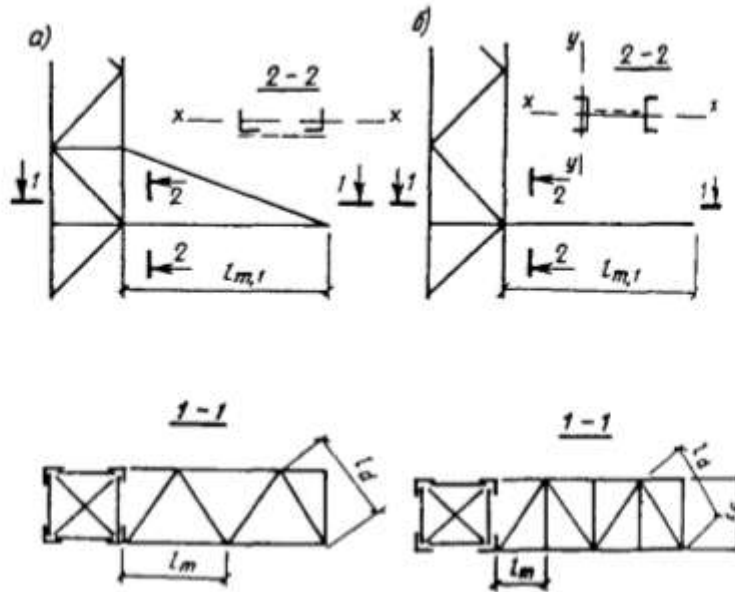


Рис.24. Схемы траверс
 а - с треугольной решеткой; б - то же, со стойками

17.4 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых стержней сквозного сечения, постоянного по длине, следует выполнять согласно требованиям раздел 7 настоящих норм. Для равнобедренных трехгранных стержней сквозного сечения, постоянного по длине, с решетками и планками относительный эксцентриситет m следует вычислять по формулам:

при изгибе в плоскости, перпендикулярной одной из граней

$$m = 3,48 \beta M / (Nb) \tag{161}$$

при изгибе в плоскости, параллельной одной из граней

$$m = 3 \beta M / (Nb) \tag{162}$$

где b - расстояние между осями поясов в плоскости грани;

β - коэффициент, равный 1,2 при болтовых соединениях и 1,0 - при сварных соединениях.

Т а б л и ц а 33

Конструкция траверсы	Расчетная длина l_{ef} и радиус инерции сечения i			
	поясов		решетки	
	l_{ef}	i	l_{ef}	i
С поясами и решеткой из одиночных уголков (рис.24,а)	l_m	i_{min}	l_d, l_c	i_{min}
	l_{m1}	i_x	-	-

С поясами из швеллеров и решеткой из одиночных уголков (рис.24,б)	l_m $1,12l_{ml}$	i_y i_x	l_d, l_c -	i_{min} -
Обозначения, принятые в табл 33: i_x - радиус инерции сечения относительно оси, параллельной плоскости решетки траверсы.				

17.5 При расчете внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых стержней сквозного сечения согласно требованиям, п. 7.27 настоящих норм значение эксцентриситета при болтовых соединениях элементов следует умножать на коэффициент 1,2.

17.6 При проверке устойчивости отдельных поясов, внецентренно-сжатых и сжатоизгибаемых стоек сквозного сечения опор с оттяжками продольную силу в каждом поясе следует определять с учетом усилия от изгибающего момента M , вычисляемого по деформированной схеме. Значение этого момента в середине длины шарнирно-опертой стойки должно определяться по формуле

$$M = M_q + \frac{\beta N}{\delta} (f_q + f_0) \quad (163)$$

где M_q - изгибающий момент в середине длины от поперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках;

$\delta = 1 - 0,1N^2/(EJ)$; здесь J - момент инерции сечения стойки относительно оси, перпендикулярной плоскости действия поперечной нагрузки;

l - длина стойки;

N - продольная сила в стойке;

f_q - прогиб стойки в середине длины от поперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках;

$f_0 = l/750$ - стрелка начального искривления стойки;

β - коэффициент, принимаемый согласно п.17.4.

17.7 Поперечную силу Q в сжато-изгибаемых и шарнирно-опертых стойках сквозного сечения, постоянного по длине, в опорах с оттяжками следует принимать постоянной по длине стойки и определять по формуле

$$Q = Q_{max} + \frac{3,14\beta N}{\delta} (f_q + f_0) \quad (164)$$

где Q_{max} - максимальная поперечная сила от внешней нагрузки.

Остальные обозначения в формуле (164) приняты такими, как в формуле (163).

17.8 Расчет на устойчивость сжатых стержней конструкций из одиночных

уголков следует выполнять, как правило, с учетом эксцентричного приложения продольных сил.

Допускается рассчитывать эти стержни как центрально-сжатые по формуле (3) при условии умножения продольных сил на коэффициенты α_m и α_d , принимаемые не менее 1,0.

В пространственных болтовых конструкциях по рис.10 (кроме рис.10, в и концевых опор) при центрировании в узлах стержней из одиночных равнополочных уголков по их рискам при однорядном расположении болтов в элементах решетки и прикреплении раскосов в узле с двух сторон полки пояса значения коэффициентов α_m и α_d , определяются:

для поясов с $\bar{\lambda} \leq 3,5$ (при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$) по формулам:

при $0,55 \leq c/b \leq 0,66$ и $N_{md}/N_m \leq 0,7$

$$\alpha_m = 1 + [c/b - 0,55 + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda})]N_{md}/N_m \quad (165)$$

при $0,4 \leq c/b \leq 0,55$ и $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$

$$\alpha_m = 0,95 + 0,1c/b + [0,34 - 0,62c/b + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda})]N_{md}/N_m \quad (166)$$

для раскосов (с отношением расстояния по полке уголка раскоса от обушка до риски, на которой установлены болты, к ширине полки уголка раскоса, равном от 0,54 до 0,60), примыкающих к рассчитываемой панели пояса, по формулам:

при $0,55 \leq c/b \leq 0,66$ и $N_{md}/N_m \leq 0,7$

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36c/b + (1,8c/b - 0,86)N_{md}/N_m \quad (167)$$

при $0,4 \leq c/b \leq 0,55$ и $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$

$$\alpha_m = 1 - 0,04c/b + (0,36 - 0,41c/b)N_{md}/N_m \quad (168)$$

Для пространственных болтовых конструкций по рис.10, г, д, е в формулах (166) и (168) следует принимать $0,45 \leq c/b < 0,55$.

В пространственных сварных конструкциях из одиночных равнополочных уголков по рис.10, б, г (кроме концевых опор) с прикреплением раскосов в узле только с внутренней стороны полки пояса при $N_{md}/N_m \leq 0,7$ значения коэффициентов α_m и α_d принимаются:

при центрировании в узлах стержней по центрам тяжести сечений

$$\alpha_m = \alpha_d = 0,1;$$

при центрировании в узлах осей раскосов на обушок пояса

$$\alpha_m = \alpha_d = 1 + 0,12 N_{md} / N_m$$

При расчете конструкций на совместное действие вертикальных и поперечных нагрузок и крутящего момента, вызванного обрывом проводов или тросов, допускается принимать $\alpha_m = \alpha_d = 1,0$.

Обозначения, принятые в формулах (165) ÷ (167) для определения α_m и α_d :

c - расстояние по полке уголка пояса от обушка до риски, на которой расположен центр узла;

b - ширина полки уголка пояса;

$\bar{\lambda}$ - условная гибкость пояса;

N_m - продольная сила в панели пояса;

N_{md} - сумма проекций на ось пояса усилий в раскосах, примыкающих к одной полке пояса, передаваемая на него в узле и определяемая при том же сочетании нагрузок, как для N_m ;

при расчете пояса принимается большее из значений N_{md} , полученных для узлов по концам панели, а при расчете раскосов - для узла, к которому примыкает раскос.

17.9 Гибкость первого снизу раскоса из одиночного уголка решетчатой свободно стоящей стойки не должна превышать 160.

17.10 Отклонения верха опор и вертикальные прогибы траверс не должны превышать значений, приведенных в табл.34.

17.11 В стальных конструкциях опор ВЛ и ОРУ из одиночных уголков диафрагмы следует располагать не реже чем через 15 м, а также в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.

17.12 В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок) кроме постоянно работающих на растяжение при толщине полки до 6 мм из сталей с пределом текучести до 380 Н/мм² расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия допускается принимать $1,35d$ (где d - диаметр отверстия) без допуска в сторону уменьшения при изготовлении элементов, о чем должно быть указано в проекте. При этом, в расчете на смятие соединяемых элементов, коэффициент условий работы γ_b соединения в формуле (137) следует принимать равным 0,65.

В одноболтовых соединениях элементов, постоянно работающих на растяжение (тяг траверс, элементов, примыкающих к узлам крепления проводов и тросов, и в местах крепления оборудования), расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия следует принимать не менее $2d$.

17.13 Раскосы, прикрепляемые к поясу болтами в одном узле, должны

располагаться, как правило, с двух сторон полки поясного уголка.

17.14 В болтовых стыках поясных равнополочных уголков число болтов в стыке следует назначать четным и распределять болты поровну между полками уголка. Количество болтов при однорядном и шахматном их расположении, а также количество поперечных рядов болтов при двухрядном их расположении следует назначать не более пяти на одной полке уголка с каждой стороны от стыка.

Т а б л и ц а 34

Конструкции и направление отклонения	Относительные отклонения стоек (к высоте h)	Относительные прогибы траверс (к длине пролета или консоли)			
		вертикальные		горизонтальные	
		в пролете	на консоли	в пролете	на консоли
1. Концевые и угловые опоры ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	1/120	1/200	1/70	Не ограничиваются	
2. Опоры ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	1/100	1/200	1/70	То же	
3. Промежуточные опоры ВЛ (кроме переходных) вдоль проводов	Не ограничиваются	1/150	1/50	То же	
4. Переходные опоры ВЛ всех типов высотой свыше 60 м вдоль проводов	1/140	1/200	1/70	То же	
5. Опоры ОРУ вдоль проводов	1/100	1/200	1/70	1/200	1/70
6. То же, поперек проводов	1/70	Не ограничиваются			

7. Стойки опор под оборудование	1/100	-	-	-	-
8. Балки под оборудование	-	1/300	1/250	-	-
<p>Примечания</p> <p>1. Отклонения опор ОРУ и траверс опор ВЛ в аварийном и монтажном режиме не нормируются.</p> <p>2. Отклонения и прогибы по поз. 7 и 8 должны быть уменьшены, если техническими условиями на эксплуатацию оборудования установлены более жесткие требования.</p>					

18 Дополнительные требования по проектированию конструкций антенных сооружений (ас) связи высотой до 500 м

18.1 При проектировании АС следует предусматривать:

снижение аэродинамического сопротивления сооружения и отдельных его элементов;

рациональное распределение усилий в элементах конструкций путем использования предварительного напряжения; совмещение несущих и радиотехнических функций.

18.2 Для оттяжек и элементов антенных полотен следует применять стальные канаты круглые оцинкованные по группе СС, грузовые нераскручивающиеся одинарной свивки (спиральные) или нераскручивающиеся двойной крестовой свивки с металлическим сердечником (круглопрядные), при этом спиральные канаты должны применяться при расчетных усилиях до 325 кН. В канатах следует применять стальную круглую канатную проволоку наибольших диаметров марки 1. Для средне- и сильноагрессивных сред допускаются канаты, оцинкованные по группе ЖС, с требованиями для канатов группы СС. Допускается применение раскручивающихся канатов при удлинении на 25 % обвязок из мягкой оцинкованной проволоки по концам канатов. Для оттяжек со встроенными изоляторами орешкового типа следует применять стальные канаты с неметаллическими сердечниками, если это допускается радиотехническими требованиями. Для оттяжек с усилиями, превышающими несущую способность канатов из круглой проволоки, допускается применение стальных канатов закрытого типа из зетобразных и клиновидных оцинкованных проволок.

18.3 При расчетах конструкций АС следует принимать коэффициенты условий работы, установленные разд.13 и приложением Д, а также по табл.35.

Т а б л и ц а 35

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
Предварительно напряженные элементы решетки	0,90
Фланцы:	
кольцевого типа	1,10
остальных типов	0,90
Стальные канаты оттяжек мачт или элементы антенных полотен при их количестве:	
3-5 оттяжек в ярусе или элементов антенных полотен	0,80
6-8 оттяжек в ярусе	0,90
9 оттяжек и более в ярусе	0,95
Заделка концов на коуше зажимами или точечное опрессование во втулке	0,75
Оплетка каната на коуше или изоляторе	0,55
Элементы крепления оттяжек, антенных полотен, проводов, подкосов к опорным конструкциям и анкерным фундаментам	0,90
Анкерные тяжи без резьбовых соединений при работе их на растяжение с изгибом	0,65
Проушины при работе на растяжение	0,65
Детали креплений и соединений стальных канатов:	0,80
механические, кроме осей шарниров	0,90
оси шарниров при смятии	

18.4 Относительные отклонения опор не должны превышать значений, указанных в табл.36, кроме отклонений опор, для которых установлены иные значения техническим заданием на проектирование.

Т а б л и ц а 36

Вид нагружения	Относительные отклонения (к высоте)
Ветровая или гололедная нагрузка	1/100
Односторонне подвешенные к опоре антенны при отсутствии ветра	1/300

18.5 При динамическом расчете опоры массу закрепленного к опоре антенного полотна учитывать не следует.

18.6 Значения ветровой и гололедной нагрузок допускается принимать на высоте середины ярусов ствола мачты или в двух третях высоты подвеса гибкого элемента (оттяжки) и считать эти значения равномерно распределенными по длине яруса или элемента.

18.7 Сосредоточенные силы в пролете оттяжек мачт от массы изоляторов, ветровой и гололедной нагрузок на них допускается принимать как равномерно распределенную нагрузку, эквивалентную по значению балочного момента.

18.8 При расчете наклонных элементов АС (оттяжек мачт, элементов антенных полотен, подкосов) следует учитывать только проекцию действующих на них нагрузок, направленную перпендикулярно оси элемента или его хорде.

18.9 Мачты с оттяжками должны быть рассчитаны на устойчивость в целом и их отдельных элементов при следующих нагрузках: от монтажного натяжения оттяжек при отсутствии ветра; ветровой - в направлении на одну из оттяжек; гололедной - при отсутствии ветра; гололедной и ветровой - в направлении на одну из оттяжек. При проверке устойчивости мачты в целом расчетная сила в стволе должна быть менее критической силы в 1,3 раза.

18.10 В проекте должны указываться значения монтажных натяжений в канатах оттяжек при среднегодовой температуре воздуха в районе установки мачты, а также при температуре $\pm 40^{\circ}\text{C}$.

18.11 Монтажные соединения элементов конструкций, передающие расчетные усилия, следует проектировать, как правило, на болтах класса точности В и высокопрочных болтах без регулируемого натяжения. При знакопеременных усилиях следует, как правило, принимать соединения на высокопрочных болтах или на монтажной сварке. Во фланцевых соединениях следует, как правило, применять высокопрочные болты без регулируемого натяжения. Применение монтажной сварки или болтов класса точности А должно быть согласовано с монтирующей организацией.

18.12 Раскосы с гибкостью более 250 при перекрестной решетке в местах пересечений должны быть скреплены между собой.

Прогибы распорок диафрагм и элементов технологических площадок в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать $1/250$ пролета.

18.13 В конструкциях решетчатых опор диафрагмы должны устанавливаться на расстоянии между ними не более трех размеров среднего поперечного сечения секции опоры, а также в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.

18.14 Болты фланцевых соединений труб следует размещать на одной

окружности минимально возможного диаметра, как правило, на равных расстояниях между болтами.

18.15 Элементы решетки ферм, сходящиеся в одном узле, следует центрировать на ось пояса в точке пересечения их осей. В местах примыкания раскосов к фланцам допускается их расцентровка, но не более чем на треть размера поперечного сечения пояса. При расцентровке на больший размер элементы должны рассчитываться с учетом узловых моментов. В прорезных фасонках, для крепления раскосов из круглой стали, конец прорези следует засверлить в 1,2 раза больше диаметра раскоса.

18.16 Оттяжки в мачтах с решетчатым стволом следует центрировать в точку пересечения осей поясов и распорок. За условную ось оттяжек должна приниматься хорда. Листовые проушины для крепления оттяжек должны подкрепляться ребрами жесткости, предохраняющими их от изгиба. Конструкции узлов крепления оттяжек, которые не вписываются в транспортные габариты секций стволов мачт, следует проектировать на отдельных вставках в стволе в виде жестких габаритных диафрагм.

18.17 Опорная секция мачты должна, как правило, выполняться передающей нагрузку от ствола мачты на фундамент через опорный шарнир. При соответствующем обосновании допускается применение опорной секции, заземленной в фундаменте.

18.18 Кронштейны и подвески технологических площадок следует располагать в узлах основных конструкций ствола.

18.19 Натяжные устройства (муфты), служащие для регулировки длины и закрепления оттяжек мачт, должны крепиться к анкерным устройствам гибкой канатной вставкой. Длина канатной вставки между торцами втулок должна быть не менее 20 диаметров каната.

18.20 Для элементов АС следует применять типовые механические детали, прошедшие испытания на прочность и усталость. Резьба на растянутых элементах должна приниматься по стандартам ГОСТ 8724, ГОСТ 9150, ГОСТ 24705 (исполнение впадины резьбы с закруглением).

18.21 В оттяжках мачт, на проводах и канатах горизонтальных антенных полотен для гашения вибрации следует предусматривать последовательную установку парных низкочастотных (1-2,5 Гц) и высокочастотных (4-40 Гц) виброгасителей рессорного типа. Низкочастотные гасители следует выбирать в зависимости от частоты основного тона оттяжки, провода или каната. Расстояние s до места подвески гасителей от концевой заделки каната следует определять по формуле

$$s \geq \beta d \sqrt{\frac{P}{m}}$$

где d - диаметр каната, провода, мм;

m - масса 1 м каната, провода, кг;

P - предварительное натяжение в канате, проводе, Н;

β - коэффициент, равный 0,00041, Н.

Высокочастотные гасители устанавливаются выше низкочастотных на расстоянии s . При пролетах проводов и канатов антенных полотен, превышающих 300 м, гасители следует устанавливать независимо от расчета.

Для гашения колебаний типа «галомирование» следует изменять длину каната (провода) поводками.

18.22 Антенные сооружения радиосвязи необходимо окрашивать чередующимися полосами цветомаркировки согласно требованиям по маркировке и светоограждению высотных препятствий.

18.23 Механические детали оттяжек, арматуры изоляторов, а также метизы, как правило, должны быть оцинкованными.

19 Дополнительные требования по проектированию речных гидротехнических сооружений

19.1 При расчетах стальных конструкций речных гидротехнических сооружений следует принимать коэффициенты условий работы, установленные разд.13 и приложением Д, а также по табл.37.

19.2 Стальные конструкции, не подвергающиеся воздействию водной среды, следует проектировать в соответствии с требованиями разд.1÷14. При расчете конструкций, подвергающихся воздействию водной среды, следует принимать коэффициенты надежности в соответствии с требованиями норм по проектированию гидротехнических сооружений.

19.3 Расчет на усталость тройников и развилок трубопроводов допускается производить согласно требованиям разд.11, если в задании на проектирование оговорено наличие пульсирующей составляющей давления потока в трубопроводе. Расчет на усталость элементов, подверженных двухосному растяжению, допускается производить более точными методами с учетом фактического напряженного состояния.

Т а б л и ц а 35

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c при сочетаниях нагрузок	
	основных	особых
1. Элементы трубопроводов, кроме обшивок плоских заглушек, при расчете на внутреннее давление без учета местных напряжений	0,70	0,95
2. То же, кроме плоских заглушек без балочной клетки, при расчете на внутреннее давление с учетом местных напряжений	1,10	1,5
3. Заглушки трубопроводов плоские без балочной клетки при расчете на внутреннее давление	0,55	0,7
4. Элементы трубопроводов при расчете на внешнее давление:	0,80	0,9
оболочки прямолинейных участков и колен	0,65	0,75
кольца жесткости	0,85	-
5. Анкеры плоских облицовок		

19.4 Плоские облицовки затворных камер и водоводов следует рассчитывать на прочность при:

давлении свежесушеного бетона и цементного раствора, инъецируемого за облицовку;

фильтрационном давлении воды в заоблицовочном бетоне с учетом давления воды в водоводе.

19.5 Рабочие пути под колесные и катковые затворы следует рассчитывать на прочность при изгибе и местном смятии поверхностей катания, при местном сжатии стенки, при сжатии бетона под подошвой.

19.6 Трубопроводы с изменяющимися по длине диаметрами должны быть разделены на участки с постоянным диаметром. Переход от одного диаметра трубы к другому должен выполняться коническими обечайками или звеньями.

20 Дополнительные требования по проектированию балок с гибкой стенкой

20.1 Для разрезных балок с гибкой стенкой симметричного двутаврового сечения, несущих статическую нагрузку и изгибаемых в плоскости стенки, следует, как правило, применять стали с пределом текучести до 430 Н/мм².

20.2 Прочность разрезных балок симметричного двутаврового сечения, несущих статическую нагрузку, изгибаемых в плоскости стенки, укрепленной только поперечными ребрами жесткости (рис.25) с условной гибкостью стенки

$6 \leq \bar{\lambda}_w \leq 13$ следует проверять по формуле

$$(M/M_u)^2 + (Q/Q_u)^4 \leq 1 \quad (169)$$

где M и Q - значения момента и поперечной силы в рассматриваемом сечении балки;

M_u - предельное значение момента вычисляемого по формуле

$$M_u = R_y t h^2 \left[\frac{A_f}{t h} + \frac{0,85}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right] \quad (170)$$

Q_u - предельное значение поперечной силы, вычисляемое по формуле

$$Q_u = R_s t h \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right] \quad (171)$$

В формулах (170) и (171) обозначено:

t и h - толщина и высота стенки;

A_f - площадь сечения пояса балки;

τ_{cr} и μ - критическое напряжение и отношение размеров отсека стенки, определяемые в соответствии с п.9.4;

β - коэффициент, вычисляемый по формулам:

при $\alpha \leq 0,03$

$$\beta = 0,05 + 5\alpha \geq 0,15 \quad (172)$$

при $0,03 < \alpha \leq 0,1$

$$\beta = 0,11 + 3\alpha \leq 0,40 \quad (173)$$

Здесь $\alpha = \frac{8W_{min}}{th^2 a^2} (h^2 + a^2)$

где W_{min} - минимальный момент сопротивления таврового сечения,

состоящего из сжатого пояса балки и примыкающего к нему участка стенки высотой $0,5t\sqrt{E/R_y}$ (относительно собственной оси тавра, параллельной поясу балки);

a - шаг ребер жесткости.

20.3 Поперечные ребра жесткости, сечение которых следует принимать не менее указанных в п. 9.10, должны быть рассчитаны на устойчивость как стержни, сжатые силой N , определяемой по формуле

$$N = 3,3R_s t h \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \quad (174)$$

где все обозначения следует принимать по п. 20.2.

Значение N следует принимать не менее сосредоточенной нагрузки, расположенной над ребром.

Расчетную длину стержня следует принимать равной $l_{ef} = h(1-\beta)$, но не менее $0,7h$.

Симметричное двустороннее ребро следует рассчитывать на центральное сжатие, одностороннее - на внецентренное сжатие с эксцентриситетом, равным расстоянию от оси стенки до центра тяжести расчетного сечения стержня.

В расчетное сечение стержня следует включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра.

20.4 Участок стенки балки над опорой следует укреплять двусторонним опорным ребром жесткости и рассчитывать его согласно п. 9.12.

На расстоянии не менее ширины ребра и не более $0,65t\sqrt{E/R_y}$ от опорного ребра следует устанавливать дополнительное двустороннее ребро жесткости размером согласно п. 20.3.

20.5 Устойчивость балок не следует проверять при выполнении требования п.7.16,а настоящих норм либо при расчетной длине $l_{ef} \leq 0,21b_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ (где b_f - ширина сжатого пояса).

20.6 Отношение ширины свеса сжатого пояса к его толщине должно быть не более $0,38\sqrt{E/R_y}$.

20.7 Местное напряжение σ_{loc} в стенке балки, определяемое по формуле (27), должно быть не более $0,75R_y$, при этом значение l_{ef} следует вычислять по формуле (155).

20.8 При определении прогиба балок момент инерции поперечного сечения брутто балки следует уменьшать умножением на коэффициент $\alpha = 1,2 - 0,033 \bar{\lambda}_w$ -

для балок с ребрами в пролете и на коэффициент $\alpha = 1,2 - 0,033 \bar{\lambda}_w - h/l$ - для балок без ребер в пролете.

20.9 В балках по п. 20.1 с условной гибкостью стенки $7 \leq \bar{\lambda}_w \leq 10$ при действии равномерно распределенной нагрузки или при числе сосредоточенных одинаковых нагрузок в пролете 5 и более, расположенных на равных расстояниях друг от друга и от опор, допускается не укреплять стенку в пролете поперечными ребрами по рис. 25, при этом нагрузка должна быть приложена симметрично относительно плоскости стенки.

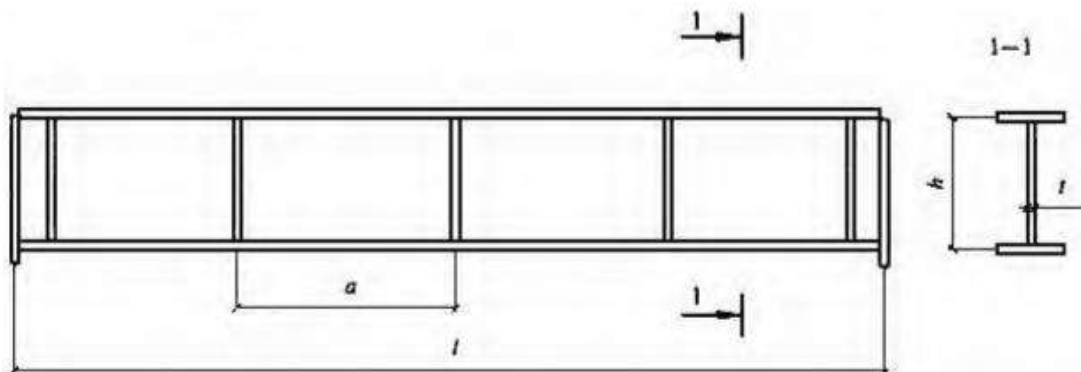


Рис.25 Схема балки с гибкой стенкой

Прочность таких балок следует проверять по формуле

$$\frac{M}{R_y t h^2} \left[\frac{A_f}{t h} + \frac{1,4}{\bar{\lambda}_w} \left(1 - \frac{1}{\bar{\lambda}_w} \right) \right] \delta \leq 1 \quad (175)$$

где δ - коэффициент, учитывающий влияние поперечной силы на несущую способность балки и определяемый по формуле $\delta = 1 - 5,6 A_f h / (A_w l)$.

При этом следует принимать $t_f \geq 0,3 \bar{\lambda}_w t$ и $0,025 \frac{A_f h}{A_w l} \leq 0,1$.

21 Дополнительные требования по проектированию балок с перфорированной стенкой

21.1 Балки с перфорированной стенкой следует проектировать из прокатных двутавровых балок из стали с пределом текучести до 530 Н/мм². Сварные соединения стенок следует выполнять стыковым швом с полным проваром.

21.2 Расчет на прочность балок, изгибаемых в плоскости стенки (рис.26), следует выполнять по формулам табл.38.

21.3 Расчет на устойчивость балок следует выполнять согласно требованиям п. 7.15, при этом геометрические характеристики необходимо вычислять для

сечения с отверстием. Устойчивость балок не следует проверять при выполнении требований п.7.16.

21.4 В опорных сечениях стенку балок при $h_{ef} / t > 40$ (где t - меньшая толщина стенки) следует укреплять ребрами жесткости и рассчитывать согласно п.9.12, при этом у опорного сечения следует принимать $s \geq 250$ мм (рис.26).

21.5 В сечениях балки при отношении $\frac{h_{ef}}{t} > 2,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ или при невыполнении требований п. 7.13 следует устанавливать ребра жесткости в соответствии с требованиями п.9.10. Сосредоточенные грузы следует располагать только в сечениях балки, не ослабленных отверстиями.

Высота стенки сжатого таврового сечения должна удовлетворять требованиям п.9.17 настоящих норм, в формуле (98) которого следует принимать $\bar{\lambda} = 1,14$

21.6 При определении прогиба балок с отношением $l / h_{ef} \geq 12$ (где l - пролет балки) момент инерции сечения балки с отверстием следует умножать на коэффициент 0,95.

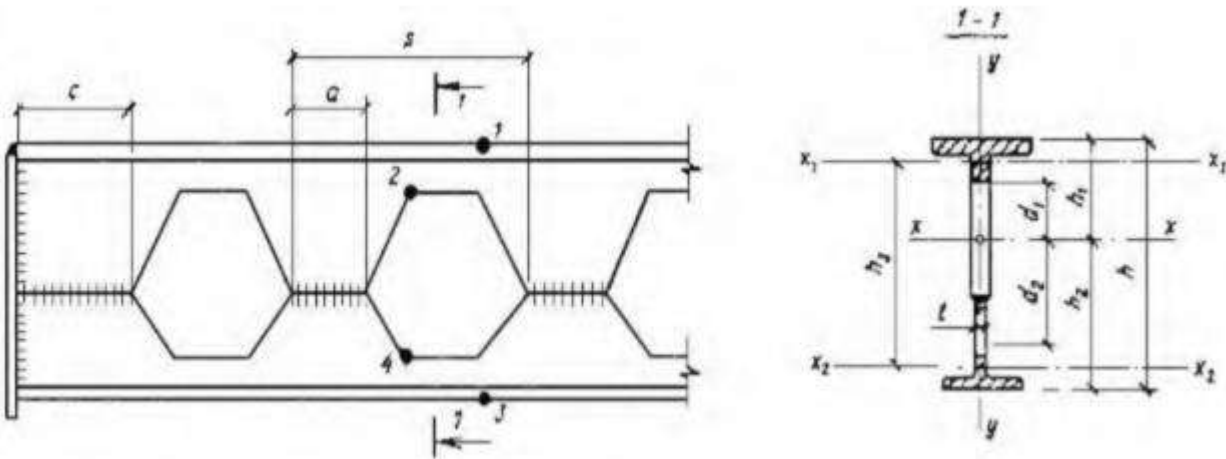


Рис.26 Схема участка балки с перфорированной стенкой

Т а б л и ц а 38

Формулы для расчета на прочность сечений балки (рис.26)				
верхнего таврового		нижнего таврового		опорного
Точка 1	$\frac{Mh_1}{J_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,max}} \leq R_{y1} \gamma_c$	Точка 3	$\frac{Mh_2}{J_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2,max}} \leq R_{y2} \gamma_c$	$\frac{Q_3 s}{t a h_3} \leq R_s \gamma_c$
Точка 2	$\frac{M d_1}{J_x} + \frac{Q_1 a}{2W_{1,min}} \leq \frac{R_{u1} \gamma_c}{\gamma_u}$	Точка 4	$\frac{M d_2}{J_x} + \frac{Q_2 a}{2W_{2,min}} \leq \frac{R_{u2} \gamma_c}{\gamma_u}$	
Обозначения, принятые в табл.26:				

M - изгибающий момент в сечении балки;

Q_1 и Q_2 - поперечные силы, воспринимаемые

тавровыми сечениями и равные $Q_1 = Q \frac{J_1}{J_1 + J_2}$ и $Q_2 = Q \frac{J_2}{J_1 + J_2}$

где Q - поперечная сила в сечении балки;

J_1 и J_2 - моменты инерции верхнего и нижнего тавровых сечений относительно собственных осей, параллельных полкам;

Q_3 - поперечная сила в сечении балки на расстоянии $(c + s - 0,5 a)$ от опоры (рис.26);

J_x - момент инерции сечения балки с отверстием относительно оси $x-x$;

$W_{1,max}$ и $W_{1,min}$ - наибольший и наименьший моменты сопротивления верхнего таврового сечения;

$W_{1,max}$ и $W_{1,min}$ - то же, нижнего таврового сечения;

R_{y1} , R_{u1} , R_{y2} , R_{u2} - расчетные сопротивления проката для верхнего и нижнего тавровых сечений.

22 Дополнительные требования по проектированию конструкций зданий и сооружений при реконструкции

Общие положения

22.1 Оценку остаточного ресурса конструкций зданий и сооружений следует производить на основании анализа имеющейся технической документации, визуального, инструментального освидетельствований, проверочных расчетов несущей способности и деформативности конструктивных элементов, имеющих дефекты или получивших повреждение в процессе эксплуатации. В итоге освидетельствования техническое состояние элементов зданий и сооружений должно быть определено как:

исправное – при отсутствии дефектов и повреждений, при котором выполняются все требования действующих норм и государственных стандартов;

работоспособное – при наличии дефектов и повреждений категории В, при котором удовлетворяются требования обеспечения производственного процесса и дальнейшей безопасной эксплуатации, но имеются незначительные отступления от действующих нормативных документов и проекта, т.е. при частичном отступлении от требований норм без нарушения требований по предельным состояниям первой группы (ГОСТ 27751) и при таких нарушениях требований по предельным состояниям второй группы, которые в конкретных условиях не ограничивают нормальную эксплуатацию здания (сооружения);

ограниченно работоспособное – при наличии дефектов и повреждений категории Б, при котором возможна дальнейшая эксплуатация при определенных ограничениях и разработке мероприятий по контролю за состоянием конструкций, параметрами технологического процесса, нагрузками и воздействиями (например, ограничение грузоподъемности мостовых кранов), а также при разработке мероприятий по устранению выявленных дефектов и повреждений в установленные сроки;

аварийное – при наличии дефектов и повреждений категории А, при котором возможна потеря несущей способности основных элементов или сооружения в целом, исключающая дальнейшую эксплуатацию, т.е. при нарушении или невозможности предотвратить возможное нарушение требований по предельным состояниям первой группы;

категории опасности дефектов и повреждений:

А - дефекты и повреждения основных несущих конструкций, представляющие непосредственную опасность их разрушения;

Б - дефекты и повреждения не представляющие при их обнаружении непосредственную опасность разрушения несущих конструкций, но способные в дальнейшем вызвать повреждения других элементов и узлов или при развитии повреждения перейти в категорию А;

В - дефекты и повреждения локального характера, которые при последующем развитии не могут оказать влияния на основные несущие конструкции здания и сооружения.

22.2 При усилении или изменении условий работы сохраняемых конструкций следует обеспечивать как минимум их работоспособное состояние. Конструкции, находящиеся в ограниченно работоспособном состоянии, при обеспечении необходимого контроля допускается не усиливать на период от проведения обследования до реконструкции.

22.3 Для конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам и техническим условиям, допускается не проводить проверочный расчет в случаях, если за период эксплуатации не менее 15 лет в них не возникли дефекты и повреждения, не изменились условия дальнейшей эксплуатации, нагрузки и воздействия, а при их изменении не увеличились усилия в основных элементах.

22.4 При усилении конструкций следует предусматривать конструктивные решения и методы производства работ, обеспечивающие плавное включение элементов и конструкций усиления в совместную работу с сохраняемыми конструкциями. В необходимых случаях следует использовать искусственное регулирование усилий и временную разгрузку конструкций.

Расчетные характеристики стали и соединений

22.5 Оценку качества материала конструкций следует производить по данным заводских сертификатов или по результатам испытаний образцов. Испытания следует выполнять при отсутствии исполнительной документации или сертификатов, недостаточности имеющихся в них сведений или обнаружении повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством металла.

22.6 При исследовании и испытании металла следует определять следующие показатели:

химический состав – массовую долю элементов, нормируемых государственными стандартами или техническими условиями на сталь;

предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при испытаниях на растяжение по ГОСТ 1497 (следует проводить испытания с построением диаграммы работы стали);

ударную вязкость по ГОСТ 9454 для температур, соответствующих группе конструкций и расчётной температуре по табл.В.4;

ударную вязкость после механического старения по ГОСТ 7268 для групп конструкций и расчётных температур по табл.В.4;

в отдельных случаях макро- и микроструктуру стали (в частности, для конструкций 1-й и 2-й групп п.4.4, выполненных из кипящей стали толщиной свыше 12 мм и эксплуатирующихся при отрицательных температурах).

Места отбора проб для определения перечисленных показателей, количество проб и необходимость усиления мест вырезки устанавливает организация, производящая обследование конструкций.

22.7 Исследования и испытания металла конструкций, изготовленных до 1932 г., следует проводить в специализированных организациях, где, кроме свойств металла, устанавливается способ производства стали: пудлинговая, конвертерная с продувкой воздухом (бессемеровская или томасовская), мартеновская или электросталь.

22.8 Расчетные сопротивления проката, гнутых профилей и труб сохраняемых конструкций следует назначать согласно требованиям п.5.16, при этом значения R_{yb} , R_{un} и γ_m следует принимать:

для металла конструкций, изготовленных до 1932 г., – по полученным при испытаниях минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, $\gamma_m = 1,2$; R_y для пудлинговой стали должно быть не более 170 Н/мм², для конвертерной, мартеновской и электростали – не более 210 Н/мм²;

для металла конструкций, изготовленных после 1932 г.:

а) при наличии сертификата – по минимальным значениям предела

текучести и временного сопротивления в государственных стандартах и технических условиях, по которым изготовлена данная металлопродукция; $\gamma_m = 1,025$ для проката, изготовленного по ГОСТ 27772; $\gamma_m = 1,05$ для проката, изготовленного после 1982 г. по ГОСТ 380 и ГОСТ 19281; $\gamma_m = 1,1$ – для всего остального проката;

б) при отсутствии сертификата (по результатам исследований металла согласно п.22.6, а также по сведениям о виде проката и времени строительства следует определять марку стали и нормативный документ, по которому изготовлена данная металлопродукция) – по минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления в нормативном документе для данной продукции, $\gamma_m = 1,1$;

в) в случаях, когда идентифицировать сталь не удалось, – по минимальному результату испытаний, $\gamma_m = 1,1$; R_y не должно быть больше 210 Н/мм^2 .

Допускается не производить испытания металла конструкций, в элементах которых нормальные напряжения не выше 165 Н/мм^2 .

22.9 Расчётные сопротивления сварных соединений сохраняемых конструкций, подлежащих реконструкции или усилению, следует назначать с учётом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения швов и способов их контроля, применённых в конструкциях. При отсутствии установленных нормами необходимых данных допускается принимать:

для угловых швов $R_{wf} = R_{wz} = 0,44R_{un}$; $\beta_f = 0,7$ и $\beta_z = 1,0$, считая при этом $\gamma_c = 0,8$;

для растянутых стыковых швов $R_{wy} = 0,55R_y$ в конструкциях, изготовленных до 1972 г., и $R_{wy} = 0,85R_y$ – после 1972 г. Допускается уточнять несущую способность сварных соединений по результатам испытаний образцов, взятых из конструкции.

22.10 Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов, а также смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять согласно указаниям п.5.21. Если невозможно установить класс прочности болтов, то значения расчётных сопротивлений одноболтовых соединений следует принимать: $R_{bs} = 150 \text{ Н/мм}^2$ и $R_{bt} = 160 \text{ Н/мм}^2$.

22.11 Расчётные сопротивления заклепочных соединений следует принимать по табл.39. Если в исполнительной документации отсутствуют указания о способе образования отверстий и материале заклепок и установить их по имеющимся данным не представляется возможным, расчётные сопротивления следует принимать по табл.39 как для соединений на заклепках группы С из стали марки Ст 2.

Расчёт заклёпочных соединений следует выполнять согласно формулам

п.13.7, принимая $R_{bs} = R_{rs}; R_{bp} = R_{rp}; R_{bt} = R_{rt}; A_b = A_{bn} = A_r = 0,785 d_r^2; \gamma_b = 1; d_b = d_r.$

Т а б л и ц а 39

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Группа соединения	Расчётные сопротивления заклёпочных соединений, Н/мм ²		
			срезу и растяжению заклёпок из стали марок		смятию соединяемых элементов
			Ст2,Ст3	09Г2	
Срез	R_{rs}	В	180	220	-
		С	160	-	-
Растяжение (отрыв головки)	R_{rt}	В,С	120	150	-
Смятие	R_{rp}	В	-	-	$R_{rp} = 2R_y$
		С			$R_{rp} = 1,7R_y$
<p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 К группе В относятся соединения, в которых заклёпки поставлены в отверстия, сверленные в собранных элементах или в деталях по кондукторам. К группе С относятся соединения, в которых заклёпки поставлены в продавленные отверстия или в отверстия, сверленные без кондуктора в отдельных деталях.</p> <p>2 При применении заклёпок с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления заклёпочных соединений срезу и смятию понижаются умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклёпок на растяжение не допускается.</p>					

Усиление конструкций

22.12 Конструкции, эксплуатируемые при положительной температуре и изготовленные из кипящей малоуглеродистой стали, а также из других сталей, у которых по результатам испытаний значения ударной вязкости ниже гарантированных государственными стандартами по сталям для групп конструкций в соответствии с требованиями п.4.4, не подлежат усилению или замене при условии, что напряжения в элементах из этих сталей не будут превышать значений, имевшихся до реконструкции. Решение об использовании, усилении или замене этих конструкций, если эксплуатация их не будет соответствовать указанному условию, следует принимать на основании

заклучения специализированной проектной организации по стальным конструкциям.

22.13 Расчётную схему конструкции следует принимать с учетом особенностей её действительной работы, в том числе с учетом фактических отклонений геометрической формы, размеров сечений, условий закрепления и выполнения узлов сопряжения элементов.

Проверочные расчёты элементов конструкций и их соединений следует выполнять с учетом обнаруженных дефектов и повреждений, коррозионного износа, фактических условий сопряжения и опирания. Расчёт элементов допускается выполнять по деформированной схеме, принимая при этом коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$ для поз.7 и 10 табл.Д.1.

22.14 Конструкции, не удовлетворяющие требованиям разд.7, 9÷13, 15 (пп.15.33 ÷ 15.47, 15.49) и 18.2, а также требованиям норм по нагрузкам и воздействиям по ограничению вертикальных прогибов, должны быть, как правило, усилены или заменены, за исключением случаев, указанных в данном разделе. Отклонения от геометрической формы, размеров элементов и соединений от номинальных, превышающие допускаемые правилами производства и приемки работ, но не препятствующие нормальной эксплуатации, могут не устраняться при условии обеспечения несущей способности конструкций с учётом требований п.22.13.

22.15 Допускается не усиливать элементы конструкций, если: их вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения превышают предельные значения, установленные нормами СНиП 2.01.07 и п.18.4, но не препятствуют нормальной эксплуатации, исходя из технологических требований; их гибкость превышает предельные значения, установленные в п. 8.18, но отклонения положения конструкций не превышают значений, установленных СНиП III-10, и усилия в элементах не будут возрастать в процессе дальнейшей эксплуатации, а также в тех случаях, когда возможность использования таких элементов проверена расчётом или испытаниями.

22.16 При разработке проектов реконструкции стальных конструкций зданий и сооружений следует выявлять и использовать резервы несущей способности и применять конструктивные решения, позволяющие осуществлять реконструкцию, как правило, без остановки производственного процесса.

При усилении конструкций допускается учитывать возможность предварительного напряжения и активного регулирования усилий (в том числе за счёт сварки, изменений конструктивной и расчётной схем), а также упругопластическую работу стали, закритическую работу тонкостенных элементов и обшивок конструкций в соответствии с действующими нормами.

22.17 Конструкции усиления и методы его выполнения должны предусматривать меры по снижению нежелательных дополнительных деформаций элементов в процессе усиления в соответствии с п.14.13. Несущая способность конструкций в процессе выполнения работ по усилению должна обеспечиваться с учетом влияния ослаблений сечений дополнительными отверстиями под болты и влияния сварки.

В необходимых случаях в период усиления конструкция должна быть полностью или частично разгружена.

22.18 В конструкциях 2-й, 3-й и 4-й групп (согласно п.4.4), эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже минус 40°C в неагрессивной или слабоагрессивной среде, для обеспечения совместной работы деталей усиления и существующей конструкции допускается применять прерывистые фланговые швы. Во всех случаях применения угловых швов, как правило, следует назначать минимально необходимые катеты. Допускается концевые участки швов проектировать с катетом большим, чем катет промежуточных участков, и устанавливать их размеры в соответствии с расчётом.

22.19 При усилении элементов конструкций допускается применять комбинированные соединения: заклёпочные с фрикционными; заклёпочные с болтами класса точности А.

22.20 В элементах групп конструкций 1, 2, 3 или 4 (согласно п.4.4), подверженных при усилении нагреву вследствие сварки, расчётное напряжение σ_d не должно превышать значений $0,2R_y$; $0,4R_y$; $0,6R_y$ или $0,8R_y$ соответственно.

Напряжение σ_d следует определять от нагрузок, действующих во время усиления, для неусиленного сечения с учётом фактического состояния конструкций (ослаблений сечения, искривлений элемента и др.). При превышении указанных напряжений необходима разгрузка конструкций или подведение временных опор.

22.21 При расчёте элементов конструкций, усиленных путем увеличения сечения, как правило, следует учитывать разные расчётные сопротивления материалов конструкции и усиления. Допускается принимать одно расчётное сопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15 %.

22.22 При расчёте на устойчивость элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом допускается принимать для усиленного сечения в целом приведенное значение расчётного сопротивления, вычисляемое по формуле

$$R_{y,ef} = R_y \sqrt{k} \quad (176)$$

где R_y – расчётное сопротивление основного металла, определяемое согласно требованиям п.22.8;

k – коэффициент, вычисляемый по формуле

$$k = \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{A}{A_a} \right) + \frac{A}{A_a} \right] \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{I}{I_a} \right) + \frac{I}{I_a} \right] \quad (177)$$

здесь R_{ya} – расчётное сопротивление металла усиления;

A, I – соответственно площадь и момент инерции неусиленного сечения элемента относительно оси, перпендикулярной плоскости проверки устойчивости;

A_a, I_a – то же, усиленного сечения элемента в целом.

22.23 Расчёт на прочность и устойчивость элементов, усиленных способом увеличения сечений, как правило, следует выполнять с учётом напряжений, существовавших в элементе в момент усиления (с учётом разгрузки конструкций). При этом следует учитывать начальные искривления элементов, смещение центра тяжести усиленного сечения и искривления, вызванные сваркой. Искривления от сварки при проверке устойчивости элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом допускается учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c, ad} = 0,8$.

Проверку на прочность элементов, для которых согласно п.22.21 принято одно расчётное сопротивление, кроме расчета по формулам (37), (38) и (47), допускается выполнять на полное расчётное усилие без учёта напряжений, существовавших до усиления, а при проверке стенок балок на местную устойчивость допускается использовать дополнительный коэффициент условий работы $\gamma_{c, ad} = 0,8$.

22.24 Расчёт на прочность элементов конструкций, усиливаемых методом увеличения сечений, следует выполнять по формулам: а) для центрально-растянутых симметрично усиливаемых элементов – формула (1); б) для центрально-сжатых симметрично усиливаемых элементов

$$\frac{N}{(AR_y \gamma_N \gamma_c)} \leq 1 \quad (178)$$

где $\gamma_N = 0,95$ – при усилении без использования сварки;

$\gamma_N = 0,95 - 0,25 \sigma_d / R_y$ – при усилении с использованием сварки;

в) для несимметрично усиливаемых центрально-растянутых, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых элементов

$$\frac{1}{R_y \gamma_M \gamma_c} \times \left(\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \right) \leq 1 \quad (179)$$

где $\gamma_M = 0,95$ для конструкций группы 1;

$\gamma_M = 1$ для конструкций групп 2, 3 и 4;

при $N / (AR_y) \geq 0,6$ следует принимать $\gamma_M = \gamma_N$, здесь γ_N следует определять как в формуле (178).

Изгибающие моменты M_x и M_y следует определять относительно главных осей усиленного сечения.

22.25 Допускается не усиливать существующие стальные конструкции, выполненные с отступлением от требований пп.14.15, 14.19, 14.25, 15.2, 15.3, 15.6, 15.12, 15.14, 15.17, 15.29, 15.31, 15.50, 17.9, 17.11, 18.11 ÷ 18.14, 18.19, при условии, что:

отсутствуют вызванные этими отступлениями повреждения элементов конструкций;

исключены изменения в неблагоприятную сторону условий эксплуатации конструкций;

несущая способность и жесткость обоснованы расчётом с учётом требований пп.22.13, 22.15 и 22.19; выполняются мероприятия по предупреждению усталостного и хрупкого разрушения конструкций, на которые распространяются указания пп. 11.1, 11.3 и разд. 12.

Приложение А1

Нормативные ссылки

В настоящих строительных нормах использованы нормативные ссылки на следующие документы:

СНиП КР 23-02-00 «Строительная климатология»;

СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»;

СНиП КР 52-01:2009 «Несущие и ограждающие конструкции»;

СНиП III-10-75 часть III гл. 10. Правила производства и приемка работ;

СНиП III-18-75 «Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ»;

ГОСТ 380-2005 «Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки»;

ГОСТ 535-2005 «Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия»;

ГОСТ ISO 898-1-2014 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы (ISO 898-1:2013, IDT);

ГОСТ ISO 898-2-2015 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 2. Гайки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы (ISO 898-2:2012, IDT);

ГОСТ 977-88 «Отливки стальные. Общие технические условия»;

ГОСТ 1050-88 «Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия»;

ГОСТ 1412-85 Чугун с пластинчатым графитом для отливок. Марки

ГОСТ 1497-84 «Металлы. Методы испытаний на растяжение»;

ГОСТ 1759.0-87* «Болты, винты, шпильки и гайки. Технические условия»;

ГОСТ 2246-70* «Проволока стальная сварочная. Технические условия»;

ГОСТ 3062-80* «Канат одинарной свивки типа ЛК-0 конструкции 1х7 (1х6). Сортамент»;

ГОСТ 3063-80* «Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х19 (1х6х12). Сортамент»;

ГОСТ 3064-80* «Канат одинарной свивки типа ТК конструкции 1х37 (1х6х12х18). Сортамент»;

ГОСТ 3066-80* «Канат двойной свивки типа ЛК-0 конструкции 6х7(1+6) + 1х7(1+6).Сортамент»;

ГОСТ 3067-88 «Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6x19 (1+6+12) + 1 x19x(1+6+12). Сортамент»;

ГОСТ 3068-88 «Канат стальной двойной свивки типа ТК конструкции 6x37(1+6+12+18)+1x37x(1+6+12+18). Сортамент»;

ГОСТ 3081-80* «Канат двойной свивки типа ЛК-0 конструкции 6x19 (1++9+9) + 7x7 (1+6). Сортамент»;

ГОСТ 3090-73 «Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент»;

ГОСТ 5915-70* «Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 5927-70* «Гайки шестигранные класса точности А. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 6402-70* «Шайбы пружинные. Технические условия ГОСТ 7268-82 Сталь. Метод определения склонности к механическому старению по испытанию на ударный изгиб»;

ГОСТ 7372-79* «Проволока стальная канатная. Технические условия»;

ГОСТ 7669-80 «Канат двойной свивки типа ЛК-РО конструкции 6x36 (1+7+7/7+14) +7x7(1+6). Сортамент»;

ГОСТ 7675-73* «Канаты стальные. Канат закрытый несущий с одним слоем клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент»;

ГОСТ 7676-73* «Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями клиновидной и одним слоем зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент»;

ГОСТ 7796-70* «Болты с шестигранной уменьшенной головкой класса точности В. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 7798-70* «Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 7805-70* «Болты с шестигранной головкой класса точности А. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 8050-85 «Двуокись углерода газообразная и жидкая. Технические условия»;

ГОСТ 8724-2002 «Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Диаметры и шаги»;

ГОСТ 8731-74 «Трубы стальные бесшовные горячедеформированные. Технические условия»;

ГОСТ 9087-81* «Флюсы сварочные плавные. Технические условия

ГОСТ 9150-2002 Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба

метрическая. Профиль»;

ГОСТ 9454-78 «Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах»;

ГОСТ 9467-75* «Электроды, покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы»;

ГОСТ 10157-2016 «Аргон газообразный и жидкий. Технические условия»;

ГОСТ 10605-94 «Гайки шестигранные с диаметром резьбы свыше 48 мм класса точности В. Технические условия»;

ГОСТ 10705-80 «Трубы стальные электросварные. Технические условия»;

ГОСТ 10706-76 Трубы стальные электросварные прямошовные. Технические требования»;

ГОСТ 10906-78* «Шайбы косые. Технические условия»;

ГОСТ 11371-78* «Шайбы. Технические условия»;

ГОСТ 11474-76 «Профили стальные гнутые. Технические условия»;

ГОСТ 14637-89 «Прокат толстолистовой из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия»;

ГОСТ 14954-80 «Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6x19 (1+6+6/6) + 7x7 (1+6). Сортамент»; нгде нету стандарте и каталоге

ГОСТ 15589-70* «Болты с шестигранной головкой класса точности С. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 15591-70* «Болты с шестигранной уменьшенной головкой класса точности С. Конструкция и размеры»; нгде нету стандарте и каталоге

ГОСТ 16523-97 «Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические условия»;

ГОСТ 17066-94 «Прокат тонколистовой из стали повышенной прочности. Технические условия»;

ГОСТ 18123-82* «Шайбы. Общие технические условия»;

ГОСТ 18126-94 «Болты и гайки с диаметром резьбы свыше 48 мм. Общие технические условия»;

ГОСТ 18901-73* «Канаты стальные. Канат закрытый несущий с двумя слоями зетобразной проволоки и сердечником типа ТК. Сортамент»;

ГОСТ 19281-89* «Прокат из стали повышенной прочности. Общие технические условия»;

ГОСТ 19425-74* «Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные. Сортамент»;

ГОСТ 21.502-2007 Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций

ГОСТ 22353-77* «Болты высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 22354-77* «Гайки высокопрочные класса точности В. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 22355-77* «Шайбы класса точности С к высокопрочным болтам. Конструкция и размеры»;

ГОСТ 22356-77* «Болты и гайки высокопрочные и шайбы. Общие технические условия»;

ГОСТ 24705-2004 «Основные нормы взаимозаменяемости. Резьба метрическая. Основные размеры»;

ГОСТ 24379.0-80 «Болты фундаментные. Общие технические условия»;

ГОСТ 24379.1-80* «Болты фундаментные. Конструкция и размеры»;
работы»;

ГОСТ 26271-84* «Проволока порошковая для дуговой сварки углеродистых и низколегированных сталей. Общие технические условия»;

ГОСТ 27751-88 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету»;

ГОСТ 27772-88* «Прокат для строительных конструкций. Общие технические условия»;

ГОСТ 30245-2003 «Профили стальные гнутые замкнутые сварные квадратные и прямоугольные для строительных конструкций. Технические условия».

Приложение А2

В настоящих строительных нормах применены следующие термины и определения:

А.1 безопасность: Свойство объекта при нормальной эксплуатации и при авариях ограничивать допустимым уровнем возможность наступления опасных социальных, экономических и экологических последствий.

А.2 геометрическая нелинейность: Свойство, определяемое нелинейной или кусочнолинейной зависимостью между деформациями и перемещениями.

А.3 гибкость стержня: Величина, определяемая отношением длины (расчетной длины) стержня к радиусу инерции его поперечного сечения.

А.4 гибкость пластинки (стенки, пояса): Величина, определяемая отношением длины пластинки (высоты стенки, ширины пояса или его свеса) к ее толщине.

А.5 деформированная (недеформированная) схема: Расчетная схема, в которой учитываются (не учитываются) перемещения от начального ненагруженного состояния и изменения расположения нагрузок вследствие

деформаций системы.

А.6 депланация поперечного сечения: Перемещение точек поперечного сечения, преобразующее его в нелинейную поверхность или совокупность плоскостей.

А.7 диаграмма работы (деформирования) стали: Зависимость между напряжениями и относительными удлинениями, получаемая при испытании на растяжение стальных стандартных образцов.

А.8 долговечность: Свойство объекта длительное время сохранять работоспособность при установленной системе технического обслуживания и принятом порядке проведения ремонтов.

А.9 жесткость: Способность тел или конструкций сопротивляться образованию деформаций и перемещений, возникающих под действием внешних нагрузок и воздействий.

А.10 идеальная система: Система без начальных несовершенств, к которой нагрузка приложена таким образом, что при достижении критической нагрузки возможно появление качественно новых перемещений (например, вследствие потери устойчивости).

А.11 качественное изменение: Состояние, при котором необходимо прекратить эксплуатацию в связи с чрезмерными остаточными перемещениями, в том числе и сдвигами в соединениях.

А.12 класс точности: Совокупность значений технологических допусков, зависящих от номинальных значений геометрических параметров.

А.13 критическая нагрузка: Наименьшая нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости идеальной системы с появлением перемещений, качественно отличающихся от тех, которые имели место до потери устойчивости (разветвление форм равновесия).

А.14 монтажный стык: Соединение монтажных элементов (блоков), выполняемое на строительной площадке.

А.15 монтажный блок: Блок, собираемый на строительной площадке из отправочных элементов перед установкой его в проектное положение.

А.16 надежность: Свойство объекта выполнять заданные функции в течение требуемого промежутка времен.

А.17 напряженное (деформированное) состояние: Состояние тела, возникающее в результате действия на него внешних нагрузок или иных воздействий и определяемое видом возникающих при этом напряжений (деформаций) и характером распределения их в сечении.

А.18 начальные несовершенства: Совокупность неблагоприятных факторов (отклонения формы или размеров сечения от номинальных, отступление

от расчетной схемы, собственные начальные напряжения и др.), которые могут возникать при изготовлении, транспортировке и возведении и снижать несущую способность конструкций.

А.19 нелинейно упругий материал: Условный материал, характеризующийся при нагружении и разгрузке одной и той же нелинейной или кусочнолинейной зависимостью между деформациями и напряжениями.

А.20 несущая способность: Способность элементов и конструкций противостоять определенному виду и уровню нагрузки или воздействия.

А.21 нормальная эксплуатация: Эксплуатация, осуществляемая без ограничений в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями.

А.22 остаточная (пластическая) деформация: Деформация, не исчезающая после устранения вызвавших ее внешних нагрузок или воздействий.

А.23 отправочная марка: Конструктивный элемент или его часть, отправляемые с завода изготовителя на строительную площадку.

А.24 перемещение: Изменение положения точки, системы точек или тела.

А.25 переход в изменяемую систему: Состояние, при котором система при действии внешней нагрузки превращается в механизм и приобретает конечные перемещения ее частей без деформаций.

А.26 пластическое (вязкое) разрушение: Разрушение вследствие значительного развития пластических деформаций.

А.27 поверхность взаимодействия: Поверхность в пространстве напряжений или усилий, точки, которой характеризуют расчетные предельное или критическое состояние сечения, элемента или системы.

А.28 потеря устойчивости формы положения: Состояние, при котором конструкция или элемент при действии внешней нагрузки утрачивают способность сохранять свое равновесное состояние.

А. 29 потеря устойчивости действия момента (плоскости изгиба): Потеря устойчивости, сопровождающаяся перемещениями в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента (плоскости изгиба).

А.30 предельная нагрузка: Нагрузка, при которой происходит исчерпание несущей способности рассматриваемого сечения или элемента.

А.31 предельное равновесие: Равновесное состояние системы, соответствующее достижению предельной нагрузки, как правило, при работе материала за пределом упругости.

А.32 предельное состояние: Состояние, при котором элемент, конструкция, здание или сооружение в целом или его часть перестают

удовлетворять заданным требованиям.

А.33 приведенная гибкость сквозного стержня: Гибкость идеально прямого упругого стержня с абсолютно жесткими соединительными элементами, критическая сила которого такая же, как и для заданного сквозного стержня с податливыми соединительными элементами.

А.34 приведенное напряжение: Напряжение при простом растяжении или сжатии, которое вызывает такое же опасное состояние материала, как при рассматриваемом сложном напряженном состоянии.

А.35 простое (однопараметрическое) нагружение: Нагружение системы несколькими, одновременно действующими различными нагрузками, возрастающими пропорционально одному параметру.

А.36 расчетная (свободная) длина стержня: Условная длина однопролетного стержня, критическая сила которого (свободная) при шарнирном закреплении его концов такая же, как для заданного. Геометрическая расчетная длина может быть представлена как расстояние между двумя смежными точками перегиба упругой кривой заданного стержня.

А.37 расчетная ситуация: Учитываемый при проектировании комплекс условий, определяющих расчетные требования к конструкции, и включающий расчетные схемы, виды нагрузок и воздействий, перечень подлежащих проверке отдельных состояний.

А.38 реальная система: Система с начальными несовершенствами, в которой с самого начала нагружения появляются перемещения, сохраняющиеся вплоть до достижения предельной нагрузки.

А.39 реконструкция: Комплекс мероприятий, направленных на переустройство строительных объектов в связи с техническим перевооружением предприятий вследствие морального или физического износа технологического оборудования, смены или модернизации технологического процесса.

А.40 свободное кручение: Кручение, при котором все поперечные сечения тонкостенного стержня имеют одинаковую депланацию и в сечении возникают только касательные напряжения.

А.41 сложное напряженное состояние: Напряженное состояние, при котором в точках тела действуют не менее двух компонент напряжения.

А.42 собственные остаточные напряжения: Напряжения, существующие в конструкции при отсутствии воздействия на нее каких-либо внешних нагрузок.

А.43 стесненное кручение: Кручение, при котором поперечные сечения тонкостенного стержня имеют неодинаковую депланацию, и в сечениях возникают касательные и нормальные напряжения.

А.44 техническое состояние объекта: Совокупность физических свойств

объекта, определяющих либо пригодность его к нормальной эксплуатации, либо указывающих на необходимость проведения ремонта или реконструкции и устанавливаемых по результатам обследования, проверочных расчетов, а также анализа проектно-технической документации.

А.45 ударная вязкость: Способность стали сопротивляться хрупкому разрушению при различных температурах, определяемая работой, затрачиваемой на разрушение стандартных образцов при ударном действии нагрузки.

А.46 условная поперечная сила: Поперечная сила, равная проекции сжимающей силы на направление, перпендикулярное изогнутой оси стержня.

А.47 усталостное разрушение: Разрушение, сопровождающееся образованием и развитием трещин в результате многократно повторяющихся силовых и иных воздействий.

А.48 упругая деформация: Деформация, исчезающая после устранения вызвавших ее внешних нагрузок и воздействий.

А.49 упруго пластический материал: Условный материал, характеризующийся при нагружении нелинейной или кусочно-линейной, а при разгрузке линейной зависимостью между деформациями и напряжениями.

А.50 физическая нелинейность: Свойство материала, определяемое нелинейной или кусочно-линейной зависимостью между деформациями и напряжениями.

А.51 хрупкое разрушение: Разрушение в виде отрыва, сопровождающееся малой деформацией, как правило, при наличии концентраторов напряжений, низких температур и ударных воздействий.

Приложение Б
(обязательное)

В настоящих строительных нормах применены следующие основные символы и сокращения.

П р и м е ч а н и е – Определение некоторых символов даны в тексте настоящих строительных норм там, где они используются.

A - площадь сечения брутто;

A_{bn} - площадь сечения болта брутто;

A_d - площадь сечения раскоса;

A_f - площадь сечения полки (пояса);

A_n - площадь сечения нетто;

A_w - площадь сечения стенки;

\dot{A}_{fw} - площадь сечения по металлу углового шва;

A_{wz} - площадь сечения по металлу границы сплавления;

E - модуль упругости;

F - сила;

G - модуль сдвига;

J_b - момент инерции сечения ветви;

$J_m; J_d$ - моменты инерции сечений пояса и раскоса фермы;

J_s - момент инерции сечения ребра, планки;

J_{sl} - момент инерции сечения продольного ребра;

J_t - момент инерции кручения балки, рельса;

$J_x; J_y$ - моменты инерции сечения брутто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

$J_{xn}; J_{yn}$ - то же; сечения нетто;

M - момент, изгибающий момент;

$M_x; M_y$ - моменты относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

N - продольная сила;

N_{ad} - дополнительное усилие;

N_{bm} - продольная сила от момента в ветви колонны;

Q - поперечная сила, сила сдвига;

Q_{fic} - условная поперечная сила для соединительных элементов;

Q_s - условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;

R_{ba} - расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов;

R_{bh} - расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов;

R_{bp} - расчетное сопротивление смятию болтовых соединений;

R_{bs} - расчетное сопротивление срезу болтов;

R_{bt} - расчетное сопротивление болтов растяжению;

R_{bun} - нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению σ_B по государственным стандартам и техническим условиям на болты;

R_{bU} - расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов;

R_{cd} - расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);

R_{dh} - расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки;

R_{lp} - расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;

R_p - расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);

R_s - расчетное сопротивление стали сдвигу;

R_{th} - расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины проката;

R_u - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{un} - временное (нормативное) сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению σ_B по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_{wf} - расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_{wu} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению, изгибу по временному сопротивлению;

R_{wun} - нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;

R_{ws} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;

R_{wy} - расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести;

R_{wz} - расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

R_y - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{yn} - предел текучести (нормативное сопротивление) стали, принимаемый (-ое) равным значению предела текучести σ_T по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

S- статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно

нейтральной оси;

$W_x; W_y$ - моменты сопротивления сечения брутто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

$W_{xn}; W_{yn}$ - моменты сопротивления сечения нетто относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

b - ширина;

b_{ef} - расчетная ширина;

b_f - ширина полки (пояса);

b_h - ширина выступающей части ребра, свеса;

$c; c_x; c_y$; - коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей соответственно $x-x$, $y-y$;

e - эксцентриситет силы;

h - высота;

h_{ef} - расчетная высота стенки;

h_w - высота стенки;

i - радиус инерции сечения;

i_{min} - наименьший радиус инерции сечения;

$i_x; i_y$ - радиусы инерции сечения относительно осей соответственно $x-x$ и $y-y$;

k_f - катет углового шва;

l - длина, пролет;

l_c - длина стойки, колонны, распорки;

l_d - длина раскоса;

l_{ef} - расчетная, условная длина;

l_m - длина панели пояса фермы или колонны;

l_s - длина планки;

l_w - длина сварного шва;

$l_x; l_y$ - расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно $x-x$ и $y-y$;

m - относительный эксцентриситет ($m = eA/W_c$);

m_{ef} - приведенный относительный эксцентриситет ($m_{ef} = m\eta$);

r - радиус;

t - толщина;

t_f - толщина полки (пояса);

t_w - толщина стенки;

β_f, β_z - коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу шва и по металлу границы сплавления;

γ_b - коэффициент условий работы соединения;

γ_c - коэффициент условий работы;

γ_n - коэффициент надежности по назначению;

γ_m - коэффициент надежности по материалу;

γ_u - коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;

η - коэффициент влияния формы сечения;

λ - гибкость ($\lambda = l_{ef}/i$);

$\bar{\lambda}$ - условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$;

λ_{ef} - приведенная гибкость стержня сквозного сечения;

$\bar{\lambda}_{ef}$ - условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения

$(\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E})$;

$\bar{\lambda}_w$ - условная гибкость стенки $(\bar{\lambda}_w = \frac{h}{t} \sqrt{R_y / E})$;

$\bar{\lambda}_{uw}$ - наибольшая условная гибкость стенки;

$\lambda_x; \lambda_y$ - расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно x - x и y - y ;

ν - коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона);

σ_{loc} - местное напряжение;

$\sigma_x; \sigma_y$ - нормальные напряжения, параллельные осям соответственно x - x и y -

y ;

τ_{xy} - касательное напряжение;

$\varphi_{(x,y)}$ - коэффициент продольного изгиба;

φ_b - коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибно-крутильной форме потери устойчивости балок;

φ_e - коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии.

Приложение В
(обязательное)

Материалы для конструкций и соединений

Т а б л и ц а В1. Сталь для стальных конструкций

Сталь по ГОСТ			Группа конструкций при $t \geq -40$			
27772	535, 14637	19281	1	2	3	4
C235	Ст3кп2, Ст3пс2		-	-	+ ^{а)}	+
C245	Ст3пс5		-	+ ^{б)}	+	-
C255	Ст3сп5		+	+	+	-
C275			-	+ ^{б)}	+	-
C285	Ст3сп5		+	+	+	-
C345		09Г2С	+3/12	+1/4	+1/4	-
C345К			-	+	+	-
C375		09Г2С	+3/12	+1/4	+1/4	-
C390		10ХСНД	+/12	+/6	+/6	-
C440			+	+	+	-
C590			-	+	+	-
C590			-	-	-	-

Обозначения, принятые в табл. В.1

Знаки «+» и «-» означают, что данную сталь применять соответственно следует и не следует. Цифра у знака «+» означает категорию стали, буквы у этого знака обозначают:

а) - не применять для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха;

б) - для неотапливаемых зданий и конструкций, эксплуатируемых при температуре наружного воздуха применять толщину проката не более 10 мм;

П р и м е ч а н и я

1 Требования таблицы распространяются на листовой прокат толщиной от 2 мм и фасонный прокат - от 4 мм. При толщине менее 5 мм приведенные в таблице стали применяются без требований по ударной вязкости (без указания категории).

2 Прокат из стали С235 толщиной менее 5 мм допускается применять для конструкций всех групп.

3 Применение термоупрочненного с прокатного нагрева фасонного проката из стали С345Т и С375Т, поставляемого как сталь С345 и С375, не допускается в конструкциях, которые при изготовлении подвергаются металлизации или пластической деформации при температуре выше 700°С.

4 Для сталей С345, С375, С390 и 09Г2С, 10ХСНД даны категории требований по ударной вязкости в числителе по ГОСТ 27772, в знаменателе - по ГОСТ 19281

Т а б л и ц а В 2. Стали для труб

Марка стали (толщина, мм)	ГОСТ или ТУ	Группа конструкций при $t \geq -40$			
		1	2	3	4
Вст3кп (до 4)	ГОСТ 10705 ^{а)}	-	+2 ^{г)}	+2 ^{г)}	+2 ^{г)}
Вст3кп (4,5-10)	ГОСТ 10705 ^{а)}	-	-	+2 ^{в,г)}	+2 ^{в,г)}
Вст3пс (до 5,5)	ГОСТ 10705 ^{а)}	-	+2 ^{г)}	+2 ^{г)}	+2 ^{г)}
Вст3пс (6-10)	ГОСТ 10705 ^{а)}	-	+6	+6	+6
Вст3пс (5-15)	ГОСТ 10706 ^{б)}	-	-	+4	+4
20	ГОСТ 8731	+ ^{д)}	+	+	-
09Г2С	ГОСТ 8731	+ ^{д)}	+	+	-

Обозначения, принятые в табл. В.2

Знаки «+» и «-» означают, что данную сталь применять соответственно следует и не следует. Цифра у знака «+» означает категорию стали, буквы у этого знака обозначают:

а) группа В, табл. 1 ГОСТ 10705;

б) группа В с дополнительными требованиями по п. 1.6 ГОСТ 10706;

в) применять прокат толщиной до 10 мм, а в колоннах и стойках до 16 мм;

г) кроме опор ВЛ, ОРУ и КС;

д) бесшовные горячедеформированные трубы по ГОСТ 8731 допускается применять для элементов специальных опор больших переходов линий электропередачи высотой более 60 м, для антенных сооружений связи и других специальных сооружений, но с дополнительным требованием по ударной вязкости (при температуре испытания минус 20⁰С) не менее 30 Дж/см².

Не допускается применять бесшовные горячедеформированные трубы, изготовленные из слитков, имеющих маркировку “Л”, не прошедшие контроль неразрушающим методом.

Т а б л и ц а В 3. Требования к стали для сварных конструкций зданий и сооружений (кроме мостов)

Нормативные сопротивления стали, Н/мм ²	Содержание элементов ¹⁾ , % (не более)			С _з , % (не более)
	С	Р	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,0452)	-
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,14	0,035	0,0352)	0,45
$390 \leq R_{yn} < 490$	0,12	0,0153)	0,0153)	0,46
$490 \leq R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47

$R_{yn} \geq 590$	0,15	0,010	0,005	0,51
<p>1) Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате по ГОСТ 27772.</p> <p>2) В случае термической обработки, направленной на измельчение зерна, $S \leq 0,025\%$.</p> <p>3) $S + P \leq 0,020\%$.</p> <p>Примечания</p> <p>1 Углеродный эквивалент (C_e, %) следует определять по формуле:</p> $C_e = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$ <p>где $C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P$ - массовые доли элементов, %. (углерод, марганец, кремний, хром, никель, медь, ванадий, ниобий, молибден, фосфор).</p> <p>2 Для сталей с нормативным сопротивлением $290 \leq R_{yn} < 390$ Н/мм² допускается повышение содержания углерода до 0,17% по согласованию с организацией - составителем норм. Для фасонных профилей с нормативным сопротивлением $390 \leq R_{yn} < 490$ Н/мм² допускается содержание фосфора до $P \leq 0,030\%$ и серы до $S \leq 0,025\%$ по согласованию с организацией - составителем норм.</p>				

Т а б л и ц а В 4. Требования по ударной вязкости к стальному прокату

Расчетная температура, °С	Группа конст-рукций	Предел текучести проката, Н/мм ²									
		$R_{yn} < 290$		$290 \leq R_{yn} < 390$		$390 \leq R_{yn} < 490$		$R_{yn} \geq 490$			
		Показатель ударной вязкости, Дж/см ²									
		КСА		КCV		КCV		КCV		КCV	
		при температуре испытаний на ударный изгиб, °С									
$t \geq -40$	1, 2, 3	+20	+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60	40
<p>Примечания</p> <p>1 КСА - ударная вязкость образцов типа 1 по ГОСТ 9454, испытанных при температуре +20°С, с U-образным надрезом после механического старения; КCV - ударная вязкость образцов с V-образным надрезом (тип 11 по ГОСТ 9454).</p> <p>2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом - продольные.</p>											

Т а б л и ц а В 5. Материалы для сварки, соответствующие стали

Сталь	Материалы для сварки			
	в углекислом газе (по ГОСТ 8050) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157)	под флюсом (по ГОСТ 9087)	порошковой проволокой (по ГОСТ 26271)	покрытыми электродами (по ГОСТ 9467)
	Марка			Тип электрода
	сварочной проволоки	флюса	порошковой	электрода

			проволоки	
$R_{yn} < 290$	СВ-08Г2С	СВ-08А	АН348-А, АН60а)	Э42 ^{а)} , Э42А
		СВ-08ГА		Э46 ^{а)} , Э46А
$90 \leq R_{yn} < 590$		СВ-10ГА ^{б)}	АН-17-М, АН-43, АН-47, АН-348-А ^{в)}	Э50 ^{а)} , Э50А
		СВ-10Г2 ^{б)} , СВ-10НМА		-
$R_{yn} \geq 590$	СВ-08Г2С, СВ-08ХГСМА	СВ10НМА	АН-17-М	Э60
	СВ-10ХГ2СМА	СВ-08ХН2ГМЮ		Э70

а) флюс АН-60 и электроды типов Э42, Э46, Э50 применяют для конструкций групп 2, 3 при расчетных температурах $t \geq -40$ °С.

б) не применять в сочетании с флюсом АН-43.

в) Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчетных температурах $t < -40$ °С и толщин свыше 32 мм - при расчетных температурах $t \geq -40$ °С.

П р и м е ч а н и е – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций допускается использовать сварочные материалы (проволоку, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов согласно настоящей таблице.

Т а б л и ц а В 6. Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Нормативный документ	Марки стали при расчётной температуре, $t^{\circ}\text{C} \geq -40$
Конструкции, кроме опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535	Ст3пс2, Ст3сп2,
	ГОСТ 1050	20
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	ГОСТ 535	Ст3пс4, Ст3сп4

Т а б л и ц а В. 7. Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристика	Значение
Плотность ρ , кг / м ³ : стального проката и стальных отливок отливок из серого чугуна	7850 7200
Коэффициент линейного расширения α , °С-1: стального проката и стальных отливок отливок из серого чугуна	0,12 · 10 ⁻⁴ 0,11 · 10 ⁻⁴
Модуль упругости E, Н/мм ² : стального проката и стальных отливок отливок из серого чугуна марок: СЧ15 СЧ20, СЧ25, СЧ30; пучков и прядей параллельных проволок канатов стальных: спиральных и закрытых несущих двойной свивки двойной свивки с неметаллическим сердечником	2,06 · 10 ⁵ 0,83 · 10 ⁵ 0,98 · 10 ⁵ 1,96 · 10 ⁵ 1,67 · 10 ⁵ 1,47 · 10 ⁵ 1,27 · 10 ⁵
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G, Н/мм ² : стального проката и стальных отливок отливок из серого чугуна	0,78 · 10 ⁵ 0,44 · 10 ⁵
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν : стального проката и стальных отливок отливок из серого чугуна	0,30 0,25
П р и м е ч а н и е - Значения модуля упругости даны для канатов, предварительно вытянутых усилием не менее 60 % разрывного усилия для каната в целом.	

Приложение Г
(обязательное, кроме оговоренного)

Расчетные характеристики материалов и соединений

Т а б л и ц а Г.1 Расчетные сопротивления стального проката и труб

Напряженное состояние и характеристика расчетного сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб: по пределу текучести по временному сопротивлению	R_y	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
	R_u	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	R_s	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
Смятие: торцевой поверхности (при наличии пригонки) местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании	R_p	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
	R_{lp}	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$
Растяжение в направлении толщины проката t (при t до 60 мм)	R_{th}	$R_{th} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
<p>где γ_m - коэффициент надежности по материалу. Пр и м е ч а н и е – Нормативные сопротивления по пределу текучести R_{yn} и по временному сопротивлению R_{un} следует принимать равным минимальным значениям предела текучести σ_T и временного сопротивления σ_B, установленным в стандартах и технических условиях, а при оценке технического состояния эксплуатируемых конструкций - и на основании статистической обработки данных испытаний образцов, отобранных из конструкций</p>		

Т а б л и ц а Г.2 Коэффициенты надежности по материалу для стального проката и труб

Государственный стандарт или технические условия на прокат и трубы	Коэффициент надежности по материалу γ_m
ГОСТ 27772 (кроме сталей С590 и С590К) и другая	1,025

нормативная документация, использующая процедуру контроля свойств проката по ГОСТ 27772	
ГОСТ 19281 для сортового проката с пределом текучести свыше 380 Н/мм ² , ГОСТ 8731 для труб	1,100
Требования настоящих норм для остального проката и труб	1,050
Зарубежная нормативная документация для проката и труб	1,100

Т а б л и ц а Г.3 Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката ¹⁾ , мм	Нормативное сопротивление ²⁾ проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление ³⁾ проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2 до 8	235	360	230/225	350/345
C245	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 30	235	370	230/225	360/350
C255	От 2 до 20	245	370	240/235	360/350
	Св. 20 до 40	235	370	230/225	360/350
C285	От 2 до 10	275	390	270/260	380/370
	Св. 10 до 20	265	380	260/250	370/360
C345	От 2 до 20	325	470	315/310	460/450
	Св. 20 до 40	305	460	300/290	450/440
	Св. 40 до 80	285	450	280/270	440/430
	Св. 80 до 100	265	430	260/250	420/410
C345К	От 4 до 10	345	470	335/330	460/450
C375	От 2 до 20	355	490	345/340	480/465
	Св. 20 до 40	335	480	325/320	470/455
C390	От 4 до 50	390	540	380/370	525/515
C440	От 4 до 30	440	590	430/420	575/560
	Св. 30 до 50	410	570	400/390	555/540
C590,C590К	От 10 до 40	590	685	575/560	670/650

¹⁾ За толщину фасонного проката принимают толщину полки.

²⁾ За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в государственных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения приведены только в одной системе единиц (кгс/мм²), нормативные сопротивления (Н/мм²) вычисляют умножением соответствующих величин на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

³⁾ Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в

соответствии с табл. Г.2, и округлением до 5 Н/мм². В числителе представлены значения расчетных сопротивлений проката, поставляемого по ГОСТ 27772 (кроме стали С590К) или другой нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката по ГОСТ 27772 ($\gamma_m = 1,025$), в знаменателе - расчетное сопротивление остального проката при ($\gamma_m = 1,050$).

Т а б л и ц а Г.4 Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе труб

Марка стали	ГОСТ	Толщина стенки, мм	Нормативное сопротивление ²⁾ проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление ³⁾ проката, Н/мм ²	
			R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп ВСт3пс4, ВСт3сп4 20	ГОСТ 10705	До 10	225	370	215	350
	ГОСТ 10706	4-15	245	370	235	350
	ГОСТ 8731	4-36	245	410	225	375

П р и м е ч а н и е – Нормативные сопротивления для труб из стали марки 09Г2С по ГОСТ 8731 устанавливаются по соглашению сторон в соответствии с требованиями этого стандарта.

Т а б л и ц а Г.5 Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметальному сжатию катков

Временное сопротивление, Н/мм ²	Расчетное сопротивление, Н/мм ²		
	смятию		диаметальному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки) R_p	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{lp}	
360	351/343	176/171	9/9
370	361/352	180/176	9/9
380	371/362	185/181	9/9
390	380/371	190/185	10/10
400	390/381	195/190	10/10
430	420/409	210/204	10/10
440	429/419	215/209	11/11
450	439/428	220/214	11/11
460	449/438	224/219	11/11
470	459/448	229/224	11/11

480	468/457	234/228	12/12
490	478/467	239/233	12/12
510	498/486	249/243	12/12
540	527/514	263/257	13/13
570	556/543	278/271	14/14
590	576/562	288/281	14/14

Примечание – В таблице указаны значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам табл. Г1 при $\gamma_m = 1,025$ (в числителе) и $\gamma_m = 1,050$ (в знаменателе).

Т а б л и ц а Г.6 Расчетные сопротивления отливок, поковок, стальных канатов, пучков и прядей проволок, фундаментных и U - образных болтов, болтов во фрикционных соединениях

Элементы конструкций и напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление
Отливки из углеродистой стали: растяжение, сжатие, изгиб	R_y	$R_y = R_{yn} / 1,3$
Сдвиг	R_s	$R_s = R_{yn} / 2,2$
Отливки из серого чугуна: растяжение сжатие сдвиг	R_t	$R_t = R_{tun} / 3$
	R_c	$R_c = R_{cun} / 2$
	R_s	$R_s = R_{tyn} / 4$
Стальные канаты	N_{dh}	$N_{dh} = N_{un} / 1,6$
Пучки и пряди из проволок	R_{dh}	$R_{dh} = R_{un} / 1,65$
Фундаментные болты (расчетные)	R_{ba}	$R_{ba} = R_{yn} / 1,25$
U- образные болты	R_{bU}	$R_{bU} = R_{yn} / 1,18$
Высокопрочные болты во фрикционном соединении	R_{bh}	$R_{bh} = R_{bun} / 1,43$

где R_{tun} - нормативное сопротивление серого чугуна при растяжении;
 R_{cun} - тоже, при изгибе;
 N_{un} - нормативное значение разрывного усилия для каната.
 Примечание – Для канатов, пучков, прядей и болтов расчетные сопротивления приведены для растяжения.

Т а б л и ц а Г.7 Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчётные сопротивления, Н/мм ² , отливок из углеродистой стали марок			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R_u	150	180	210	250

Сдвиг	R_s	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	230	270	320	370
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плоском касании	R_{lp}	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	6	7	8	10
Примечание – Расчетные сопротивления отливок из низколегированной стали, поставляемой по другим стандартам и техническим условиям, в том числе зарубежного производства, следует назначать по согласованию с организацией – составителем норм.					

Т а б л и ц а Г.8 Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчётные сопротивления, Н/мм ² , отливок из углеродистой стали марок			
		СЧ 15	СЧ 20	СЧ 25	СЧ 30
Растяжение центральное и изгиб	R_t	55	65	85	100
Сжатие центральное и изгиб	R_c	160	200	230	250
Сдвиг	R_s	40	50	65	75
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	240	300	340	370

Т а б л и ц а Г.9 Расчетные сопротивления сварных соединений

Сварное соединение	Напряженное состояние	Характеристика расчетного сопротивления	Условное обозначение	Расчетное сопротивление сварного соединения
Стыковое	Сжатие, растяжение и изгиб при механизированной или ручной сварке с физическим контролем	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y$
		По временному сопротивлению	R_{wu}	$R_{wu} = R_u$

	качества шва			
	Растяжение и изгиб при механизированной или ручной сварке	По пределу текучести	R_{wy}	$R_{wy} = R_y / 1,18$
	Сдвиг		R_{ws}	$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный)	По металлу шва	R_{wf}	$R_{wf} = R_{wun} / 2,2$
		По металлу границы сплавления	R_{ws}	$R_{ws} = R_{un} / 2,2$
<p>где R_{wun} - нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению.</p> <p>Примечание – При $R_{wun} > 590 \text{ Н/мм}^2$ следует принимать $R_{wf} = R_{wun} / 2,4$</p>				

Т а б л и ц а Г.10 Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun} Н/мм ²	R_{wf} Н/мм ²
тип электрода (по ГОСТ 9467)	марка проволоки		
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410	180
Э46, Э46А	СВ-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	СВ-08Г2С, СВ-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	СВ-08Г2С1), СВ-10НМА, СВ-10Г2	590	240
Э70	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	-	835	340
<p>¹⁾ Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм² и более.</p>			

Т а б л и ц а Г.11 Расчетные сопротивления одноболтовых соединений

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений				Высокопрочных болтов из стали марки 40Х «селект»
		Срезу и растяжению болтов классов прочности				
		5,6	5,8	8,8	10,9	
Срез	R_{bs}	$0,38 R_{bun}$	$0,4 R_{bun}$	$0,4 R_{bun}$		
Растяжение	R_{bt}	$0,42 R_{bun}$	$0,4 R_{bun}$	$0,4 R_{bun}$		
Смятие: болты класса точности А	R_{bp}	$R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un}$				

болты класса точности В и С		$R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) R_{un}$
<p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 Значения R_{bs} и R_{bt} для болтов классов прочности 8.8 и 10.9 и из стали 40Х «селект» относятся к болтам без покрытия (например, цинкования, алюминирования) и без учета разупрочнения вследствие нагрева.</p> <p>2 Значение R_{bt} для болтов класса прочности 5.8 указано при условии дополнительного последующего отпуска при температуре 650°C.</p> <p>3. Значение R_{bp} казано для соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 400 Н/мм² и при $R_{bun} > R_{un}$</p>		

Т а б л и ц а Г.12 Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5,6	500	300	190	210
5,8	520	420	210	210
8,8	830	660	330	415
10,9	1040	940	415	520

П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам табл. Г.11 с округлением до 5 Н/мм².

Т а б л и ц а Г.13 Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , Н/мм ²	Расчетные сопротивления R_{bp} , Н/мм ² , смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	классов точности В и С
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
500	800	715

510	825	735
520	850	760
530	875	780
540	905	805
570	990	880
590	1045	930

П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам табл. Г.11 настоящих норм с округлением до 5 Н/мм².

Т а б л и ц а Г.14 Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Номинальный диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления R_{ba} , Н/мм ² , болтов из стали марок	
	по ГОСТ 535 ¹⁾	по ГОСТ 19281 ¹⁾
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12,16,20	195	260
24,30	190	245
36	190	245
42,48,56	180	230
64,72,80	180	230
90,100	180	210
110,125,140	165	210

¹⁾Расчетные сопротивления болтов из других марок сталей следует вычислять по формулам табл.Г.6.

П р и м е ч а н и я

1 Сталь по ГОСТ 535 должна поставляться по 1-й группе.

2 Значения расчётных сопротивлений R_{ba} , указанные в таблице, вычислены по формулам табл.Г.6 настоящих норм с округлением до 5 Н/мм².

Т а б л и ц а Г.15 Нормативные и расчетные сопротивления, Н/мм², растяжению высокопрочных болтов по ГОСТ 22356 из стали марки 40Х «селект»

Номинальный диаметр резьбы, мм	R_{bun}	R_{bh}
16, (18) 20, (22), 24, (27)	1100	770
30	950	665
36	750	525
42	650	455
48	600	420

П р и м е ч а н и я

1 Нормативное сопротивление стали болтов R_{bun} из других марок сталей следует принимать по ГОСТ 22356.

2 Размеры, заключенные в скобки, рекомендуется применять по согласованию с заказчиком.

3 Значения расчётных сопротивлений R_{bh} , указанные в таблице, вычислены по формулам табл. Г.6 настоящих норм с округлением до 5 Н/мм².

Т а б л и ц а Г.16 Площади сечения болтов

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72

П р и м е ч а н и я

1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать по ГОСТ 24379.1.

2 Размеры, заключенные в скобки, рекомендуется применять в конструкциях по согласованию с заказчиком, кроме опор ВЛ и ОРУ.

Приложение Д
Коэффициенты условий работы

Т а б л и ц а Д.1 Коэффициенты условий работы γ_c

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Сплошные балки при расчете на общую устойчивость при $\varphi_b < 1,0$	0,95
3. Балки, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность: а) с прокатными и составными сварными сечениями, а также составные балки, выполненные на болтах (кроме высокопрочных) б) балки по п.1 (за исключением балок на высокопрочных болтах)	1,1
	0,95
4. Колонны опор водонапорных башен	0,95
5. Колонны, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность: а) с прокатными, сварными и составными на болтах (кроме соединений на высокопрочных болтах) сечениями; б) колонны по п.4 (за исключением колонн на высокопрочных болтах)	1,1
	1,045
6. Сжатые элементы ферм (кроме замкнутых трубчатых сечений) при расчете на устойчивость	0,95
7. Сжатые основные элементы решетки сварных ферм (кроме опорных) составного таврового сечения из уголков при гибкости ≥ 60	0,8
8. Растянутые элементы в сварных стержневых конструкциях покрытий и перекрытий	0,95

<p>9. Элементы ферм, несущих статическую нагрузку, при расчете на прочность:</p> <p>а) сжатые элементы сварных или болтовых (кроме конструкций на высокопрочных болтах) ферм перекрытий по п.1</p>	0,945
<p>б) сжатые элементы решетки (по п.7) в болтовых фермах из стали с пределом текучести до 440 Н/мм²</p>	0,84
<p>в) растянутые и сжатые элементы болтовых ферм из стали с пределом текучести до 440 Н/мм²</p>	1,05
<p>г) растянутые элементы с прокатными или сварными сечениями</p>	1,05
<p>10. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали</p>	0,9
<p>11. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков:</p>	
<p>а) прикрепляемых непосредственно к поясам одной полкой сварными швами или двумя или более болтами, поставленными вдоль уголка:</p>	
<p>раскосы крестовой решетки, а также распорки треугольной или полураскосной решетки с совмещенными в смежных гранях узлами;</p>	0,9
<p>раскосы крестовой или треугольной решетки с несовмещенными узлами, а также полураскосной решетки с совмещенными в смежных гранях узлами;</p>	0,8
<p>б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в п.11,в), а также</p>	0,75

прикрепляемые через фасонку; в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями	0,7
12. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой) за исключением элементов конструкций, указанных в п.11, и плоских ферм из одиночных уголков, а также раскосов треугольной решетки пространственных конструкций с совмещенными в смежных гранях узлами, прикрепляемых к поясам сварными швами либо двумя и более болтами, поставленными вдоль уголка	0,75
Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 Н/мм ² несущие статическую нагрузку, толщиной: а) до 40 мм б) свыше 40 до 60 мм в) свыше 60 до 80 мм	1,2
	1,15
	1,1
<p>Примечания</p> <p>1 В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, следует принимать $\gamma_c = 1,0$.</p> <p>2 Коэффициенты условий работы $\gamma_c < 1$ при расчете одновременно учитывать не следует.</p>	

Т а б л и ц а Д.2 Коэффициенты условий работы соединения γ_b

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, Н/мм ² : до 285 св. 285 до 380	0,8
	0,75
<p>Обозначения, принятые в табл. Д.2</p> <p>a - расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего</p>	

отверстия;

b - то же, между центрами отверстий;

d - диаметр отверстия для болта;

П р и м е ч а н и я

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 в табл.30, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией

Коэффициент условий работы для растянутого одиночного уголка, прикрепляемого одной полкой болтами.

Коэффициент условий работы γ_c при расчете на прочность сечений по формуле (2) в местах крепления элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, поставленными в один ряд, при расстояниях вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия $a \geq 1,5 d$ и между центрами отверстий $b \geq 2 d$ (здесь d - диаметр отверстия для болта) с пределом текучести до 380 Н/мм² следует определять по формуле:

$$\gamma_c = \alpha_1 \frac{A_{n1}}{A_n} + \alpha_2 \quad (\text{Д.1})$$

где A_n - площадь сечения уголка нетто;

A_{n1} - площадь части сечения прикрепляемой полки уголка между краем отверстия и пером;

α_1 и α_2 - коэффициенты, определяемые по табл. Д.3 при расстояниях от оси установки болтов до обушка уголка не менее $0,5b$ и до пера не менее $1,2d$ (здесь b - ширина полки уголка, d - диаметр отверстия для болта).

При вычислении значений A_n , A_{n1} и d следует учитывать положительный допуск на диаметр отверстия d .

Для одноболтовых соединений при расстоянии вдоль усилия от края элемента до центра болта $2d \geq a \geq 1,35d$ коэффициент условий работы γ_c в формуле (2) следует определять по формуле:

$$\gamma_c = \beta \left(1,74 \frac{A_{n1}}{A_n} + 0,05 \right) \quad (\text{Д.2})$$

где

$\beta = 1$ при $a = 2d$; $\beta = 0,85$ при $a = 1,5d$ и $\beta = 0,65$ при $a = 1,35 d$.

Коэффициенты условий работы

γ_c , установленные в настоящем приложении и в поз. 5 табл. Д.1, одновременно не учитываются.

Т а б л и ц а Д.3 Коэффициенты α_1 и α_2

Коэффициент	Значения α_1 и α_2 при количестве болтов в ряду			
	2	3	4	5
α_1	1,82	1,49	1,20	0,87
α_2	0,195	0,37	0,48	0,61

Приложение Е (обязательное)

Коэффициенты φ_b для расчета балок на устойчивость

Е.1 Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить коэффициент φ_1 по формуле:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} \quad (\text{Е.1})$$

где значения ψ следует принимать по табл. Е1 и Е.2

Т а б л и ц а Е.1 Значения ψ

Количество закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при значениях α	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,75 + 0,09\alpha$ $\psi = 5,05 + 0,09\alpha$	$\psi = 3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$ $\psi = 6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,6 + 0,08\alpha$ $\psi = 3,8 + 0,08\alpha$	$\psi = 3,15 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$ $\psi = 5,35 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
Два и более, делящих пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi = 2,25 + 0,07\alpha$	$\psi = 3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
Одно в середине	Сосредоточенная в середине	Любой	$\psi = 1,75\psi_1$	$\psi = 1,75\psi_1$
	Сосредоточенная в четверти	Верхний Нижний	$\psi = 1,14\psi_1$ $\psi = 1,6\psi_1$	$\psi = 1,14\psi_1$ $\psi = 1,6\psi_1$
	Равномерно распределенная	Верхний Нижний	$\psi = 1,14\psi_1$ $\psi = 1,3\psi_1$	$\psi = 1,14\psi_1$ $\psi = 1,3\psi_1$
П р и м е ч а н и е – Значение ψ_1 следует принимать равным ψ при двух и более закреплении сжатого пояса в пролете.				

Т а б л и ц а Е.2 Коэффициенты ψ для жестко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Нагруженный пояс	Формулы для ψ при отсутствии закреплений сжатого пояса и при значениях α	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Сосредоточенная на конце консоли	Верхний	$\psi = 1,0 + 0,16\alpha$	$\psi = 4,0 + 0,05\alpha$
	Нижний	$\psi = 6,2 + 0,08\alpha$	$\psi = 7,0 + 0,05\alpha$
Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,42\sqrt{\alpha}$	

П р и м е ч а н и е – При наличии закреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости на конце или по длине консоли коэффициенты ψ следует определять как для консоли без закреплений, кроме случая сосредоточенной нагрузки, приложенной к верхнему поясу на конце консоли, при котором $\psi = 1,75\psi_1$ (значение ψ_1 следует принимать согласно примеч. табл. Е.1).

в зависимости от характера нагрузки и параметра α , который должен вычисляться по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \quad (E.2)$$

где l_{ef} - расчетная длина балки или консоли;

h - полная высота сечения;

J_t - момент инерции сечения при кручении;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, а также для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_1^3} \right) \quad (E.3)$$

где обозначено:

для сварных двутавров:

t - толщина стенки;

b_f и t_1 - ширина и толщина пояса балки;

h - расстояние между осями поясов;

a - размер, равный $0,5h$;

для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах:

t - сумма толщин стенки и вертикальных поясных уголков;

b_f - ширина листов пояса;

t_1 - сумма толщин листов пояса и горизонтальной полки поясного уголка;

h - расстояние между осями пакета поясных листов;

a - ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины горизонтальной полки.

Значение коэффициента φ_b в формуле (30) необходимо принимать:

при $\varphi_1 \leq 0,85$ $\varphi_b = \varphi_1$; при $\varphi_1 > 0,85$ $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1$, но не более 1,0.

Е.2 Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии (рис.Е.1) для определения коэффициента φ_b необходимо вычислить коэффициенты φ_1 и φ_2 по формулам:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \tag{E.4}$$

$$\varphi_2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \tag{E.5}$$

где h_1 - расстояние от центра тяжести сечения до оси более развитого пояса;

h_2 - то же, до оси менее развитого пояса;

l_{ef} - имеет то же значение, что и в формуле (Е.2);

ψ - коэффициент, вычисляемый по формуле:

$$\psi = D(B + \sqrt{B^2 + C}) \tag{E.6}$$

Коэффициенты D , B и C следует определять по табл.Е.3 и Е.4.

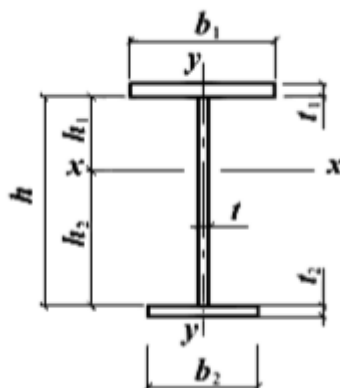


Рис. Е.1. Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при изгибе.

Т а б л и ц а Е.3 Коэффициенты D и C

Вид нагрузки	D	Коэффициент C при сечении	
		двутавровом $n < 0,9$	тавровом $n = 1$
Сосредоточенная в середине пролета	3,265	$0,330\mu$	$0,0826\alpha$
Равномерно распределенная	2,247	$0,481\mu$	$0,1202\alpha$
Чистый изгиб	4,315	$0,101\mu$	$0,0253\alpha$
Обозначения, принятые в табл.Е.3:			

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}; \mu = n(1-n)(9,87 + \alpha_1), \text{ где } \alpha_1 = 0,385 \frac{J_t(J_1 + J_2)}{J_1 J_2} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2$$

здесь J_1 и J_2 - моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси симметрии сечения;

α - следует определять по формуле (Е.2), в которой момент инерции сечения при кручении $J_t = \frac{\delta}{3} \sum h_i t_i^3$,

где b_i и t_i - соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение; $\delta = 1,25$ - для двутаврового сечения с одной осью симметрии; $\delta = 1,20$ - для таврового сечения

Т а б л и ц а Е.4 Коэффициент B

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент B при нагрузке		
	сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной	вызывающей чистый изгиб
	δ	μ	β
	$\delta-1$	$\mu-1$	β
	$1-\delta$	$1-\mu$	$-\beta$
	$-\delta$	$-\mu$	$-\beta$

Обозначения, принятые в табл.Е.4:

$$\delta = n + 0,734\beta; \mu = n + 1,145\beta;$$

$$\beta = \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\} (2n - 1)$$

где b_1 - ширина более развитого пояса балки;
 n - обозначение то же, что и в табл.Е.3

Для двутавровых сечений при $0,9 < n < 1,0$ коэффициенты следует определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле (Е.6) для двутавровых сечений при $n = 0,9$ и для тавровых при $n = 1$.

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке и $\alpha < 40$ коэффициенты ψ следует умножать на $(0,8 + 0,004 \alpha)$.

При $n > 0,7$ и $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$ значение коэффициента φ_2 необходимо уменьшить умножением на $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$ и принимать при этом не более

0,95.

Значения $l_{ef}/b_2 > 25$ в балках с менее развитым сжатым поясом не допускаются. Значения коэффициентов φ_b в формуле (30) необходимо принимать по табл.Е.5, но не более 1,0.

Т а б л и ц а Е.5 Коэффициент φ_b

Значение φ_2	Коэффициенты φ_b при сжатом поясе	
	более развитом	менее развитом
$\varphi_2 \leq 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1$	$\varphi_b = \varphi_2$
$\varphi_2 > 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \times \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right]$	$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_2$

Е.3 Для балок швеллерного сечения коэффициент φ_b следует определять как для балок симметричного двутаврового сечения; при этом значения α необходимо вычислять по формуле (Е.2), а вычисленные значения φ_1 умножать на 0,7.

Значения J_x , J_y и J_t в формулах (Е.1) и (Е.2) следует принимать для швеллера.

Коэффициенты для расчета на прочность элементов стальных конструкций с учетом развития пластических деформаций

Т а б л и ц а Е.6 Коэффициенты $c(c_x)$, c_y , n

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$c(c_x)$	c_y	n при $M_y = 0^l$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		
2		0,5	1,40	2,0	
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1,0	1,07	1,19	
		2,0	1,04	1,26	

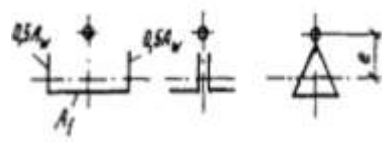
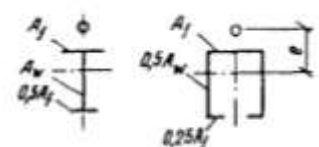
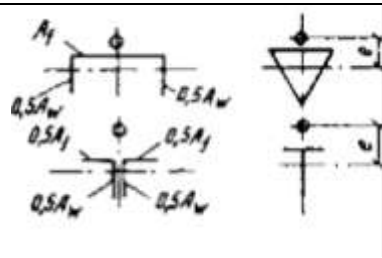
4		0,5	1,40	1,12	2,0
		1,0	1,28	1,20	
		2,0	1,18	1,31	
5		-	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
6		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,5		1,07	
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	
7		-	1,26	1,26	1,5
8		-	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
				1,60	
9		0,5	1,60	1,07	а) 3,0 б) 1,0
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	
<p>¹⁾ При $M_y \neq 0$ $n = 1,5$, за исключением сечений типа 5, а, для которого $n = 2$ и типа 5, б, для которого $n = 3$.</p> <p>П р и м е ч а н и е - При определении коэффициентов для промежуточных значений A_f/A_w допускается линейная интерполяция</p>					

**Приложение Ж
(обязательное)**

Коэффициенты влияния формы сечения η

Т а б л и ц а Ж.1 Коэффициент η

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
			$0 \leq \lambda \leq 5$		$\lambda > 5$	
			$0 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2		-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75+0,02 \bar{\lambda}$	$0,75+0,02 \bar{\lambda}$	0,85	
4		-	$(1,35-0,05m)-0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,1	1,1	
5		0,25	$(1,45-0,05m)-0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75-0,1m)-0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		$\geq 1,0$	$(1,90-0,1m)-0,02(6-m) \bar{\lambda}$	$1,4-0,02 \bar{\lambda}$	1,3	
6		-	$\eta_5 \left[1 - 0,3(5-m) \frac{a_1}{h} \right]$	η_5	η_5	
7		-	$\eta_5 \left[1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right]$	$\eta_5 \left[1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right]$	$\eta_5 \left[1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right]$	
8		0,25	$(0,75+0,05m)+0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		0,5	$(0,5+0,1m)+0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		$\geq 1,0$	$(0,25+0,15m)+$	1,0	1,0	

			$+0,03(5-m) \bar{\lambda}$		
9		0,5	$(1,25-0,05m)-$ $-0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0
		$\geq 1,0$	$(1,5-0,1m)-$ $-0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0
10		0,5	1,4	1,4	1,4
		1,0	$1,6-0,01-$ $-(5-m) \bar{\lambda}$	1,6	$1,35+$ $0,05m$
		2,0	$1,8-0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,8	$1,3+$ $0,1m$
11		0,5	$1,45+0,04m$	1,65	$1,45+$ $0,04m$
		1,0	$1,8+0,12m$	2,4	$1,8+$ $0,12m$
		1,5	$2,0+-0,25m+0,1 \bar{\lambda}$	-	-
		2,0	$3,0+-0,25m+0,1 \bar{\lambda}$	-	-
<p>Примечания</p> <p>1 Для типов сечений 5-7 при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.</p> <p>2 Для типов сечений 6-7 значения η_5 следует принимать равными значениям η для типа 5 при тех же значениях A_f/A_w.</p>					

Т а б л и ц а Ж.2 Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренножатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													

0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042

Продолжение табл. Ж.2

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20

0,5	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029
13,0	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026

Примечания

1 Значения φ_e коэффициентов в таблице увеличены в 1000 раз.

2 Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Т а б л и ц а Ж.3 Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m													
	0,1	0,2 5	0,5	0,7 5	1,0	1,2 5	1,5	1,7 5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	

0,5	90	800	66	571	50	444	40	364	33	28	25	22	20
1,0	8	762	6	553	0	431	0	351	3	6	0	2	0
1,5	87	727	64	517	48	407	38	336	32	28	24	21	19
2,0	2	673	0	479	3	381	7	318	8	0	3	8	7
2,5	83	608	60	439	45	354	36	297	31	27	24	21	19
3,0	0	545	0	399	4	324	7	275	1	1	0	1	0
3,5	77	480	55	355	42	294	34	251	29	25	22	20	18
4,0	4	422	6	317	3	264	6	228	3	5	8	2	3
4,5	70	365	50	281	39	237	32	207	27	23	21	19	17
5,0	8	315	7	250	1	212	2	186	4	8	5	2	5
5,5	63	273	45	223	35	192	29	172	25	22	20	18	16
6,0	7	237	5	198	6	174	6	156	5	2	1	2	5
6,5	56	208	40	178	32	157	27	142	23	20	18	17	15
7,0	2	184	2	160	0	141	0	130	5	6	7	0	5
8,0	48	142	35	130	28	118	24	108	21	19	17	16	14
9,0	4	114	7	107	8	098	6	090	5	1	3	0	5
10,0	41	094	31	090	25	084	22	076	19	17	16	14	13
11,0	5	078	5	076	8	071	3	066	6	6	0	9	6
12,0	35	066	27	063	23	060	20	057	17	16	14	13	12
13,0	0	059	7	053	0	051	1	049	8	1	9	8	7
14,0	30	049	24	047	20	046	18	044	16	14	13	12	11
	0		5		3		2		3	7	7	8	8
	25		21		18		16		14	13	12	11	10
	5		6		3		5		9	5	6	9	9
	22		19		16		14		13	12	11	10	10
	1		0		5		9		7	4	7	9	2
	19		16		15		13		12	11	10	10	09
	2		8		0		5		5	4	8	1	5
	14		13		12		11		10	09	09	08	08
	8		6		3		3		5	7	1	5	2
	11		11		10		09		08	08	07	07	07
	7		0		2		4		7	2	9	5	2
	09		09		08		08		07	07	06	06	06
	7		1		7		0		3	0	7	4	2
	08		07		07		06		06	06	05	05	05
	2		7		3		8		4	0	8	6	4
	06		06		06		05		05	05	05	05	04
	8		4		1		8		6	4	3	0	9
	06		05		05		05		04	04	04	04	04
	0		4		2		0		9	8	7	6	5
	05		04		04		04		04	04	04	04	04
	0		8		6		5		3	3	2	2	1

Продолжение табл. Ж.3

Условная гибкость $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$	Коэффициенты φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

П р и м е ч а н и я
 1 Значения φ_e коэффициентов в таблице увеличены в 1000 раз.
 2 Значения φ_e принимать не выше значений φ .

Т а б л и ц а Ж.4 Приведенные относительные эксцентриситеты m_{ef} для стержней с шарнирно-опертыми концами

$\delta = \frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda}$	Приведенные относительные эксцентриситете m_{ef} при m_{ef1} , равном										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
	1	0,10	0,30	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40

	2	0,10	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,40	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,13	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00
Здесь $m_{ef1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}$												

Коэффициенты C_{max} для двутавровых и тавровых сечений

Ж.1 Для двутавровых сечений с одной осью симметрии (рис. Ж.1) коэффициент C_{max} следует вычислять по формуле

$$c_{max} = 2 / \left[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha_x - \frac{e_x}{h} \right)^2} \right] \quad (\text{Ж.1})$$

где $\alpha_x = (h_1 J_1 - h_2 J_2) / (J_y h)$;

$e_x = \frac{M_x}{N}$ - эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси

$x-x$, принимаемый со своим знаком (на рис.Ж.1 e_x показан со знаком «плюс»);

h - расстояние между осями поясов;

$$\mu = \frac{8J_1 J_2}{J_y^2} + 0,156 \frac{J_t}{Ah^2} \lambda_y^2;$$

$$B = 1 + \frac{2\beta e_x}{\rho}; \delta = 4\rho / \mu.$$

Здесь J_1, J_2 - момент инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси $y-y$;

$$\rho = (J_x + J_y) / (Ah^2) + \alpha_x^2;$$

J_t и β - величины, определяемые по формулам, приведенным в табл.Е.3; Е.4.

Ж.2 Для тавровых сечений значение коэффициента c_{max} следует определять как для двутавровых сечений, принимая $J_2 = 0$, а также $b_2 = 0$ и $t_2 = 0$ (рис.Ж.1) при вычислении J_t .

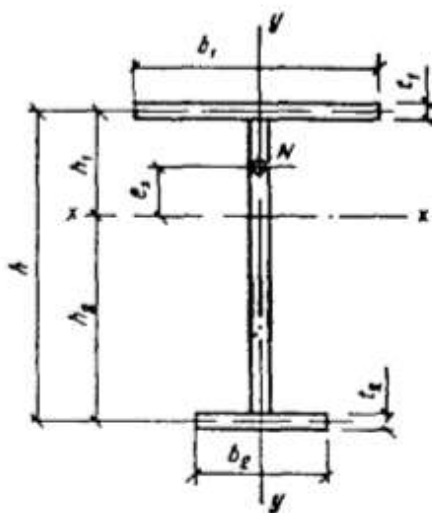


Рис. Ж.1. Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при внецентренном сжатии

**Приложение 3
(обязательное)**

**Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально-,
внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов**

Определение коэффициентов расчетной длины колонн

Одноступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от отношения $n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$ и величина

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}$$

(где J_1, J_2, l_1, l_2 - моменты инерции сечений и длины соответственно

нижнего и верхнего участков колонны (рис. 3.1) и $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$;



Рис. 3.1. Схема одноступенчатой колонны при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, по табл. 3.1

Т а б л и ц а 3.1 Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

Расчетная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	-	-	-
	0,6	2,0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	-	-	-	-
	0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-

	1,0	3,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	4,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	5,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	6,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	3,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

при верхнем конце, закрепленном от поворота, и при возможности его свободного смещения - по табл. 3.2.

Т а б л и ц а 3.2 Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом, закрепленным только от поворота

Расчет- ная схема	α_1	Коэффициенты μ_1 при n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	-	-	-
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	-	-	-	-	-
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	-	-	-	-	-	-	-
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,38	2,43	2,48	2,52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,91	3,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	4,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

При неподвижном верхнем конце, шарнирно-опертом или закрепленном от поворота, значения коэффициента μ_1 для нижнего участка колонны следует определять по формуле


$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2(\beta - 1)}{\beta}} \tag{3.1}$$

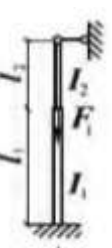
где μ_{12} - коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_1 = 0$;
 μ_{11} - коэффициент расчетной длины нижнего участка при $F_2 = 0$.

Значения коэффициентов μ_{11} и μ_{12} следует принимать: при шарнирно-опертом верхнем конце - по табл. 3.3; при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота, - по табл.3.4. Коэффициенты расчетной длины μ_2 для верхнего участка колонны во всех случаях следует определять по формуле

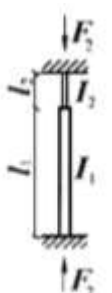
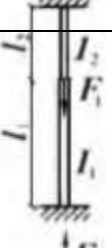
$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3 \tag{3.2}$$

Т а б л и ц а 3.3 Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом

Расчетная схема	$\frac{J_2}{J_1}$	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1															
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	
	Коэффициенты μ_{12}																
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20	
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94	
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28	
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85	
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71	
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25	
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88	
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76	
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,1	

Расчетная схема	$\frac{J_2}{J_1}$	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1															
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	
	Коэффициенты μ_{12}																
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92	
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88	
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84	
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82	
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69	
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59	
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51	
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44	
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24	

Т а б л и ц а 3.4 Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	$\frac{J_2}{J_1}$	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при l_2/l_1															
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	
	Коэффициенты μ_{12}																
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23	
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30	
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73	
	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41	
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64	
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20	
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08	
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92	
	1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	
	Коэффициенты μ_{11}																

	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

Двухступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины μ_1 для нижнего участка двухступенчатой колонны (рис. 3.2, а) при условиях закрепления верхнего конца, приведенных в табл. 3.5 следует определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu^2 m_1 + (\beta_2 \mu^2 m_2 + \mu^2 m_3)(1 + \delta_2)^2 J_1 / J_{m1}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \tag{3.3}$$

где $\mu_{m1}, \mu_{m2}, \mu_{m3}$ - коэффициенты, определяемые по табл. 3.5 как для одноступенчатых колонн по схемам рис.3.2, б, в, г;

$$\beta_1 = F_1 / F_3; \beta_2 = F_2 / F_3; \delta_2 = l_2 / l_1;$$

F_1, F_2, F_3 - продольные силы, приложенные соответственно в местах образования ступеней и к верху колонны;

J_{m1} - среднее значение момента инерции для участков l_1 и l_2 , определяемое по формуле

$$J_{m1} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2} \tag{3.4}$$

J_{m2} - среднее значение момента инерции для участков l_2 и l_3 , определяемое по формуле

$$J_{m2} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3} \tag{3.5}$$

J_1, J_2, J_3 - моменты инерции сечений

l_1, l_2, l_3 - длины соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

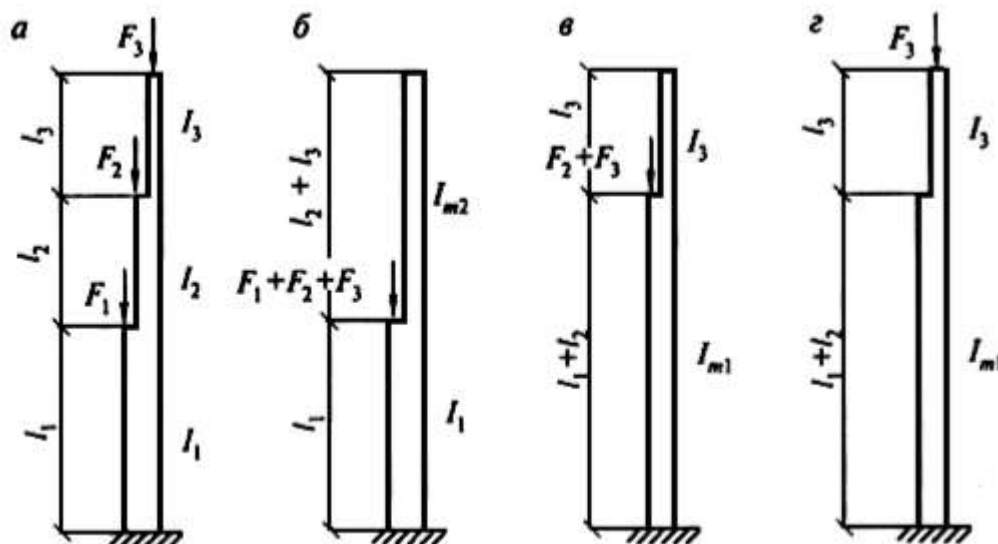


Рис. 3.2. Схема двухступенчатой (а) и одноступенчатой колонны (б, в, з) и условные схемы загрузений при приложении сил F_1 , F_2 и F_3 к нижнему (б), среднему (в) и верхнему (з) участкам соответственно

Значения коэффициентов расчетной длины μ_2 для среднего участка длиной l_2 следует определять по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2 \tag{3.6}$$

а коэффициентов расчетной длины μ_3 для верхнего участка длиной l_3 - по формуле

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3 \tag{3.7}$$

где $\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1(F_2 + F_3)}{J_2(F_1 + F_2 + F_3)}}$

Т а б л и ц а 3.5 Коэффициенты расчетной длины μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3} для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Условия закрепления верхнего конца колонны	Значения коэффициентов		
	μ_{m1}	μ_{m2}	μ_{m3}
	при нагрузках		
	по рис.3.2,б	по рис.3.2,в	по рис.3.2,з
Свободный	$\mu_{m1}=2,0$	$\mu_{m2}=2,0$	$\mu_{m3} = \mu_1(\mu_1 - \text{по табл. 3.1 при})$

			$\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{J_{m1}}{J_3}}$
Закрепленный только от поворота	$\mu_{m1} = \mu_1$ (μ_1 – по табл. 3.2 при $\alpha_1=0$)	$\mu_{m2} = \mu_1$	$\mu_{m3} = \mu_1(\mu_1 - \text{ по табл. 3.2 при } \alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{J_{m1}}{J_3}})$
Неподвижный шарнирно-опертый	$\mu_{m1} = \mu_{11}$ (μ_{11} – по табл. 3.3)	$\mu_{m2} = \mu_{11}$	$\mu_{m3} = \mu_{12}(\mu_{12} - \text{ по табл. 3.3})$
Неподвижный закрепленный от поворота	$\mu_{m1} = \mu_{11}$ (μ_{11} – по табл. 3.4)	$\mu_{m2} = \mu_{11}$	$\mu_{m3} = \mu_{12}(\mu_{12} - \text{ по табл. 3.4})$

Т а б л и ц а 3.6 Коэффициенты μ для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения

Схема закрепления и вид нагрузки								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Т а б л и ц а 3.7 Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением $R_y, \text{ Н/мм}^2$											
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	099
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094	089

180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085	081
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077	073
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071	067
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065	062
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060	057
Примечание – Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.												

**Приложение И
(обязательное)**

Предельные гибкости сжатых и растянутых элементов

Т а б л и ц а И.1 Предельные гибкости сжатых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
<p>1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции:</p> <p>а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м;</p> <p>б) пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м.</p> <p>2. Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7:</p> <p>а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков;</p> <p>б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями.</p> <p>3. Верхние пояса ферм, незакрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по поз. 1).</p> <p>4. Основные колонны.</p> <p>5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок).</p> <p>6. Элементы связей, кроме указанных в поз. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в поз. 7.</p> <p>7. Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости.</p>	<p>180-60α</p> <p>120</p> <p>210-60α</p> <p>220-40α</p> <p>220</p> <p>180-60α</p> <p>210-60α</p> <p>200</p> <p>150</p>
<p>Обозначение, принятое в табл.К.1:</p> $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$ <p>- коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо φ следует применять φ_e).</p>	


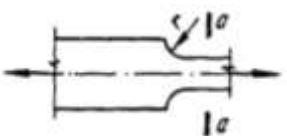
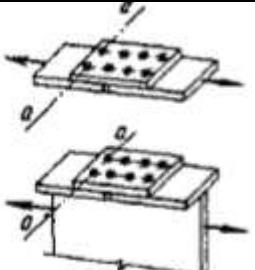
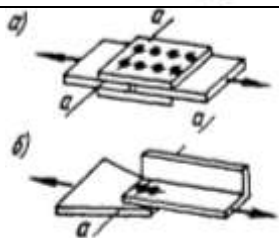

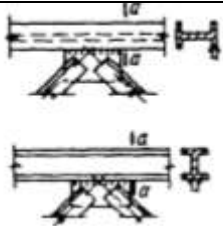
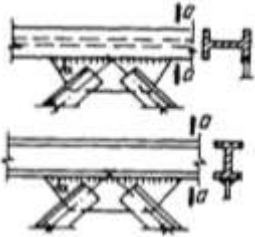
Т а б л и ц а И.2 Предельные гибкости сжатых элементов

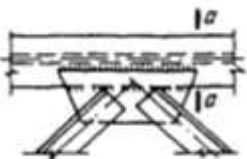
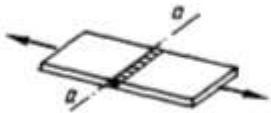
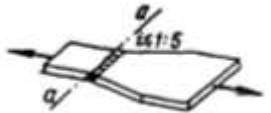
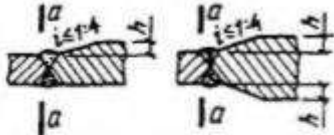
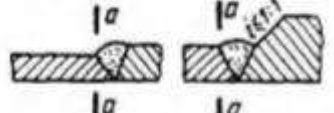
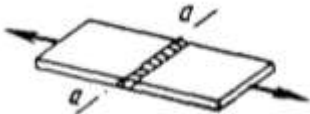
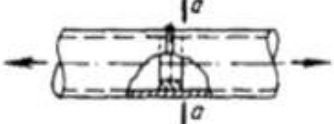

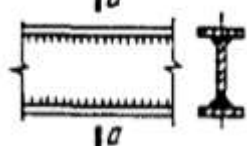

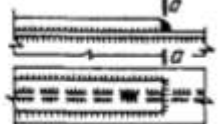
Элементы конструкции	Предельная гибкость растянутых элементов при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим. 4) и железнодорожных составов
1. Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций.	250	400	250
2. Элементы, ферм и структурных конструкций, кроме указанных в поз.1.	350	400	300
3. Нижние пояса подкрановых балок и ферм.	-	-	150
4. Элементы вертикальных связей, между колоннами (ниже подкрановых балок).	300	300	200
5. Прочие элементы связей.	400	400	300
6. Пояса, опорные раскосы стоек и траверс, тяги траверс опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и линий контактных сетей транспорта	250	-	-
7. Элементы опор линий электропередачи, кроме указанных в поз. 6 и 8.	350	-	-
8. Элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений (а в тягах траверс опор линий электропередачи и из одиночных уголков), подверженных воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости.	150	-	-
<p>П р и м е ч а н и я</p> <p>1 В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.</p> <p>2. Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается. 3. Для растянутых элементов, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может изменяться знак усилия, предельную гибкость следует принимать как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки в составных элементах необходимо устанавливать не реже чем через 40i.</p> <p>4. Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по ГОСТ 25546.</p> <p>5. К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкциям, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на усталость или в расчетах с учетом коэффициентов динамичности.</p>			

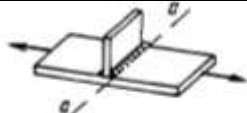
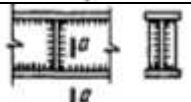
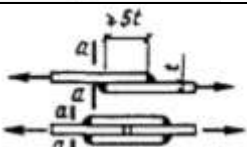
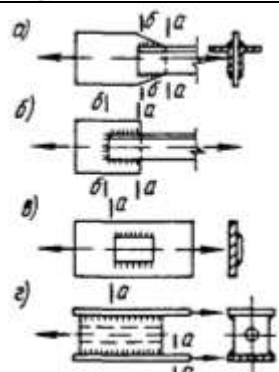
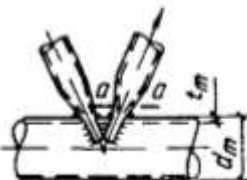
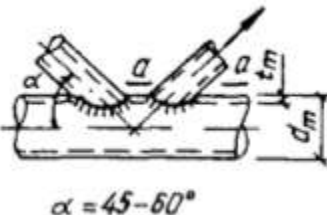
**Приложение К
(рекомендуемое)**

Группы элементов и соединений при расчете на усталость

Т а б л и ц а К.1 Группы элементов и соединений

№ п.п.	Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элемента
1		Основной металл с прокатными или обработанными механическим путем кромками То же, с кромками, обрезанными машинной газовой резкой	1 2
2		Основной металл с обработанными механическим путем кромками, при разной ширине и радиусе перехода r , мм: 200 10	1 4
3		Основной металл в соединениях на высокопрочных болтах	1
4		Основной металл в болтовом (болты класса точности А) соединении в сечениях по отверстию: а) при парных накладках б) при односторонних накладках	4 5
5		Переход и закругление (класс чистоты газовой резки 1 или фрезеровка) при $\alpha \geq 72^\circ, r \geq \frac{b}{2}$	2
6		Фасонки прямоугольной формы, приваренные встык или в тавр к элементам конструкций без механической обработки перехода от фасонки к элементу	7
7		Фасонки, приваренные встык или в тавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм при $\alpha \leq 45^\circ$	4

8		<p>Фасонки прямоугольной или трапециевидной формы, приваренные к поясам балок внахлестку с обваркой по контуру нахлестки без механической обработки швов</p>	7
9		<p>Стыковой необработанный шов; нагрузка перпендикулярна сварному шву; стыкуемые элементы одинаковой ширины и толщины</p>	2
10		<p>Стыковой необработанный шов; стыкуемые элементы разной ширины или разной толщины</p>	5
11		<p>Основной металл в месте перехода к стыковому шву со снятым механическим способом усилением шва:</p>	2
		<p>при стыковании элементов одинаковой толщины и ширины то же, разной толщины и ширины</p>	3
12		<p>Стыковой шов, выполненный на подкладном листе; нагрузка перпендикулярна сварному шву</p>	4
13		<p>Стыковой шов труб, выполненный на подкладном кольце</p>	4
14		<p>Соединение встык прокатных профилей</p>	4
15		<p>Сварные сечения двутаврового, таврового и других типов, сваренные непрерывными продольными швами при действии усилия вдоль оси шва</p>	2
16		<p>Элемент со вспомогательным элементом, прикрепленным продольными швами, при α:</p>	4
	<p>до 45° 90°</p>	7	
17		<p>Обрыв поясного листа без механической обработки поперечного (лобового) шва</p>	7

18		Основной металл с поперечным швом; сварной шов двусторонний с плавным переходом к основному металлу	4
19		Основной металл растянутых поясов балок и элементов ферм вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами	5
20		Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву	6
21		Основной металл в соединениях с фланговыми швами (в местах перехода от элемента к концам фланговых швов):	
		а) с двойными фланговыми швами	8
		б) с фланговыми и лобовыми швами	7
		в) при передаче усилия через основной металл	7
		г) щеки анкеров для крепления стальных канатов	8
22		Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса:	
		$t_m / d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m / d_m < 1/14$	7 8
23		Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении диаметров раскоса и пояса $d_d / d_m = 0,4 - 0,7$ и отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса:	
		$t_m / d_m \geq 1/14$	6
		$1/20 \leq t_m / d_m < 1/14$ $1/35 < t_m / d_m < 1/20$	7 8

Т а б л и ц а К.2 Расчетное сопротивление усталости

Группы элементов	Значения R_v при временном сопротивлении стали разрыву R_{un} , Н/мм ²				
	до 420	св. 420 до 440	св. 440 до 520	св. 520 до 580	св. 580 до 635
1	120	128	132	136	145
2	100	103	108	110	116
3	Для всех марок стали			90	
4	То же			75	
5	«			60	
6	«			45	
7	«			36	
8	«			27	

Т а б л и ц а К.3 Коэффициенты β для расчета элементов с учетом хрупкого разрушения стали

Номер схемы элемента и расположение расчетного сечения	Толщина элемента в расчетном сечении, мм, не более	Значения β для сталей с пределом текучести до 285 Н/мм ² и климатических районов строительства	
		$t \geq -30 \text{ }^\circ\text{C}$	$-30 \text{ }^\circ\text{C} < t \leq -40 \text{ }^\circ\text{C}$
№ 1 по табл.К.1 при гильотинной резке свободных кромок ¹⁾	10	1,00	1,00
	20	0,90	не применять
	30	0,85	не применять
№ 3 или 4 по табл.К.1 при наличии колотых отверстий ²⁾	10	1,00	1,00
	20	1,00	0,95
№ 6 или 7 по табл.К.1	10	1,00	0,95
	20	0,90	0,80
	30	0,85	0,75
№ 16 по табл.К.1	10	1,00	1,00
	20	1,00	0,95
	30	1,00	0,87
№ 18 по табл.К.1	10	1,00	1,00
	20	0,95	0,85
	30	0,90	0,80
№ 21, а по табл.К.1 при гильотинной резке свободных кромок	10	1,00	0,95
	20	0,90	не применять
	30	0,85	не применять
¹⁾ В остальных случаях $\beta = 1,00$			
²⁾ При сверленных отверстиях $\beta = 1,00$			

**Приложение Л
(рекомендуемое)**

**Узлы ферм с непосредственным креплением элементов решетки к
поясам ферм и узлы связей из гнутосварных профилей**

Общие положения

М.1 В узлах ферм с непосредственным прикреплением элементов решетки к поясам следует проверять (согласно п.15.8 настоящих норм):

несущую способность стенки (полки) пояса, к которой примыкает элемент решетки;

несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу;

прочность сварных швов.

В приведенных далее формулах приняты следующие обозначения:

N - усилие в примыкающем элементе (решетки);

M - изгибающий момент от основного воздействия в примыкающем элементе в плоскости фермы в сечении, совпадающем с примыкающей стенкой (полкой) пояса (момент от жесткости узлов следует учитывать согласно п.15.5 настоящих норм; для ферм из круглых труб - аналогичный момент в рассматриваемом элементе в сечении, проходящем через точку пересечения оси этого элемента с образующей пояса);

F - продольная сила в поясе со стороны растянутого элемента решетки;

A - площадь поперечного сечения пояса;

R_y - расчетное сопротивление стали пояса;

t - толщина стенки (полки) пояса;

α - угол примыкания элемента решетки к поясу;

A_d - площадь поперечного сечения элемента решетки;

t_d - толщина стенки (полки) элемента решетки;

R_{yd} - расчетное сопротивление стали элемента решетки.

М.2 Изготовление ферм с непосредственным прикреплением элементов решетки к поясам возможно только при специализированном производстве с пооперационным контролем качества, обращая внимание на контроль соблюдения перед сваркой проектного зазора между торцами раскосов и поясами ферм по всему периметру сопряжения раскоса с поясом.

Местная устойчивость стенок при сосредоточенных нагрузках

М.3 При совпадении плоскости действия нагрузки с плоскостью стенки (опирание по типу, указанному на рис.Л.1, б) наибольшую величину

сосредоточенной нагрузки или реакции в опорном сечении, действующей на каждую стенку, следует определять:

а) реакцию крайней опоры, нагрузку на конце консоли и на участках $1,5h'$ (где $h' = H - 2t$, см. рис.Л1, а, прилегающих к опорам, по формуле

$$P_1 / t^2 R_y \gamma_c \left(7,4 + 0,93 \sqrt{\frac{z}{t}} \right) \leq 1 \quad (\text{Л.1})$$

б) реакцию промежуточной опоры и опоры консоли, нагрузку на участках, расположенных на расстоянии более $1,5h'$ от опор, по формуле

$$P_2 / t^2 R_y \gamma_c \left(11,1 + 2,4 \sqrt{\frac{z}{t}} \right) \leq 1 \quad (\text{Л.2})$$

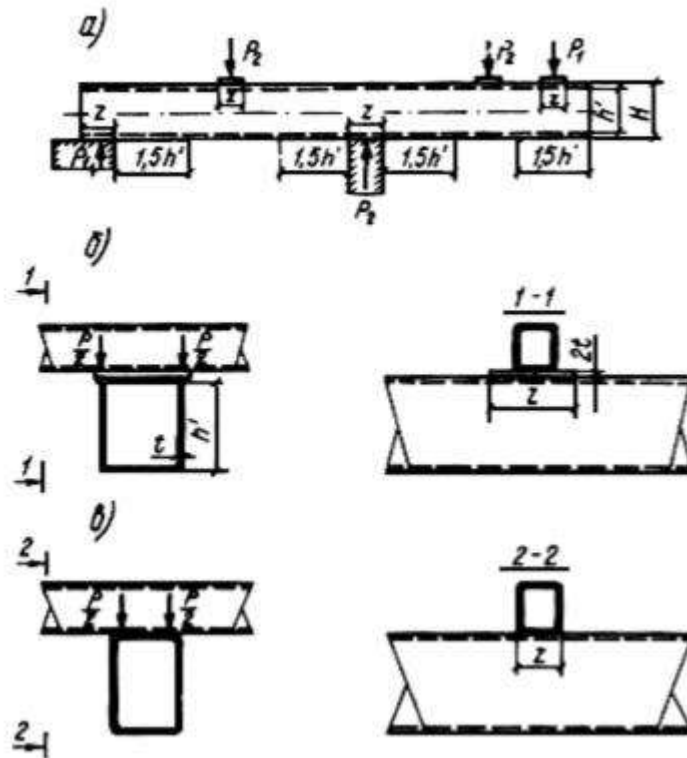


Рис.Л.1. К расчету местной устойчивости стенок элементов из гнутосварных профилей а - схема нагрузок и реакций; б - опирание через прокладку; в - непосредственное опирание

Л.4 При несовпадении плоскости действия нагрузки с плоскостью стенки (опирание по типу, указанному на рис.Л.1, в по формулам:

$$P_1 / 5 \cdot 10^{-3} t^2 R_y \gamma_c \left(980 + 42 \frac{z}{t} - 0,22 \frac{zh'}{t^2} - 0,11 \frac{h'}{t} \right) \rho_1 \leq 1 \quad (\text{Л.3})$$

$$P_2 / 5 \cdot 10^{-3} t^2 R_y \gamma_c \left(3050 + 23 \frac{z}{t} - 0,09 \frac{zh'}{t^2} - 5 \frac{h'}{t} \right) \rho_2 \leq 1 \quad (\text{Л.4})$$

здесь

$$\rho_1 = \left(1,15 - 0,15 \frac{r}{t}\right) \left(1,33 - 0,33 \frac{R_y}{230}\right) \quad (\text{Л.5})$$

$$\rho_2 = \left(1,06 - 0,06 \frac{r}{t}\right) \left(1,22 - 0,22 \frac{R_y}{230}\right) \quad (\text{Л.6})$$

В формулах (Л.1)÷(Л.6):

P_1, P_2 - в кН и R_y - в Н/мм²;

t - толщина стенки профиля;

z - условная длина распределения сосредоточенного груза, не повышающая высоту стенки h ;

r - внутренний радиус закругления, не превышающий $4t$.

Фермы из гнутосварных профилей

М.5 Узлы ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения (рис.Л.2) следует проверять согласно требованиям п.Л.1 настоящего приложения, а также учитывать несущую способность боковой стенки пояса (параллельной плоскости узла) вместе примыкания сжатого элемента решетки. Л.6 В случае одностороннего примыкания к поясу двух или более элементов решетки с усилиями разных знаков (см. рис.Л.2, а, б), а также одного элемента в опорных узлах (см. рис.Л.2, в) при $d / D \leq 0,9$ и $g / b \leq 0,25$ несущую способность стенки (полки) пояса следует проверять для каждого примыкающего элемента по формуле

$$\left(|N| + \frac{1,5|M|}{d_b} \right) \times \frac{(0,4 + 1,8g/b)f \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t (b + g + \sqrt{2Df})} \leq 1 \quad (\text{Л.7})$$

где γ_d - коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1,0 - в остальных случаях;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый табл.Д.1;

γ_D - коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе, если $|F| / (AR_y) > 0,5$, по формуле $\gamma_D = 1,5 - |F| / (AR_y)$, в остальных случаях $\gamma_D = 1,0$;

b - длина участка линии пересечения примыкающего элемента с поясом в направлении оси пояса, равная $db / \sin \alpha$;

g - половина расстояния между смежными стенками соседних элементов

решетки или поперечной стенкой раскоса и опорным ребром;
 $f = (D-d)/2$

Л.7 Несущую способность стенки(полки) пояса в У-, Х-, Т-образных узлах (см. рис.Л.2, з, д, е), а также в узлах, указанных в п.Л.6, при $g/b > 0,25$ следует проверять по формуле

$$\left(|N| + \frac{1,7|M|}{d_b} \right) \times \frac{f \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t^2 (b + 2 + \sqrt{2Df})} \leq 1 \quad (\text{Л.8})$$

Л.8 Несущую способность боковой стенки в плоскости узла в месте примыкания сжатого элемента при $d/D > 0,85$ следует проверять по формуле

$$\frac{N \sin^2 \alpha}{2\gamma_c \gamma_t k R_y t d_b} \leq 1 \quad (\text{Л.9})$$

где γ_t - коэффициент влияния тонкостенности пояса, для отношений $D_b/t \geq 25$ принимаемый равным 0,8, в остальных случаях - 1,0;

k - коэффициент, принимаемый равным:

при $4(t/D_b)^2 - R_y/E \leq 0$

$$k = 3,6(t/D_b)^2 - E/R_y;$$

при $0 < 4(t/D_b)^2 - R_y/E < 6 \cdot 10^{-4} 0$

$$k = 0,9 + 670(t/D_b)^2 - 170 R_y/E;$$

в остальных случаях $k = 1.0$.

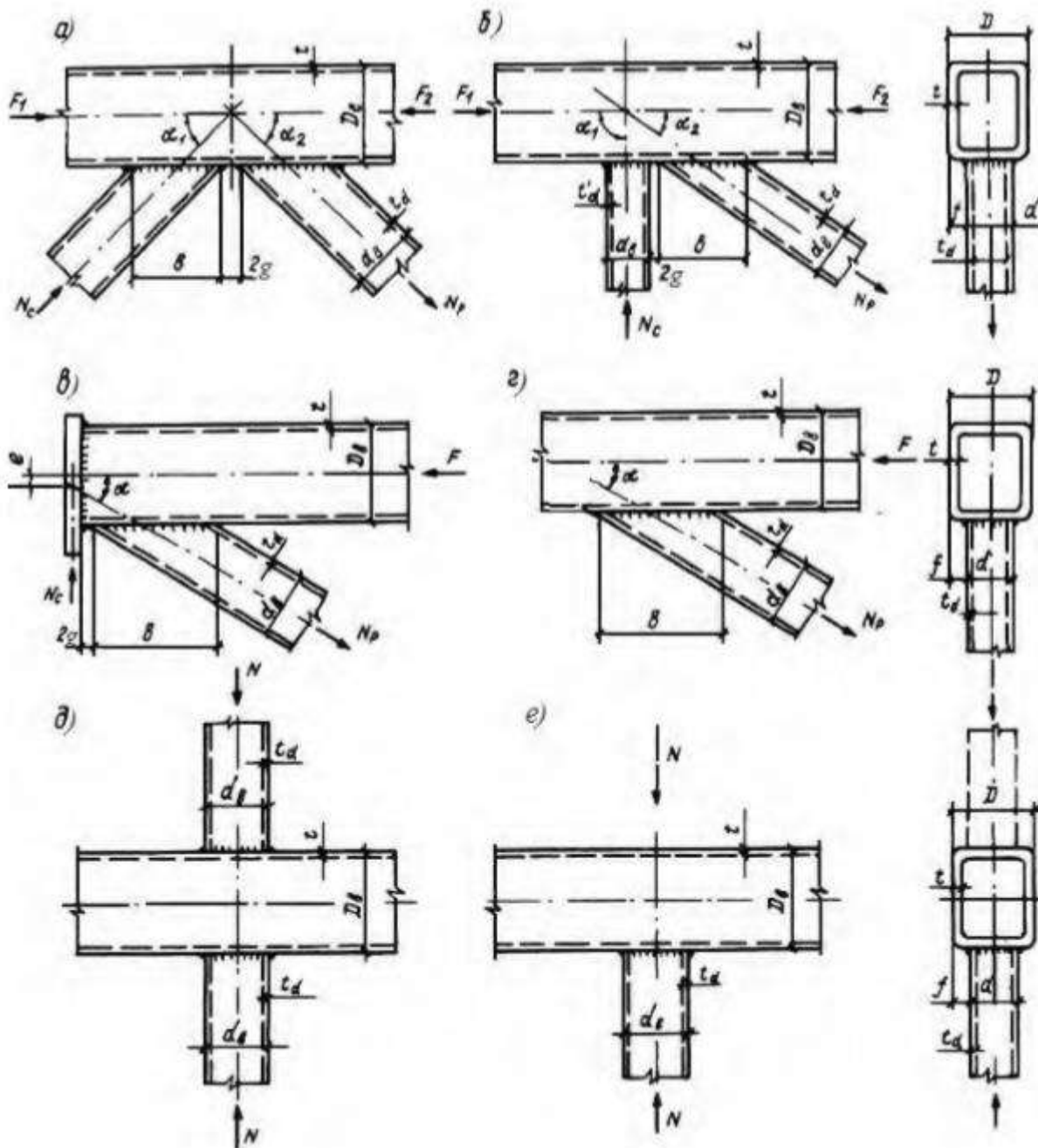


Рис.Л.2 - Узлы ферм из гнутосварных профилей а - К-образный при треугольной решетке; б - то же, при раскосной решетке; в - опорный; г - У-образный, д - Х-образный, е - Т-образный

Л.9 Несущую способность элемента решетки вблизи примыкания к поясу следует проверять:

а) в узлах, указанных в п.Л.6 настоящего приложения, при углах примыкания

$\alpha=40^\circ - 50^\circ$, по формуле

$$\left(|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \right) \times \frac{(1 + 0,013D/t)}{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d} \leq 1 \quad (\text{Л.10})$$

где k следует определять, как в п.Л.8 настоящего приложения, но с заменой характеристик пояса на характеристики элемента решетки:

D_b на большее из значений d или d_b , t на t_d и R_y на R_{yd} .

Для элемента решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (Л.10) следует вводить множитель $\frac{3(1+d/d_b)}{2(2+d/d_b)}$; ;

б) в узлах, указанных в Л.7 настоящего приложения, по формуле

$$\left(|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \right) \times \frac{[1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1d_b/t_d)D/t] \sin \alpha}{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d} \leq 1 \quad (\text{Л.11})$$

выражения в круглых скобках формулы (Л.11) не должно быть менее 0.

Для элементов решетки неквадратного сечения в левую часть формулы (Л.7) следует вводить множитель $(1+d/d_b)/2$.

Л.10 Прочность сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу, следует проверять:

а) в узлах, указанных в п.Л.6 настоящего приложения, при углах примыкания $\alpha=40^\circ - 50^\circ$, по формуле

$$\left(|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \right) \times \frac{0,75 + 0,01D/t}{\beta_f k_f \gamma_c R_{wf} (2d_b / \sin \alpha + d)} \leq 1 \quad (\text{Л.12})$$

где β_f , k_f , R_{wf} , γ_{wf} , следует принимать согласно требованиям раздела 13;

б) в узлах, указанных в п. Л.7 настоящего приложения, по формуле

$$\left(|N| + \frac{0,5|M|}{d_b} \right) \times \frac{[1 + 0,01(3 + 5d/D - 0,1d_b/t_d)D/t] \sin \alpha}{4\beta_f k_f \gamma_c R_{wf} \gamma_{wf} d_b} \leq 1 \quad (\text{Л.13})$$

в) сварные швы, выполненные при наличии установочного зазора, равного $(0,5 \div 0,7)t_d$, с полным проплавлением стенки профиля следует рассчитывать как стыковые.

Л.11 Расчетная длина панелей верхних поясов ферм беспрогонных покрытий l_{ef} определяется по формуле $l_{ef} = \mu l$, где l - длина панели; μ - коэффициент расчетной длины, принимаемый:

$$\mu = 0,65 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,43}} - \text{ для панели пояса, не граничащей с шарнирным узлом}$$

(например, фланцевое соединения на болтах), и при наличии равномерно распределенной нагрузки на соседних панелях;

$$\mu = 0,8 \sqrt{\frac{n \cdot 10^3 + 1}{n \cdot 10^3 + 0,65}} - \text{ для панели пояса, граничащей с шарнирным узлом или}$$

с панелью, не загруженной распределенной нагрузкой,

$$\text{здесь } n = \frac{qD_b}{2N} - \text{ параметр распределенной нагрузки } \left(0 \leq n \leq 4 \frac{H_t D_b}{L^2} \right);$$

q - распределенная нагрузка на пояс;

N - продольная сила;

H_t - высота фермы по осям поясов;

L - пролет фермы.

Л.12 Отношение высоты поясов к толщине стенки следует принимать не более 45, элементов решетки - не более 60.

Л.13. Размеры элементов решетки по ширине (из плоскости конструкции) не следует принимать свыше $D - 2(t + td)$ для удобства наложения сварных швов.

Л.14 Для элементов решетки размер d рекомендуется принимать не менее 0,6 поперечного размера пояса D .

Л.15 Расстояние между смежными стенками (носками) раскосов должно быть минимальным из условия наложения двух сварных швов.

Л.16. Заводские стыки элементов рекомендуется выполнять сваркой встык на остающейся подкладке. Размещение этих стыков в растянутых элементах с напряжениями свыше $0,9R_y$ не рекомендуется.

Л.17 Монтажные стыки рекомендуется выполнять фланцевыми на высокопрочных предварительно напряженных болтах.

Фермы с поясами из широкополочных двутавров

Л.18 Рекомендации настоящего подраздела распространяются на проектирование ферм покрытий из двутавров с параллельными гранями полок (широкополочных) типа К или Ш с решеткой из замкнутых гнутосварных профилей и широкополочных двутавров, непосредственно примыкающих к полкам поясов, для районов с расчетной температурой минус 40 °С и выше.

Для указанных ферм следует использовать сталь с $R_{yn} \leq 380$ Н/мм² и сварочные материалы с $R_{wm} = 490$ Н/мм².

Л.19 Расчет ферм следует производить в соответствии с п.1 5.5. Узловые эксцентриситеты (рис.М.3, М.4) допускается не учитывать при $e/D \leq 1/10$ (где D_b - высота сечения пояса; e - расстояние от точки пересечения осей элементов решетки до оси пояса).

Л.20 Изгибающие моменты от узловых эксцентриситетов и жесткости узлов в элементах ферм с постоянным знаком нормального усилия (при отсутствии

поперечной нагрузки на стержень) допускается учитывать по формуле

$$\frac{0,77}{R_y \gamma_c} \times \left(\frac{|N|}{A} + \frac{|M|}{W} \right) \leq 1 \quad (\text{Л.14})$$

где N и M - соответственно расчетное нормальное усилие и момент;

A и W - соответственно площадь поперечного сечения, и момент сопротивления одной из панелей стержня расцентрованного узла.

При этом значения моментов от узловых эксцентриситетов M_e должны удовлетворять условию

$$\frac{M_e}{W(R_y - N/A)} \leq 1 \quad (\text{Л.15})$$

где W , A , - соответственно момент сопротивления, площадь сечения и расчетное сопротивление стали одной из панелей пояса расцентрованного узла.

Формула (Л.14) учитывает допустимость пластических деформаций металла в концевых сечениях стержней.

Л.21 Для растянутых элементов решетки, рассчитываемых без учета изгибающих моментов, следует принимать коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,85$.

Л.22 Расчет устойчивости сжатых стержней при отсутствии на них поперечной нагрузки выполняется без учета изгибающих моментов. Расчетные длины принимаются по табл.5. Для ферм, при расчете которых учитываются изгибающие моменты, допускается уменьшать расчетные длины элементов решетки в плоскости фермы с учетом их упругого защемления в обоих поясах.

При отсутствии в узлах сжатого пояса элементов усиления (см. п.Л.35) в расчете его на устойчивость следует применять коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,85$.

Элементы, раскрепляющие сжатый пояс из плоскости фермы, и их крепления должны быть рассчитаны в соответствии с п.7.11.

Л.23 Неподкрепленные узлы ферм (см. рис.Л.3, Л.4), состоящие из двутаврового пояса и примыкающих к нему элементов решетки, следует проверять:

на отгиб участка полки пояса, контактирующей с элементом решетки;

на несущую способность участка стенки пояса, соответствующего сжатому элементу решетки;

на несущую способность поперечного сечения пояса;

на несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к поясу;

на прочность сварных швов прикрепления элемента решетки к поясу.

Л.24 В неподкрепленных примыканиях к поясу прямоугольного гнутосварного профиля в К-образных и опорных узлах (см. рис.Л.3, а, в) при $g \leq 15$ мм (g - половина расстояния между носками элементов решетки) несущую способность пояса на отгиб полки следует проверять для каждого примыкания в отдельности по формуле

$$\left(|N| + \frac{|M|}{d_b} \right) / \gamma_c \left[\gamma_D R_y t^2 \left(\frac{4}{\sin \alpha} + \frac{2\sqrt{2}D}{d_b} \right) + R_{yd} t_d d \right] \leq 1 \quad (\text{Л.16})$$

где N - усилие в элементе решетки;

M - изгибающий момент в примыкающем элементе в плоскости узла в сечении, совпадающем с примыкающей полкой пояса;

γ_c - коэффициент условий работы, принимаемый по табл.Д.1;

γ_D - коэффициент, равный 1,5 - σ/R_y , если пояс сжат при $\sigma/R_y > 0,5$, и 1 - в остальных случаях;

σ - продольное напряжение в панели пояса со стороны растянутого раскоса;

R_y - расчетное сопротивление стали пояса;

R_{yd} - расчетное сопротивление стали элемента решетки.

Л.25 В неподкрепленных примыканиях к поясу прямоугольного гнутосварного профиля в узлах Т-образного типа (см. рис.Л.3, б), а также в К-образных и опорных узлах при $g > 15$ мм несущую способность пояса на отгиб полки следует проверять по формуле

$$1,1 \left(|N| + \frac{|M|}{d_b} \right) / \gamma_c \left(\gamma_D R_y t^2 \frac{2\sqrt{2}D + d_b}{d_b \sin \alpha} + R_{yd} t_d d \right) \leq 1 \quad (\text{Л.17})$$

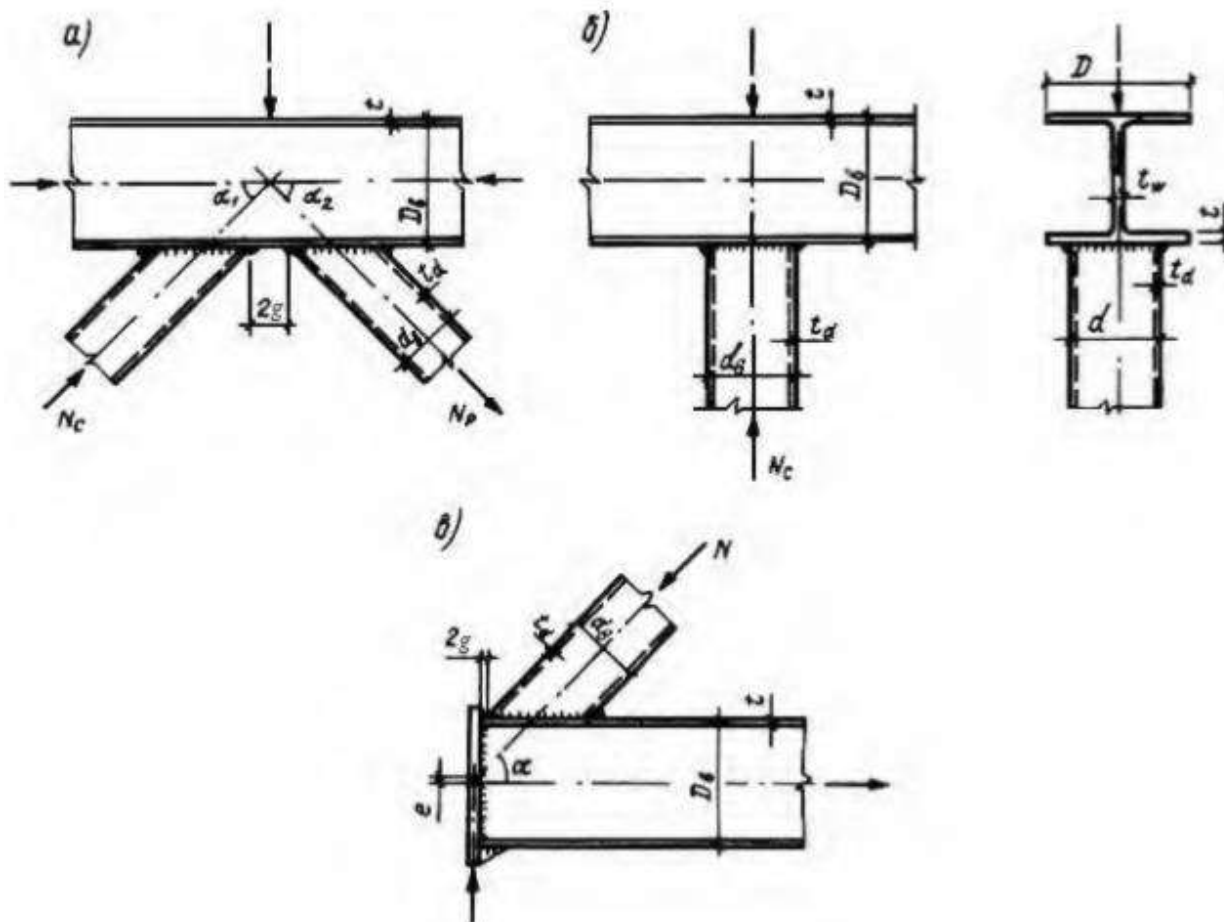


Рис.Л.3 Типы сопряжений двутавров с прямоугольными гнутосварными профилями а - К-образное; б - Т-образное; в - опорное

При $d_b = d$ можно пользоваться формулой

$$\left(|N| + \frac{|M|}{d_b} \right) / \gamma_c \left(\frac{3\gamma_D R_y t^2 D}{d \sin \alpha} + R_{yd} t_d d \right) \leq 1 \quad (\text{Л.18})$$

Л.26 В неподкрепленных примыканиях к поясу широкополочного двутавра в К-образных и опорных узлах при $g \leq 15$ мм (см. рис.Л.4) несущую способность пояса на отгиб полки следует проверять по формуле

$$\left(|N| + \frac{|M|}{d_b} \right) / \gamma_c \left[\frac{\gamma_D R_y t^2}{d} \left(\frac{2d_b}{\sin^2 \alpha} + \frac{D^2}{d_b} + \frac{2\sqrt{2}D}{\sin \alpha} \right) + R_{yd} (A_d - t_{fd} d) \right] \leq 1 \quad (\text{Л.19})$$

где A_d - площадь поперечного сечения раскоса.

Л.27 Несущую способность стенки неподкрепленного двутаврового пояса под воздействием сжатого элемента решетки из прямоугольного гнутосварного профиля следует проверять по формуле

$$\frac{N \sin \alpha}{10\gamma_c \gamma_D R_y t_w (t + t_d)} \leq 1 \quad (\text{Л.20})$$

Л.28 Несущую способность стенки неподкрепленного двутаврового пояса под воздействием сжатого элемента решетки из широкополочного двутавра следует проверять по формуле

$$\frac{N \sin \alpha}{1,5\gamma_c\gamma_D R_y d_b t_w} \leq 1 \quad (\text{Л.21})$$

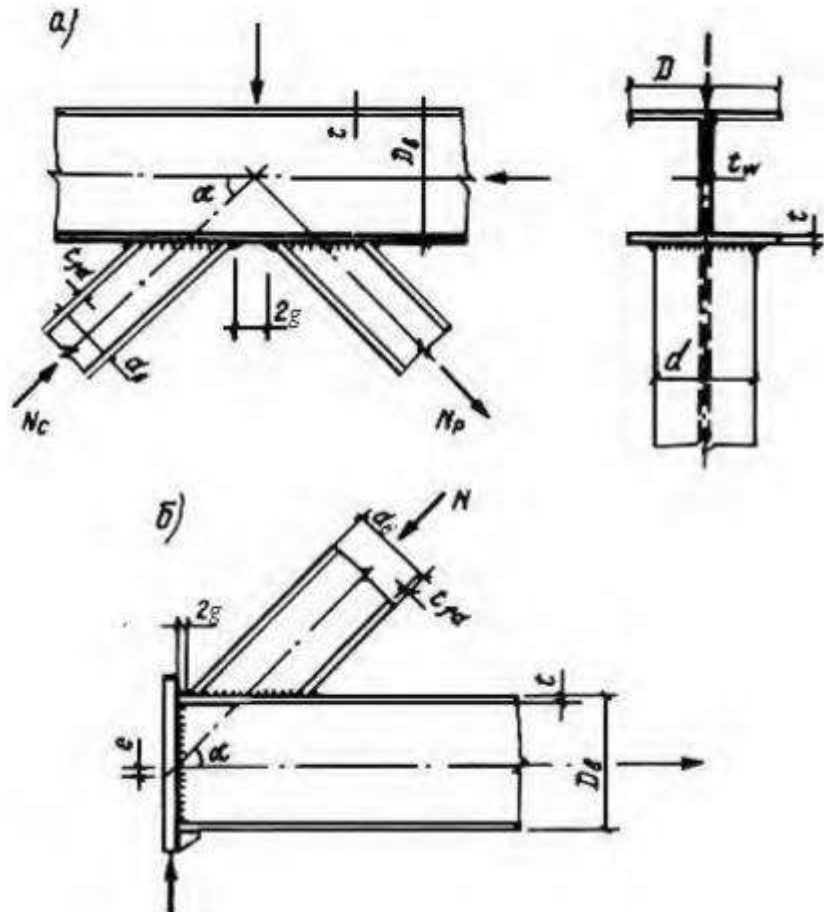


Рис. Л. 4. Типы сопряжения двутавров
а-К - образное; б - опорное

Л.29 Несущую способность поперечного сечения неподкрепленного двутаврового пояса под воздействием поперечной силы в узле следует проверять по формуле

$$\frac{Q}{\gamma_c\gamma'_D R_s [A - (2 - \chi)Dt + (t_w + 2r)t]} \leq 1 \quad (\text{Л.22})$$

где Q - поперечная сила в узле, равная в узлах К-образного типа меньшему из произведений $N \sin \alpha$;

γ'_D - коэффициент, равный 1,3 - σ/R_y , но не более 1,0;

R_s - расчетное сопротивление стали пояса срезу;

A - площадь поперечного сечения пояса;

$$\chi = 1/\sqrt{1+16g^2/(3t^2)};$$

r - радиус закругления профиля пояса.

Л.30 Несущую способность элемента решетки в зоне примыкания к неподкрепленному двутавровому поясу следует проверять по формуле

$$\frac{N(1+\xi d/t)}{\gamma_c \gamma_d R_{yd} A_d} \leq 1 \quad (\text{Л.23})$$

где γ_d - коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1,0 - при сжатии;

R_{yd} - расчетное сопротивление стали элемента решетки;

ξ - коэффициент, равный для элементов прямоугольного гнутосварного профиля в узлах:

а) К-образного типа - 0,14;

б) опорных - 0,06;

в) Т-образного типа - 0,10.

Для элементов из широкополочного двутавра в К-образных и опорных узлах $\xi = 0,05$.

Л.31 Сварные швы, прикрепляющие элементы решетки (в неподкрепленных и усиленных узлах), следует рассчитывать по прочности участков (стенок, полок) элемента решетки.

Л.32 В узлах ферм, усиленных наклонными планками (рис.Л.5), следует проверять несущую способность участка стенки двутаврового пояса, соответствующего элементу решетки, по формуле

$$0,5 \left(|N| + \frac{|M|}{d_b} \right) \sin \alpha / \gamma_c \gamma_d \gamma_D R_y t_w d \leq 1 \quad (\text{Л.24})$$

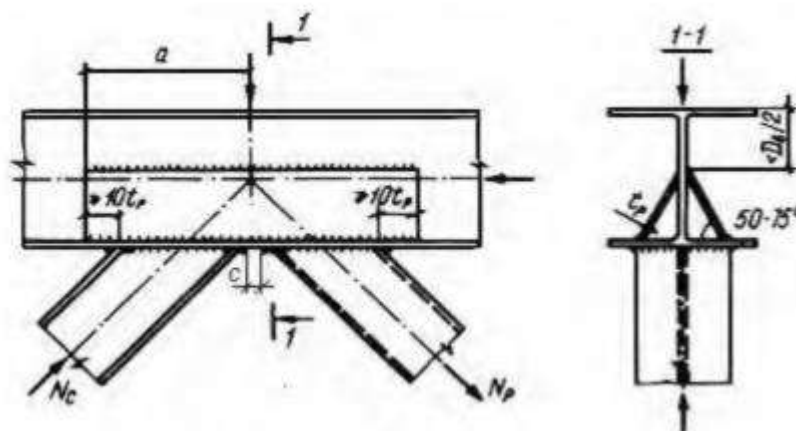


Рис.Л.5 Узел фермы, усиленный наклонными планками

Л.33 В узлах, указанных в п.Л.32, рекомендуется проверять также несущую способность наклонных планок, определяя действующую на них силу как

разность между усилием в элементе решетки N и несущей способностью элемента, вычисленной в соответствии с рекомендациями п.Л.30.

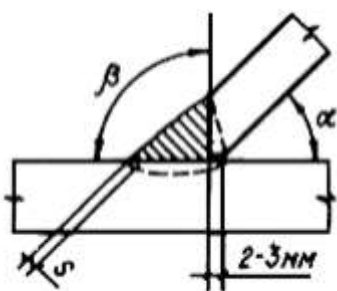
Л.34 Узлы примыкания элементов решетки к поясам следует проектировать бесфасоночными сварными.

Л.35 Для обеспечения несущей способности узлов рекомендуется полки двутавров в месте примыкания к ним элементов решетки подкреплять продольными наклонными планками (см. рис.Л.5). В местах примыкания элементов решетки из двутавров, а также в Т-образных узлах со стойками при наличии вертикальных фасонки для крепления связей допускается установка парных ребер жесткости.

Л.36 Укрупнительные стыки ферм рекомендуется проектировать болтовыми фланцевыми: в уровне сжатого пояса - на обычных, в уровне растянутого пояса - на высокопрочных болтах.

Л.37 Горизонтальные связи по фермам допускается крепить к наружным полкам поясов. М.38 В соединении с колоннами (надколонниками) необходимо исключать вертикальные перемещения конца верхнего пояса и обеспечивать его горизонтальную подвижность на величину смещения относительно опорного узла.

Л.39 Угловые швы на носках элементов решетки из гнутосварных профилей при $t_d > 5$ мм рекомендуется выполнять с предварительной подготовкой кромок (рис. Л.6).



α , град	β , град	s , мм
35-45	90	2-3
46-60	75	3-4
61-90	55	3-5

Рис.Л.6. Деталь приварки носков гнутосварных профилей

Л.40 Расстояние между поперечными швами на полках поясов (у носков элементов решетки) следует принимать:

- в опорных узлах и стыковых узлах сжатого пояса - не менее 5 мм;
- в остальных случаях (см. например, s на рис.М.5) - не менее 20 мм.

Узлы связей

Л.41 Узлы связей из гнутосварных профилей (рис.Л.7) проверяют:

а) на прочность и устойчивость элементов узла и примыкающей к узлу зоны профиля;

б) на прочность сварных соединений.

Л.42 Несущую способность при растяжении элемента связи проверяют:

а) для узлов типа Ф (см. рис.Л.7, а) - по формуле

$$N/[R_{yf}t_f^2D_f/(d_b - 3t_{fc})] + R_{yd}t_d d_b \leq 1 \quad (\text{Л.25})$$

где N - усилие в элементе связи;

R_{yf} - расчетное сопротивление стали фланца;

D_f - длина фланца вдоль фасонки связи;

R_{yd} - расчетное сопротивление стали элемента связи;

б) для узлов типа Фн (см. рис.Л.7, а) - по формуле (Л.25), но с заменой t_d на $t_d + 0,6t_h$,

где t_h - толщина накладки;

в) для узлов типа В (см. рис. Л.7, а) - по условию

$$N / AR_{yd}\gamma_f \leq 1 \quad (\text{Л. 26})$$

где A - площадь поперечного сечения элемента связи;

γ_f - коэффициент влияния глубины врезки, принимаемый:

при $0,8 \leq l_1 / d_b < 1,6$ $\gamma_f = 0,51 l_1 / d_b + 0,18$

" $l_1 / d_b \geq 1,6$ $\gamma_f = 1,0$

Л.43 Несущую способность при сжатии элементов связей следует проверять:

а) для узлов типа Ф (см. рис.Л.7, а) - по формуле (Л.25) и по формулам:

$$\left(\frac{N}{A_{fc}} + \frac{Ne}{W_{fc}} \right) / R_{yd} \leq 1 \quad (\text{Л.27})$$

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{N_e}{W} \right) / R_{yd} \gamma_f \leq 1 \quad (\text{Л.28})$$

б) для узлов типов Ф_р и В_р по формуле (Л.28) и по формуле:

$$\left(\frac{N}{A_{fc}} + \frac{Ne_1}{W_{fc}} \right) / R_{yd} \leq 1 \quad (\text{Л.29})$$

В формулах (Л.27)÷(Л.29):

e, e_1 - расстояния соответственно от оси фасонки закрепляемой конструкции до оси элемента связи и до центра тяжести таврового сечения фасонки связи с ребром (см. рис.Л.7, б);

A, W - соответственно площадь сечения и момент сопротивления профиля относительно оси фасонки связи;

A_{fc}, W_{fc} - соответственно площадь и момент сопротивления фасонки связи с учетом ребра (при его наличии);

γ_f - коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от наибольшей условной гибкости профиля:

$$\begin{aligned} \text{при } \bar{\lambda} \leq 0,45 & \quad \gamma_f = 0,6 \\ \text{" } \bar{\lambda} > 0,45 & \quad \gamma_f = 0,54 + 0,15 \bar{\lambda}, \\ & \quad \text{но не более } 1,0. \end{aligned}$$

Формулы справедливы при соотношении размеров поперечного сечения элемента связи $0,75 \leq d_b$ связи $d \leq 1,1$ и отношении большего размера профиля к толщине не более 45.

Л.44 Расчет сварных соединений профиля и фасонки связи с фланцем узлов типов Φ, Φ_n, Φ_p следует производить в соответствии с п.1 3.2 настоящих норм с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{cf} = 0,8$, учитывающего неравномерность передачи усилий, и по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката по формуле

$$N / k_f l_w R_{th} \gamma_{wz} \gamma_{cf} \leq 1 \tag{Л.30}$$

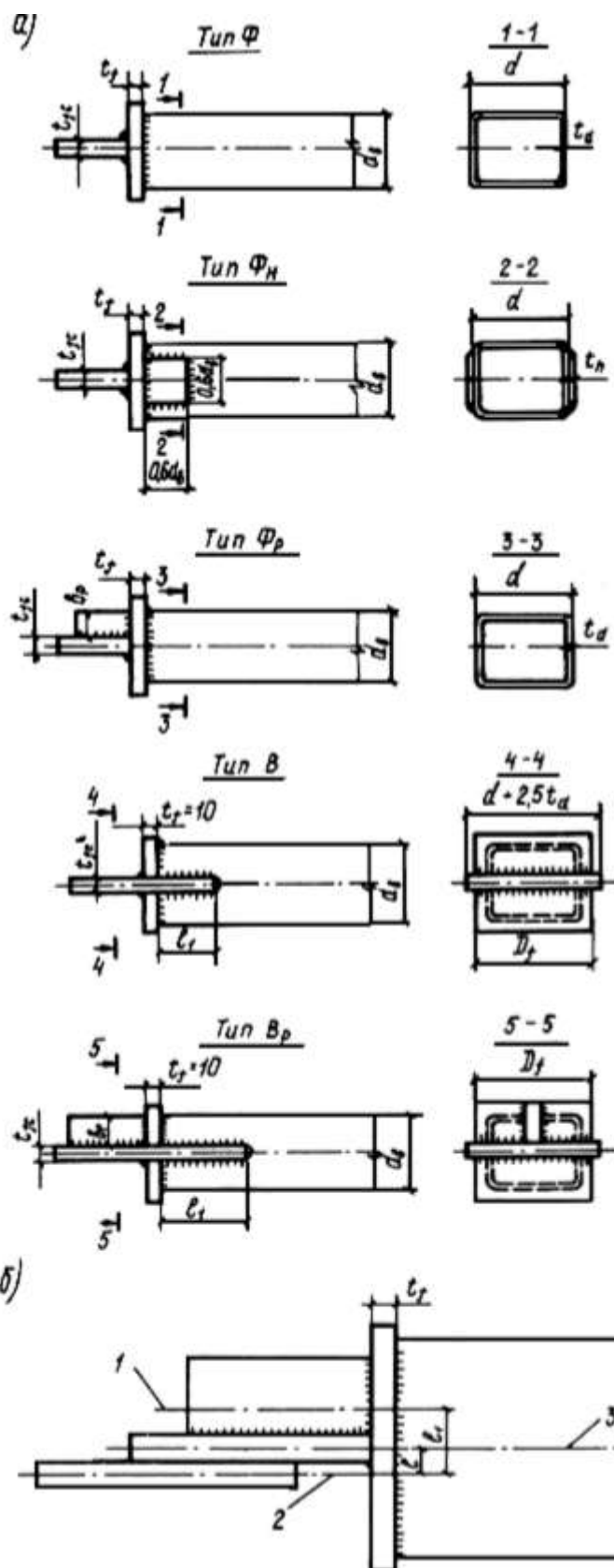


Рисунок Л.7 – Узлы связей из гнутосварных профилей а - типы хвостовиков; б - соединение с фанкой; 1 - линия центра тяжести сечения фанки связи с ребром; 2 - ось фанки фермы; 3 - ось профиля