

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

---

Система нормативных документов в строительстве

**КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ  
ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ.  
ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

**Муздак ийилген цинкелген профилдерден жана толкундуу  
(гофреленген) листтерден жасалган ичке дубалдуу болот конструкциялары.  
Долбоорлоо эрежелери.**

Steel structures, thin-walled, of cold-formed galvanized profiles and corrugated sheets. Design rules

Актуализированная редакция  
СП КР 31-108:2023

---

Дата введения – 202\_\_\_\_\_

## **1 Область применения**

1.1 Настоящие строительные правила устанавливает основные требования по расчету и проектированию конструкций, выполненных из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов, эксплуатируемых при расчетной температуре не выше плюс 50 °С и не ниже минус 45 °С.

1.2 Настоящие строительные правила не распространяются на конструкции, воспринимающие нагрузки от мостовых и подвесных кранов; конструкции, воспринимающие динамические нагрузки от оборудования или подверженные действию усталости, а также на конструкции из составных холодногнутых профилей круглого или прямоугольного замкнутого сечения, состоящих из двух и более частей, непрерывно соединенных между собой по всей длине профиля (с помощью сварного или фальцевого соединения) в заводских условиях.

## **2 Нормативные ссылки**

В настоящих строительных правилах использованы нормативные ссылки на следующие документы:

Закон Кыргызской Республики Технический регламент «О пожарной безопасности»;

СН КР 21-01:2018 Пожарная безопасность зданий и сооружений;

ГОСТ 9.039-74 Единая система защиты от коррозии и старения. Коррозионная агрессивность атмосферы;

ГОСТ 9.401-2018 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов;

ГОСТ 166 (ИСО 3599-76) Штангенциркули. Технические условия;

ГОСТ 1759.0-87 Болты, винты, шпильки и гайки. Технические условия;

ГОСТ 5915 Гайки шестигранные класса точности В. Конструкция и размеры;

ГОСТ 5927-70 Гайки шестигранные класса точности А. Конструкция и размеры;

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 9454-78 Металлы. Метод испытания на ударный изгиб при пониженных, комнатной и повышенных температурах;

ГОСТ 14918-2020 Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия;

ГОСТ 21780-2006 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точности;

ГОСТ 23118-2019 Конструкции стальные строительные. Общие технические условия;

ГОСТ 24045-2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия;

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения;

ГОСТ 27772-2015 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия;

ГОСТ 34180-2017 Прокат стальной тонколистовой холоднокатаный и холоднокатаный горячеоцинкованный с полимерным покрытием с непрерывных линий. Технические условия;

ГОСТ ISO 898-1-2011 Механические свойства крепежных изделий из углеродистых и легированных сталей. Часть 1. Болты, винты и шпильки установленных классов прочности с крупным и мелким шагом резьбы;

ГОСТ ISO 4032-2014 Гайки шестигранные нормальные (тип 1). Классы точности А и В;

ГОСТ Р 58942-2020 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски;

ГОСТ 10621-80 Винты самонарезающие с полукруглой головкой для металла и пластмассы. Конструкция и размеры;

ГОСТ 10618-80 Винты самонарезающие для металла и пластмассы. Общие технические условия;

ГОСТ 11650-80 Винты самонарезающие с полукруглой головкой и заостренным концом для металла и пластмассы. Конструкция и размеры);

ГОСТ Р ИСО 14589-2005 Заклепки "слепые". Механические испытания;

ГОСТ 12638-80 Заклепки пустотелые со скругленной головкой;

ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207-99 Информационная технология. Системная и программная инженерия. Процессы жизненного цикла программных средств;

ГОСТ Р ИСО/МЭК 14764-2002 Информационная технология. Сопровождение программных средств;

СН КР 20-02:2024 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования» (Изм.3, приказ Минстроя от 2 декабря 2025 года № 104-нпа);

СН КР 53-01:2024 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»;

СНиП 2.01.07-85\* Нагрузки и воздействия;

СП КР 22-104:2024 «Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии»;

СНиП КР 52-01:2009 Несущие и ограждающие конструкции;

СНиП КР 23-02-00 Строительная климатология;

ГОСТ 16523-97 Прокат тонколистовой из углеродистой стали качественной и обыкновенного качества общего назначения. Технические условия;

ГОСТ 27711-88 Лаки пропиточные. Метод ускоренного испытания на нагревостойкость;

**П р и м е ч а н и е** – При пользовании настоящими СП целесообразно проверить действие ссылочных документов:

- в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Кыргызстандарта, ежеквартальном, ежегодном Каталоге документов по стандартизации на соответствующий год;

- в указателе нормативных документов по строительству, действующих на территории Кыргызской Республики «Строительный каталог СК» на соответствующий год.

Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящими нормативами рекомендуется руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей.

### 3 Термины и определения

В настоящих строительных правилах применены следующие термины с соответствующими определениями:

**3.1 легкие стальные тонкостенные конструкции; ЛСТК:** Конструкции, запроектированные и изготовленные из оцинкованных холодногнутых профилей и гофрированных листов с толщиной элементов не более 4 мм;

**3.2 бипара сил:** Система двух параллельных, равных и противоположно направленных пар сил, возникающих в условиях стесненного кручения

тонкостенного профиля и приводящих к возникновению нормальных напряжений в сечении профиля при стесненном кручении;

**3.3 вязкое разрушение:** Вид разрушения, когда размер зоны пластической деформации у вершины распространяющейся трещины сравним с величиной трещины или поперечным размером твердого тела;

*Примечание* – Вид излома имеет развитый, с большими и малыми выступами, рельеф.

**3.4 долговечность:** Свойство объекта сохранять работоспособное состояние до наступления предельного состояния при установленной системе технического обслуживания и ремонта;

**3.5 закрепление:** Фиксация элемента или его части от линейных или угловых перемещений или деформаций от кручения или депланации сечения, которое повышает устойчивость аналогично жесткой опоре;

**3.6 закритическая работа:** Сохранение несущей способности сжатого или частично сжатого сечения тонкостенного профиля после потери местной устойчивости сжатых элементов поперечного сечения профиля;

**3.7 изгибно-крутящий бимомент:** Произведение момента одной из пар сил бипары сил на плечо бипары сил;

**3.8 итерация:** Последовательный расчет параметров поперечного сечения профиля, основанный на использовании результатов предыдущего этапа расчета, до полной или близкой сходимости результатов двух последних этапов расчетов;

**3.9 кассетный профиль:** Профилированный лист с большими краевыми отгибами, предназначенными для соединения профилей между собой, формирующими опорные ребра вдоль пролета и поддерживающими промежуточные ребра, расположенные в направлении, перпендикулярном пролету;

*Примечание* – Служит каркасом для сэндвич-панелей поэлементной сборки.

**3.10 механическая безопасность:** Состояние строительных конструкций и основания здания или сооружения, при котором отсутствует недопустимый риск, связанный с причинением вреда жизни или здоровью граждан, имуществу физических или юридических лиц, государственному или муниципальному имуществу, окружающей среде, жизни и здоровью животных и растений вследствие разрушения или потери устойчивости здания, сооружения или их части;

**3.11 надежность строительного объекта:** Способность строительного объекта выполнять требуемые функции в течение расчетного срока эксплуатации;

**3.12 номинальная толщина:** Устанавливаемая средняя толщина листового проката, включающая толщину слоев цинкового и других металлических покрытий после прокатки и определяемая поставщиком стали (не включает толщину органических покрытий);

**3.13 опора:** Узел конструкции, через который элемент способен передавать усилия на фундамент или другой элемент конструкции;

**3.14 пакетный образец:** Плоские заготовки, собранные в пакет;

**3.15 пластический сдвиг (срез):** Разновидность вязкого разрушения, когда разрушение локализуется в узких (нескольких) полосах скольжения и происходит под действием сдвиговых напряжений;

Примечание – Вид излома – ножевидный с гладкой матовой поверхностью.

**3.16 пожарная безопасность:** Состояние зданий и сооружений, а также систем инженерно-технического обеспечения, которое характеризуется возможностью предотвращения пожара и вредного воздействия на людей, имущество и окружающую среду опасных факторов пожара;

**3.17 расчетная толщина:** Толщина стального листа, используемая в расчете;

**3.18 сдвиговое запаздывание:** Явление неравномерности распределения нормальных напряжений в полках изгибаемых элементов, возникающее вследствие более позднего включения в работу наиболее удаленных от стенок волокон полок при передаче нормальных усилий со стенок на полки за счет деформаций сдвига в местах их соединения;

**3.19 система автоматизированного проектирования:** Система, объединяющая технические средства, математическое и программное обеспечение, параметры и характеристики которых выбирают с максимальным учетом особенностей задач инженерного проектирования и конструирования;

**3.20 скорректированная толщина:** Толщина листового проката без учета толщины слоев цинкового и других металлических и лакокрасочных покрытий;

**3.21 специализированная проектная организация:** Организация, имеющая положительный опыт в реализации проектов зданий и сооружений из легких стальных тонкостенных конструкций;

**3.22 тонколистовой прокат:** Прокат толщиной менее 4 мм;

**3.23 холодногнутый профиль:** Профиль, полученный методом профилирования стального тонколистового проката в холодном состоянии на профилегибочных агрегатах;

**3.24 термопрофиль:** Холодногнутый профиль, в стенке которого расположены продольные просечки в шахматном порядке, обеспечивающие снижение теплототерь через стенку профиля;

**3.25 условная гибкость пластинки:** Параметр, характеризующий способность пластинки терять местную устойчивость при определенном уровне нормальных сжимающих напряжений их распределения по ширине пластинки и виде закрепления по продольным сторонам пластинки;

**3.26 условная гибкость элемента жесткости:** Параметр, характеризующий способность элемента жесткости терять местную устойчивость при определенном уровне нормальных сжимающих напряжений и вида закрепления;

**3.27 хрупкое разрушение:** Вид разрушения твердого тела (элемента или всей конструкции) при распространении трещины, в котором размер зоны пластической деформации незначительно мал по сравнению с размером трещины или поперечником твердого тела;

Примечание – Вид излома имеет кристаллическое строение.

**3.28 частичное закрепление:** Закрепление элемента или его части от линейных и угловых перемещений или деформаций от кручения или депланации

сечения, которое аналогично упругоподатливой опоре повышает устойчивость, но в меньшей степени, чем жесткое закрепление;

**3.29 эффект диафрагмы:** Работа профилированного листа и кассетных профилей на сдвиг в своей плоскости, влияющая на жесткость, пространственную неизменяемость и прочность каркаса;

**3.30 эффективная ширина:** Ширина элемента сечения, уменьшенная вследствие потери местной устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия;

**3.31 эффективная площадь:** Площадь сечения, определяемая шириной или толщиной сечения элемента, уменьшенная вследствие потери местной устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия;

**3.32 ямочное разрушение:** Разновидность вязкого разрушения, когда на границе раздела матрица-частица второй фазы в результате пластической деформации тела происходят зарождение поры у частицы (стадия I), ее стабильный рост с образованием полости вокруг частицы второй фазы (стадия II), ускоренный рост поры до встречи с соседними порами или поверхностью тела с образованием полости, называемой ямкой (стадия III).

## 4 Основные обозначения

В настоящих строительных правилах применены следующие обозначения:

$A_0$	—	площадь зоны поперечного сечения стержня, потерявшая местную устойчивость $A_{ef} = A - A_0$ ;
$A_b$	—	площадь сечения стержня болта брутто;
$A_{bn}$	—	площадь сечения стержня болта нетто;
$A_c$	—	сжатая площадь поперечного сечения;
$A_{ef}$	—	эффективная площадь поперечного сечения;
$A_f$	—	площадь сечения полки;
$A_g$	—	полная площадь поперечного сечения;
$A_{gn}$	—	площадь сечения нетто с учетом ослаблений $A_g$ ;
$A_{red}$	—	эффективная (редуцированная) площадь отдельных сжатых частей поперечного сечения;
$A_s$	—	площадь начального расчетного сечения элемента жесткости;
$A_{sa}$	—	площадь начального расчетного сечения элемента жесткости стенки гофрированного профиля, ближайшего к сжатой полке;
$A_{sb}$	—	площадь начального расчетного сечения второго от сжатой полки элемента жесткости стенки гофрированного профиля;
$A_{s,red}$	—	эффективная площадь сечения элемента жесткости;
$A_w$	—	площадь сечения стенки;

$C_\theta$	– жесткость криволинейной условной пружины, закрепляющей пластинку от поворота;
$C_D$	– жесткость угловой связи;
$D$	– цилиндрическая жесткость пластины;
$E$	– модуль упругости;
$F$	– максимальный расчетный силовой фактор в элементе от невыгодных сочетаний нагрузок и воздействия
$F_\theta$	– расчетная несущая способность металлического крепежного изделия (далее – метиз) по одному из условий работы соединения;
$F_{\theta n}$	– нормативная несущая способность метиза по одному из условий работы соединения, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;
$F_0$	– расчетная несущая способность самонарезающего винта из условия его вырыва из базового элемента;
$F_b$	– расчетная несущая способность метиза из условия смятия соединяемых элементов;
$F_n$	– расчетная несущая способность соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под метизы;
$F_p$	– расчетная несущая способность метиза на отрыв соединяемых элементов через головку метиза;
$F_t$	– расчетная несущая способность метиза на растяжение;
$F_v$	– расчетная несущая способность метиза из условия его среза;
$F_{vn}$	– нормативная несущая способность метиза на срез, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;
$G$	– модуль сдвига;
$I_\omega$	– секториальный момент инерции полного поперечного сечения;
$I_{ef}$	– эффективный момент инерции;
$I_g$	– момент инерции полного поперечного сечения;
$I_w$	– момент инерции стенки;
$K$	– линейная жесткость упругой связи;
$M$	– изгибающий момент;
$\Delta M$	– дополнительный изгибающий момент в сечении от смещения центра тяжести при потере местной устойчивости сжатой части сечения;
$M_p$	– изгибающий момент на промежуточной опоре;
$M_R$	– предельный изгибающий момент;
$M_{cr}$	– критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии;

$N$	–	продольная сила;
$N_{cr}$	–	критическая сила потери устойчивости в упругой стадии;
$P$	–	расчетная нагрузка;
$P_n$	–	нормативная нагрузка, определяемая по правилам СНиП 2.01.07 и СН КР 53-01;
$Q$	–	поперечная сила, сила сдвига;
$Q_{fic}$	–	условная поперечная сила для соединительных элементов;
$Q_r$	–	опорная реакция или местная нагрузка на одну стенку профиля;
$Q_s$	–	условная поперечная сила в системе планок, расположенных в одной плоскости;
$Q_w$	–	несущая способность поперечного сечения стенки профиля от действия поперечной силы;
$Q_{w,p}$	–	несущая способность стенки профиля при местном поперечном воздействии;
$R_n$	–	нормативное сопротивление стали;
$R_{bp}$	–	расчетное соединение одноболтового соединения при смятии;
$R_{bs}$	–	расчетное соединение одноболтового соединения при срезе;
$R_{bt}$	–	расчетное соединение одноболтового соединения при растяжении;
$R_{lp}$	–	расчетное соединении местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;
$R_s$	–	расчетное сопротивление стали сдвигу;
$R_u$	–	расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;
$R_{un}$	–	временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению предела прочности $\sigma_B$ по стандартам и техническим условиям на сталь;
$R_{un,sup}$	–	временное сопротивление стали метиза;
$R_y$	–	расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;
$R_{yn}$	–	предел текучести стали, равный значению предела текучести $\sigma_T$ по стандартам и техническим условиям на сталь;
$W_{ef}$	–	момент сопротивления эффективного упругого сечения;
$b_{ef}$	–	расчетная (эффективная) ширина сжатой полки, стенки, пояса;
$b_p$	–	теоретическая ширина пластинки;
$b_r$	–	общая ширина элемента жесткости;
$b_s$	–	ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру;
$c_{ef}$	–	эффективная ширина;



$d$	—	номинальный диаметр метиза;
$d_b$	—	наружный диаметр стержня болта;
$d_w$	—	диаметр пресс-шайбы или головки винта;
$\varepsilon$	—	коэффициент, учитывающий влияние класса прочности стали;
$f$	—	прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;
$f_u$	—	предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;
$h_{ef}$	—	расчетная (эффективная) высота сжатой стенки;
$h_w$	—	высота стенки профиля между центральными линиями полок;
$\bar{\lambda}_T$	—	условная гибкость при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости;
$\bar{\lambda}_d$	—	условная гибкость элемента жесткости;
$\bar{\lambda}_p$	—	условная гибкость пластинки;
$\bar{\lambda}_w$	—	условная гибкость стенки профиля;
$r$	—	внутренний радиус изгиба в поперечном сечении профиля;
$t$	—	расчетная толщина стального листа, без учета металлических и органических покрытий;
$t_{cor}$	—	скорректированная толщина листа без учета цинкового и других металлических покрытий;
$t_{eq}$	—	эквивалентная толщина широкой полки кассетного профиля;
$t_f$	—	толщина пояса;
$t_g$	—	минусовой допуск по толщине проката, %;
$t_{m.p}$	—	толщина металлического покрытия;
$t_{nom}$	—	номинальная толщина листа после холодного формования, включая цинковые и другие металлические покрытия, но без учета органических покрытий;
$t_{red}$	—	уменьшенная (редуцированная) толщина элемента жесткости;
$t_{sup}$	—	толщина базового элемента, к которому крепится винт (основного металла);
$t_w$	—	расчетная толщина стенки;
$\gamma_b$	—	коэффициент условий работы болтового соединения;
$\gamma_c$	—	коэффициент условий работы;
$\gamma_f$	—	коэффициент надежности по нагрузке;
$\gamma_m$	—	коэффициент надежности по материалу;
$\gamma_{m2}$	—	коэффициент надежности соединения на «слепых» заклепках, самонарезающих винтах или дюбелях;
$\gamma_n$	—	коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений;
$\delta$	—	локальное перемещение в сечении профиля;

$\rho$	–	понижающий коэффициент (коэффициент редукции), соответствующий условной гибкости пластины $\bar{\lambda}_p$ , основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии;
$\chi_d$	–	коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости);
$\chi_{LT}$	–	понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба;
$\sigma_{com}$	–	фактическое напряжение в сечении;
$\sigma_{com,s}$	–	фактическое напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости;
$\sigma_{cr}$	–	критическое напряжение потери устойчивости пластины;
$\sigma_{cr,s}$	–	упругое критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости по типу сжатого стержня;
$\sigma_{max}$	–	максимальное нормальное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок;
$\tau_{max}$	–	максимальное касательное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок.

## 5 Общие положения

### 5.1 Основные требования к конструкциям

5.1.1 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует соблюдать требования настоящих строительных правил, ГОСТ 27751 и СН КР 53-01.

5.1.2 Для зданий с каркасами из ЛСТК следует предусматривать независимый контроль проектных решений специализированной проектной организацией при наличии одного или нескольких приведенных ниже критериев:

- в одноэтажном здании колонны несущего каркаса изготовлены из профилей ЛСТК и имеют длину, превышающую 15 м;
- в малоэтажном здании колонны несущего каркаса изготовлены из профилей ЛСТК, при этом этажность здания превышает 3 этажа;
- пролет или один из пролетов ферм покрытий или перекрытий, изготовленных из профилей ЛСТК, превышает 24 м.

5.1.3 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует предусматривать защиту конструкций от воздействия огня для обеспечения пожарной безопасности и огнестойкости строительных конструкций в соответствии с требованиями СН КР 21-01.

5.1.4 При проектировании ЛСТК следует учитывать требования по изготовлению конструкций, приведенные в ГОСТ 23118, и монтажу конструкций, приведенные в СНиП КР 52-01.

5.1.5 Расчет точности геометрических параметров зданий, сооружений и их элементов выполняют согласно требованиям ГОСТ 21780 при разработке рабочей документации и правил производства строительных работ.

5.1.6 Проектные решения по обеспечению полной собираемости конструкций должны опираться на данные расчета точности геометрических параметров. Технологические допуски приведены в ГОСТ Р 58942 и выбираются при проектировании на основании расчета точности.

5.1.7 Предельные отклонения геометрических параметров конструкций, элементов конструкций, изделий, сборочных единиц должны быть указаны в рабочей документации, в стандартах или технических условиях на конструкции конкретного вида в соответствии с требуемыми эксплуатационными свойствами.

5.1.8 При проектировании ЛСТК следует учитывать низкую сопротивляемость тонкостенных профилей стесненному кручению.

Следует раскреплять элементы, подверженные кручению, и не применять узлы, значительно ограничивающие свободу деформаций поперечных сечений.

5.1.9 При проектировании каркасов из ЛСТК следует уделять внимание их системам связей, соблюдать требования, приведенные в СН КР 53-01.

5.1.10 При проектировании конструкций на площадках сейсмичностью 7 баллов и выше необходимо соблюдать требования СН КР 20-02.

5.1.11 Наряду с тонкостенными холодногнутыми оцинкованными профилями в каркасах разрешается применять горячекатаные и составные сварные элементы.

5.1.12 При проектировании конструкций из ЛСТК должны быть предусмотрены проектные решения системы отвода конденсата.

## 5.2 Основные расчетные требования

5.2.1 При расчете конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует соблюдать требования, изложенные в СН КР 53-01 и в настоящих строительных правилах. Расчет стальных конструкций следует выполнять по методу предельных состояний или на основании данных экспериментальных исследований.

5.2.2 При расчете несущей способности конструкций следует учитывать параметры, которые характеризуют сопротивление поперечных сечений профилей внешним силам и зависят от их напряженно-деформированного состояния (НДС). Элементы ЛСТК по НДС следует выделить в особый класс (4-й класс НДС), при котором в упругой стадии происходит потеря местной устойчивости в сжатых частях сечения. При этом напряжения во всех частях сечения должны оставаться в пределах  $|\sigma| < R_y$ , то есть все сечение должно работать в упругой стадии.

Следует учитывать, что при возможной потере местной устойчивости части сжатой зоны сечения несущая способность профиля снижается. Однако элементы

ЛСТК сохраняют работоспособность за счет перераспределения напряжений с участков, потерявших устойчивость, на устойчивые участки сечения профиля и упругого характера его работы в целом. Снижение несущей способности профилей учитывают путем редукции сечений.

5.2.3 При расчете конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей следует учитывать особенности характеристик и поведения этих профилей под нагрузкой:

- ранняя потеря местной устойчивости;
- искажение формы поперечного сечения;
- влияние угловгиба на геометрические характеристики поперечных сечений;
- крутильная либо изгибно-крутильная форма потери устойчивости;
- смятие и коробление полок.

5.2.4 Ввиду низкой сопротивляемости тонкостенных профилей стесненному кручению следует соблюдать требования 5.1.8.

При наличии кручения в профилях ЛСТК его влияние учитывают в соответствии с 8.10.

5.2.5 Особое внимание следует уделять конструированию и расчету соединительных элементов (вставок, планок и т. п.) в узлах конструкций ЛСТК. Необходимо обеспечить их несущую способность на усилия, действующие в узлах, а также учитывать их действительный характер работы при построении расчетных схем.

5.2.6 При конструировании узлов без фасонки на самонарезающих винтах и «слепых» заклепках следует учитывать влияние возможных эксцентриситетов в узлах и соединениях, поскольку тонкостенные профили восприимчивы к возникновению дополнительных напряжений от локальных изгибающих моментов.

5.2.7 При определении несущей способности изгибаемых элементов ЛСТК не учитывается влияние сдвигового запаздывания.

### **5.3 Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала**

5.3.1 При расчете конструкций и соединений из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует учитывать коэффициенты надежности по нагрузкам  $\gamma_f$  и материалу  $\gamma_m$ , а также коэффициенты условий работы  $\gamma_c$  и коэффициент надежности по ответственности сооружения (элемента сооружения)  $\gamma_n$ .

5.3.2 Для обеспечения надежности несущих конструкций следует использовать нормативные и расчетные значения нагрузок и сопротивлений. Расчетную нагрузку  $P$  и расчетное сопротивление стали  $R$  определяют с учетом коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и материалу  $\gamma_m$  по формулам:

$$P = P_n \cdot \gamma_f \quad (5.1)$$

$$R = R_n \cdot \gamma_m \quad (5.2)$$

где  $P_n$  и  $R_n$  – нормативная нагрузка и нормативное сопротивление, определяемые по: ГОСТ 27711, ГОСТ 14918, ГОСТ 16523, СНиП 2.01.07, СН КР 53-01;

#### 5.4 Учет назначения и условий работы конструкций

5.4.1 Для учета особенностей работы конструктивного элемента применяют коэффициент условий работы  $\gamma_c$ , на который умножают расчетное сопротивление стали. Значение этого коэффициента определяют согласно требованиям ГОСТ 27751, СН КР 53-01. Для элементов ЛСТК значения  $\gamma_c$  приведены в таблице 5.1.

5.4.2 Для учета ответственности сооружаемого объекта строительства, в том числе с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей, необходимо использовать коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ , минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровней ответственности указаны в ГОСТ 27751.

5.4.3 Уровень ответственности зданий и сооружений, численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливает генеральный проектировщик по согласованию с заказчиком в задании на проектирование, но не ниже значений, приведенных в ГОСТ 27751.

5.4.4 Значения  $\gamma_c$  для конструкций из горячекатаного проката следует принимать по СН КР 53-01.

Таблица 5.1

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы $\gamma_c$
1 Балки, прогоны из одиночных гнутых профилей С-, Z- и $\Sigma$ -образных сечений	0,95
2 Колонны и стойки из спаренных профилей С- и $\Sigma$ -образных сечений с толщиной стенки профиля:	
$t \leq 2,0\text{мм}$	0,8
$2,0 \leq t \leq 3,0\text{мм}$	0,9
$3,0 \leq t \leq 4,0\text{мм}$	0,95
Колонны и стойки из спаренных профилей С- и $\Sigma$ -образных сечений с толщиной стенки профиля:	
$t \leq 1,5\text{мм}$	0,75
$1,5 \leq t \leq 3,0\text{мм}$	0,8
$3,0 \leq t \leq 4,0\text{мм}$	0,9
3 Сжатые и внецентренно сжатые колонны из стойки спаренных швеллеров	0,75

4 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки и подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,9
5 Сжатые элементы ферм из спаренных профилей С- и $\Sigma$ -образных сечений	0,9
6 Прогоны несимметричного сечения	0,9
7 Сжатые тавровые элементы решетчатых конструкций из спаренных уголков с неокаймленными полками при расчете на устойчивость	0,75
8 Сжатые элементы из одиночных уголков с неокаймленными полками	0,7
9 Крепление связей, распорок, жестких настилов, планок, раскрепляющих сжатые пояса стержней и внецентренно сжатые стержни из плоскости действия момента	0,85
10 Устойчивость неподкрепленной стенки балок и прогонов от воздействия опорной реакции или местной нагрузки, приложенных к поясам	0,85
Примечание – Коэффициенты $\gamma_c < 1$ в расчетах не рекомендуется учитывать совместно не допускается..	

## 5.5 Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса

5.5.1 В проекте необходимо указать класс точности конструкций по изготовлению, который будет являться одним из элементов исходных данных при разработке технологий изготовления и монтажа конструкций. В зависимости от класса точности и номинального размера конструкции по ГОСТ 23118 (приложение Б) необходимо выбирать допустимое максимальное значение начальной погиби конструкции.

5.5.2 Следует учитывать, что местные несовершенства формы сечения элементов учтены в формулах определения несущей способности элементов по устойчивости. Относительные начальные местные отклонения формы сечения (несовершенства формы сечения) элементов при плоской форме потери устойчивости  $e_0/L$  приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Расчетные относительные значения начального местного изгибного несовершенства  $e_0/L$

Соотношение при упругом расчете	Принятые предельные значения местных изгибов для типов сечений по таблице 8.3		
	$a$	$b$	$c$
$e_0/L$	1/300	1/250	1/200

## 5.6 Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей

5.6.1 Примеры наиболее часто применяемых поперечных сечений стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей, отвечающих требованиям настоящих строительных правил, приведены на рисунке 5.1.

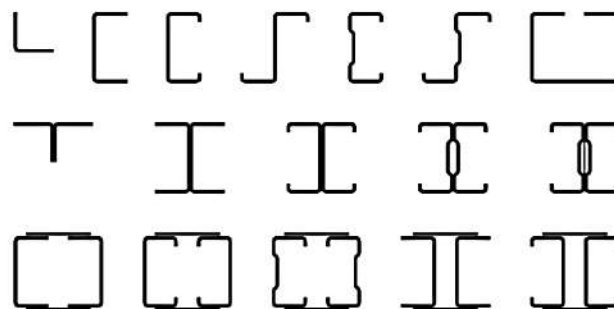


Рисунок 5.1 – Типичные формы несущих профилей и составных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей

Реже применяют составные профили открытого и замкнутого сечения, выполненные из отдельных профилей открытого сечения, соединенных между собой метизами или сваркой с определенным шагом (см. рисунок 5.2).

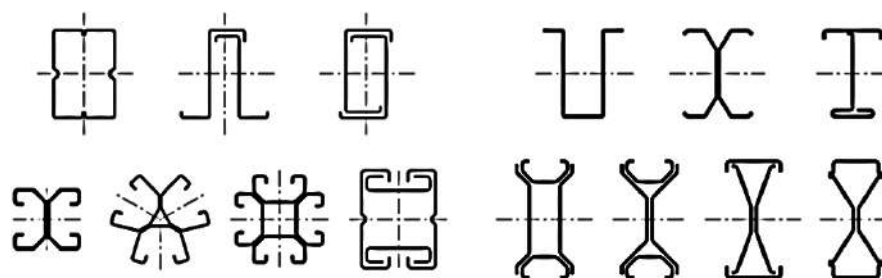


Рисунок 5.2 – Открытые и замкнутые сечения элементов конструкций из стальных тонкостенных, холодногнутых профилей

Для ограждающих конструкций и настилов используются профили, представленные на рисунке 5.3.

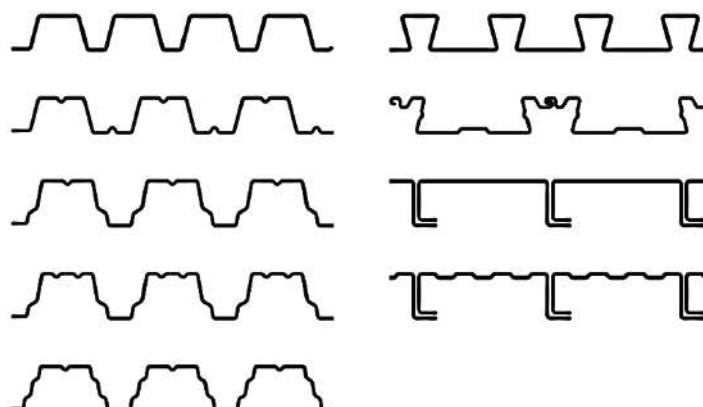
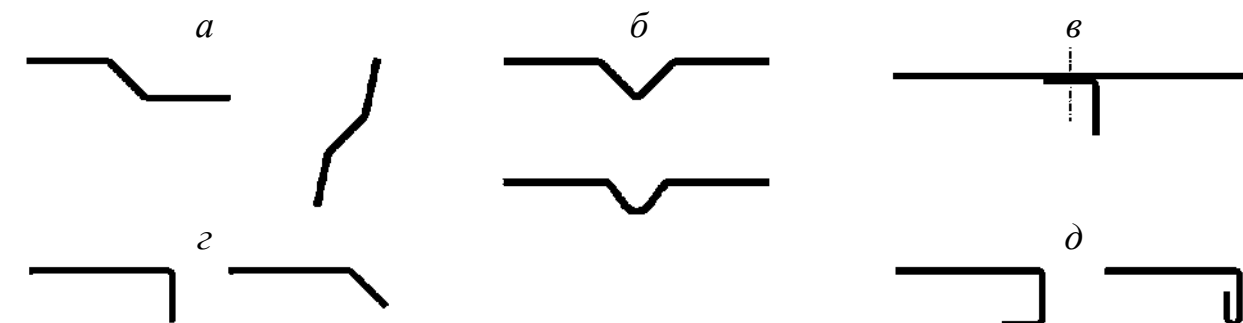


Рисунок 5.3 – Формы сечений профилированных листов и кассетных профилей

5.6.2 Пластинчатые элементы профилей укрепляют продольными элементами жесткости. Типичные формы краевых и промежуточных продольных

элементов жесткости холодногнутых профилей и профилированных листов показаны на рисунке 5.4.



а – отгибы и сгибы; б – изогнутый или скругленный промежуточный элемент жесткости; в – уголок жесткости, присоединенный болтом; г – одиночные краевые отгибы; д – двойные краевые отгибы

Рисунок 5.4 – Типичные формы элементов жесткости холодногнутых профилей

## 6 Материалы для конструкций и соединений

6.1 При проектировании каркасов из ЛСТК с применением элементов из горячекатаного проката следует соблюдать требования СН КР 53-01.

6.2 Стальные холодногнутые оцинкованные профили следует изготавливать из холоднокатаного листового проката по ГОСТ 14918 толщиной от 0,9 до 4 мм, высокой точности проката по толщине (ВТ) и повышенной – по ширине (АШ), нормальной плоскостности с обрезной кромкой и цинковым покрытием класса не ниже 275, стали марок 220, 250, 280, 320, 350, 390, 420, 450.

Для изготовления кассетных профилей следует применять сталь толщиной от 0,75 мм; для гофрированных профилей – от 0,6 мм.

Для изготовления профилей, применяемых в конструкциях каркасно-обшивных стен, следует применять сталь толщиной от 0,7 мм.

Для изготовления профилей несущих конструктивных элементов следует применять сталь толщиной от 0,6 мм с цинковым покрытием класса ниже 275 при соблюдении требований раздела 13.

Применение листового проката нормальной и повышенной точности по толщине (АТ и БТ) разрешается только в случае учета минусового допуска на толщину листовой заготовки в соответствии с 7.1.5. При применении проката высокой точности по толщине (ВТ) минусовой допуск на толщину листовой заготовки допускается не учитывать.

6.3 При применении стального тонколистового проката с алюмоцинковым покрытием, а также цинкалюминиевыми и цинкалюмомагниевыми покрытиями классы покрытий должны обеспечивать необходимую коррозионную стойкость.

6.4 Для дополнительного усиления антикоррозионной защиты следует применять холодногнутые профили и гофрированные листы, изготовленные из холоднокатаного горячеоцинкованного проката, с полимерным покрытием по ГОСТ 34180.



6.5 Расчетные сопротивления холодногнутых профилей и гофрированных листов для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 6.1, где нормативные сопротивления  $R_{yn}$  и  $R_{un}$  следует принимать согласно ГОСТ 14918 и таблице 6.2.

Значения коэффициента надежности по материалу принимают равными  $\gamma_m = 1,025$  – для проката с пределом текучести до  $350 \text{ Н/мм}^2$  и  $\gamma_m = 1,05$  – для проката с пределом текучести  $350 \text{ Н/мм}^2$  и выше.

Таблица 6.1

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление проката
Растяжение, сжатие, изгиб	$R_y = R_{yn}/\gamma_m$
Сдвиг <sup>1)</sup>	$R_s = 0,58R_{yn}/\gamma_m$
Смятие при плотном касании	$R_{lp} = 0,5R_{un}/\gamma_m$
<sup>1)</sup> Расчетное сопротивление при сдвиге с учетом потери устойчивости стенки профиля определяют по формулам таблицы 8.6.	

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе холоднокатаного листового проката приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2

Нормативный документ	Марка стали заготовки/ группа	Нормативное сопротивление, $\text{Н/мм}^2$		Расчетное сопротивление, $\text{Н/мм}^2$			Относительное удлинение, %
		$R_{yn}$	$R_{un}$	$R_y$	$R_s$	$R_{lp}$	$\delta_4$
ГОСТ 14918	220	220	300	215	125	145	20
	250	250	330	245	140	160	19
	280	280	360	270	155	175	18
	320	320	390	310	180	190	17
	350	350	420	330	190	200	16
	390	390	450	370	215	210	15
	420	420	480	400	230	225	14
	450	450	510	425	245	240	13
Пр и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений $R_y$ , $R_s$ , $R_{lp}$ получены по формулам, приведенным в таблице 6.1, с округлением до $5 \text{ Н/мм}^2$ .							

6.6 Для вспомогательных деталей (фасонки, крепежные элементы, опорные плиты и пр.) следует применять стали не ниже класса прочности С255 по ГОСТ 27772.

6.7 Соединения элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей выполняют на болтах, на самонарезающих и самосверлящих винтах, на «слепых» заклепках и дюбелях, с помощью сварных соединений.

6.8 Общие технические условия на самонарезающие и самосверлящие винты определены в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

Технические условия на «слепые» заклепки определены в ГОСТ Р ИСО 14589, ГОСТ 12638.

Технические условия на болты и шпильки определены в ГОСТ 7796, ГОСТ 7798, ГОСТ 1759.0, ГОСТ 7805, ГОСТ ISO 898-1.

Технические условия на гайки определены в ГОСТ 5915, ГОСТ 5927, ГОСТ ISO 4032.

6.9 Нормативные значения несущей способности самонарезающих и самосверлящих винтов, «слепых» заклепок и дюбелей на срез и разрыв (растяжение) тела метиза следует принимать в соответствии с действующими нормативными документами. Расчет несущей способности соединений на метизах выполняют в соответствии с 11.1.

6.10 Применение конструкций для неотапливаемых зданий и сооружений, а также конструкций отапливаемых зданий и сооружений, контактирующих с наружной средой в районах с расчетными температурами ниже минус 45 °С, изготовленных из тонкостенных профилей с использованием сталей марок 220-450 по ГОСТ 14918, следует ограничивать районом размещения и расчетной температурой испытаний в соответствии с данными таблицы 6.3.

П р и м е ч а н и е – За расчетную температуру в районе строительства принимают температуру наружного воздуха наиболее холодных суток, устанавливаемую с обеспеченностью 0,98 и определяемую по СНиП КР 23-02.

Таблица 6.3 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката и ограничения по расчетным температурам местности при применении проката

Район Размещения с расчетной температу- рой, °С	Нормируемые показатели	Нормативный предел текучести стали, Н/мм <sup>2</sup>								
		220 ≤ R <sub>yn</sub> ≤ 390			390 ≤ R <sub>yn</sub> ≤ 420			420 ≤ R <sub>yn</sub> ≤ 450		
		Толщина проката, мм								
		≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0	≤ 1,5	> 1,5 ≤ 2,0	> 2,0 ≤ 4,0
−45 > t	Нормативное значение ударной вязкости KCV, Дж/см <sup>2</sup>	24 <sup>1)</sup>	34	34	24 <sup>1)</sup>	34	34	24 <sup>1)</sup>	34	34
	Температура проведения испытаний, °С	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40	−40

<sup>1)</sup>При условии, что доля вязкой составляющей в изломе – не менее 85 %.

6.11 Стали конструкций для отапливаемых зданий и сооружений, находящихся в смонтированном состоянии без подачи тепла при расчетных температурах ниже минус 45° С, должны соответствовать требованиям 6.10 и таблицы 6.3.

6.12 При определении доли вязкой составляющей, учитывая слабо различающиеся при визуальном наблюдении поверхности изломов образцов в условиях смешанного механизма разрушения (хрупкий плюс вязкий), следует использовать увеличительные приборы с подсветкой с 10-кратным увеличением и более.

6.13 Методика отбора образцов, воспроизводящих величину наклепа в зонахгиба, и методика проведения испытаний образцов приведены в приложении А.

6.14 Требования к сварным соединениям и сварочным материалам должны соответствовать СН КР 53-01 и 11.3-11.5. При выборе электродов необходимо учитывать, что значения механических характеристик металла шва должны быть эквивалентны или выше, чем для основного металла.

**П р и м е ч а н и е** – Сварные соединения следует выполнять в заводских условиях с последующей защитой зоны шва от воздействия коррозии.

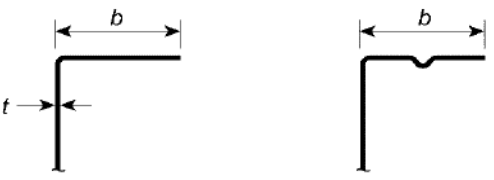
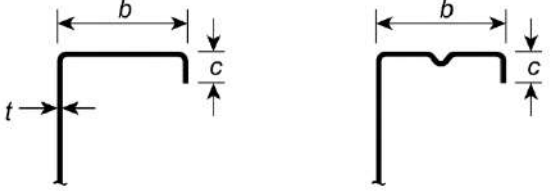
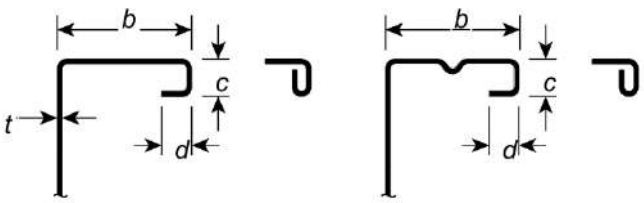
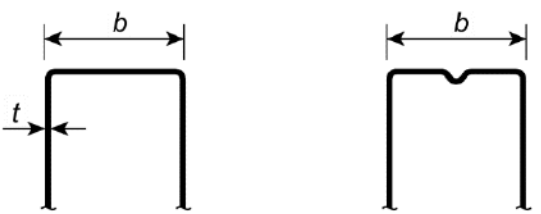
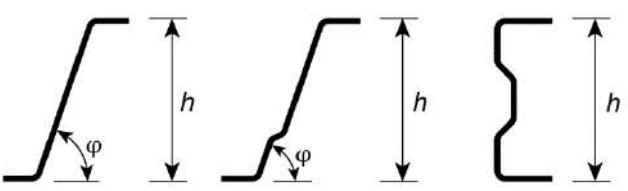
6.15 Использование в неотапливаемых зданиях и сооружениях конструкций из стальных тонкостенных профилей с соединениями электродуговой и контактной сваркой при расчетной температуре ниже минус 45° С, а также в отапливаемых зданиях и сооружениях, находящихся в смонтированном состоянии без подачи тепла при расчетных температурах ниже минус 45° С, не допускается.

## **7 Расчет тонкостенных профилей с учетом потери местной устойчивости**

### **7.1 Основные требования к сечениям профилей**

7.1.1 В настоящем разделе приведены общие требования к сечениям тонкостенных профилей, образованных пластинами с продольными краевыми и промежуточными элементами жесткости и без них. Требования по проектированию и расчету отдельных видов конструкций приведены в приложении Б. Требования настоящих строительных правил не распространяются на поперечные сечения, отношения ширины и высоты которых к их толщине выходят за пределы, указанные в таблице 7.1.

Таблица 7.1 – Максимальные значения отношений ширины и высоты элементов сечения к толщине

Элементы поперечного сечения	Максимальное значение
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
	$b/t \leq 300$
	$h/t \leq 300$ $h/t \leq 300 \sin \varphi$ $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$

7.1.2 Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элемента жесткости его размеры должны быть в следующих пределах:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,5, \quad (7.1)$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,25, \quad (7.2)$$

где размеры  $b$ ,  $c$ ,  $d$  – в соответствии с таблицей 7.1. Если  $c/b < 0,2$  или  $d/b < 0,1$ , то отгиб не учитывают ( $c = 0$  или  $d = 0$ ).

## П р и м е ч а н и я

1 Если геометрические характеристики эффективного поперечного сечения определены испытаниями или расчетами, то эти ограничения не учитывают.

2 Размер отгиба  $c$  измеряют перпендикулярно полке, даже если он расположен под другим углом по отношению к ней.

7.1.3 Общие размеры холодноформованных элементов (ширина  $b$ , высота  $h$ , внутренний радиусгиба  $r$  и другие размеры) необходимо измерять по поверхности профиля (см. таблицу 7.1 и рисунок 7.1)

7.1.4 Проектирование несущих конструкций зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей проводят согласно требованиям раздела 5.

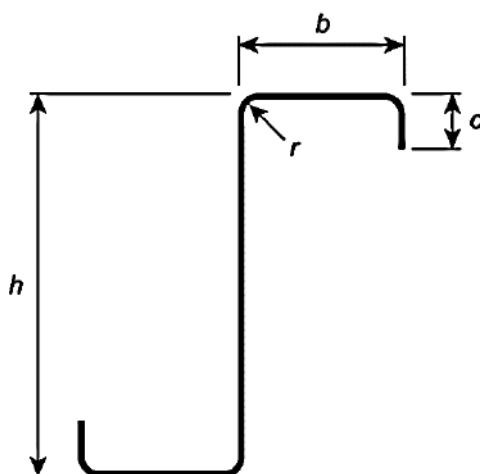


Рисунок 7.1 – Пример обозначения размеров S-образного сечения

В расчетах следует принимать следующие обозначения осей в сечении элементов профиля, как это показано на рисунке 7.2. Для профилированных листов и кассетных профилей используют следующие обозначения осей:  $x-x$  – ось параллельна плоскости листа;  $y-y$  – ось перпендикулярна плоскости листа.

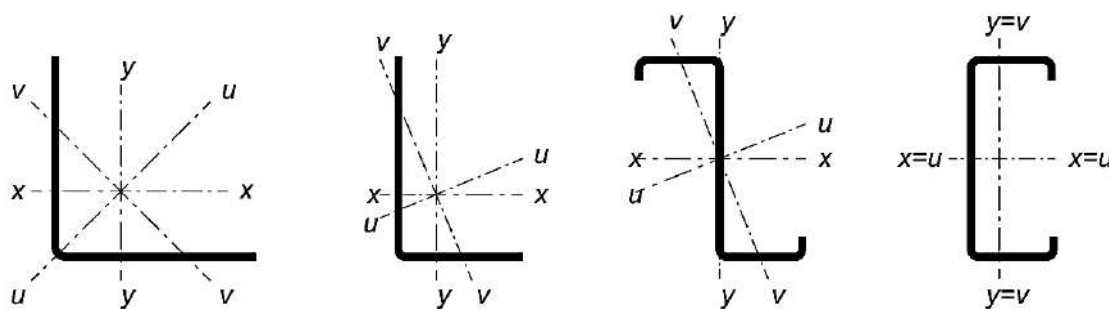


Рисунок 7.2 – Обозначения осей

7.1.5 Расчетную толщину  $t$  следует принимать с учетом скорректированной толщины  $t_{cor}$ , при этом:

$$t = t_{cot} \quad \text{ - при предельном допуске } t_g \leq 5 \% \text{ толщины листа;} \quad (7.3)$$

$$t = t_{cot} \frac{100 - t_g}{95} \quad \text{ - при предельном допуске } t_g > 5 \% \text{ толщины листа,} \quad (7.4)$$

$$\text{где } t_{cor} = t \cdot t_{m.p}; \quad (7.5)$$

$t_g$  – минусовой допуск по толщине проката, %;

$t_{nom}$  – номинальная толщина;

$t_{m.p}$  – толщина металлического покрытия.

Примечание – Для цинкового покрытия класса 275  $t_{m.p} = 0,04$  мм.

7.1.6 Значения толщин листов должны находиться в пределах:

$0,6 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ мм}$  – для изготовления профилей, накладок и стыков.

Может быть использован материал большей или меньшей толщины при условии, что несущая способность элемента определена по расчету, основанному на испытаниях.

## 7.2 Расчет конструкций из тонкостенных профилей

7.2.1 В тонкостенных металлических конструкциях допускается потеря местной устойчивости сжатых элементов, составляющих поперечное сечение конструктивного элемента (например, стенки и полки С-образного либо двутаврового профиля) при условии обеспечения общей несущей способности конструктивного элемента.

7.2.2 Потерю местной устойчивости элемента учитывают в расчете путем введения редуцирования геометрических характеристик поперечного сечения: площади поперечного сечения  $A_{ef}$ ,  $b_{ef}$ ,  $t_{ef}$ , момента сопротивления  $W_{ef}$  и момента инерции  $I_{ef}$ . Методика определения редуцированных характеристик приведена в 7.3.

7.2.3 Для каждого типа конструктивных элементов необходимо выполнять проверку несущей способности с учетом редуцированных характеристик по первой и второй группам предельных состояний. Проверку несущей способности сжатого элемента сечения в общем виде следует проводить по формуле

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c R_n G_{ef}} \leq 1 \quad (7.6)$$

где  $F$  – максимальный расчетный силовой фактор в элементе от невыгодных сочетаний нагрузок и воздействий;

$G_{ef}$  – редуцированный геометрический параметр поперечного сечения стержня для этого сочетания нагрузок и воздействий.

Примечание – При вычислении силового фактора  $F$  должен быть учтен  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности зданий и сооружений.

Проверку по второй группе предельных состояний следует выполнять от воздействия на конструкцию нормативных нагрузок с учетом редукиции сечения по формуле

$$f \leq f_u, \quad (7.7)$$

где  $f$  – прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;

$f_u$  – предельный прогиб (выгиб) или перемещение элементов конструкций по СНиП 2.01.07.

7.2.4 При определении геометрических характеристик сечения профилей следует отдавать предпочтение приближенному способу, без учета радиусов закругления в углах профилей. Влияние радиусов угловгиба на несущую способность сечения допускается не учитывать, если внутренний радиус  $r \leq 5t$  и  $r \leq 0,10b_p$ . В этом случае поперечное сечение можно считать состоящим из плоских элементов, состыкованных под углом (в соответствии с рисунком 7.3, приняв  $b_p$  для всех плоских элементов, включая плоские растянутые элементы). При определении характеристик жесткости поперечного сечения следует учитывать влияние угловгиба.

7.2.5 Размеры теоретической ширины  $b_p$  и высоты  $h_w$  плоских участков поперечных сечений профилей с учетом угловгиба следует измерять от средних точек соседних угловых элементов, как показано на рисунке 7.3.

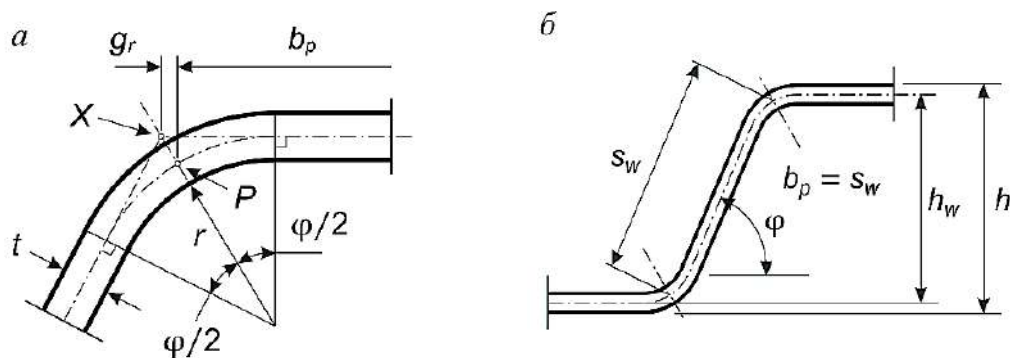
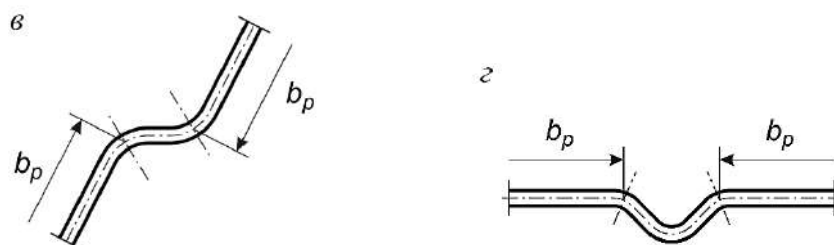
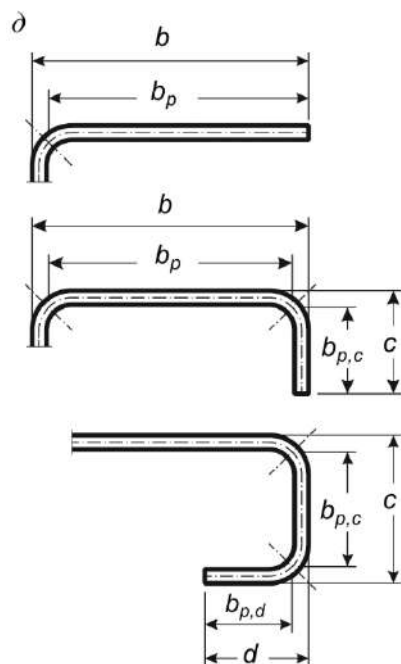


Рисунок 7.3, лист 1 – Теоретическая ширина  $b_p$  плоских участков поперечного сечения, примыкающего к углу





$a$  - средняя точка угла илигиба;  $b$  - теоретическая ширина  $b_p$  плоской части стенки ( $b_p =$  наклонная высота  $s_w$ );  $b$  - теоретическая ширина  $b_p$  плоских частей, смежных с элементом жесткости на стенке;  $c$  - теоретическая ширина  $b_p$  плоских участков, смежных с элементом жесткости на полке;  $d$  - теоретическая ширина  $b_p$  для плоских частей полок;  $X$  - точка пересечения срединных линий плоских участков;  $P$  - точка пересечения биссектрисы угла  $\varphi$  со срединной линией поперечного сечения;  $g_r$  - уменьшенный радиус изгиба пластинки, вычисляемый по формуле

$$g_r = r_m \left( \operatorname{tg} \left( \frac{\varphi}{2} \right) - \sin \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right),$$

где  $r_m = r + \frac{t}{2}$  - радиус изгиба пластинки, определяемый по рисунку 7.3, а

Рисунок 7.3, лист 2

7.2.6 Влияние зонгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с сопряжениями под углом (см. рисунок 7.4), с использованием следующих приближенных формул:

$$A_g \approx A_{g,sh}(1 - \delta) \quad (7.8)$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1 - 2\delta) \quad (7.9)$$

$$I_\omega \approx I_{\omega,sh}(1 - 4\delta) \quad (7.10)$$

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^m b_{p,i}} \quad (7.11)$$

где  $A_g$  - полная площадь поперечного сечения;  
 $A_{g,sh}$  - значение  $A_g$  для сечения с острыми углами;  
 $b_{p,i}$  - теоретическая ширина плоского  $i$ -го элемента в сечении с острыми углами;  
 $I_g$  - момент инерции полного поперечного сечения;  
 $I_{g,sh}$  - значение  $I_g$  для сечения с острыми углами;  
 $I_\omega$  - секториальный момент инерции поперечного сечения;  
 $I_{\omega,sh}$  - значение  $I_\omega$  для сечения с острыми углами;  
 $\varphi_j$  - угол между двумя плоскими элементами;  
 $m$  - количество плоских элементов;  
 $n$  - количество криволинейных элементов;



$r_j$  – внутренний радиус криволинейного  $j$ -го элемента.

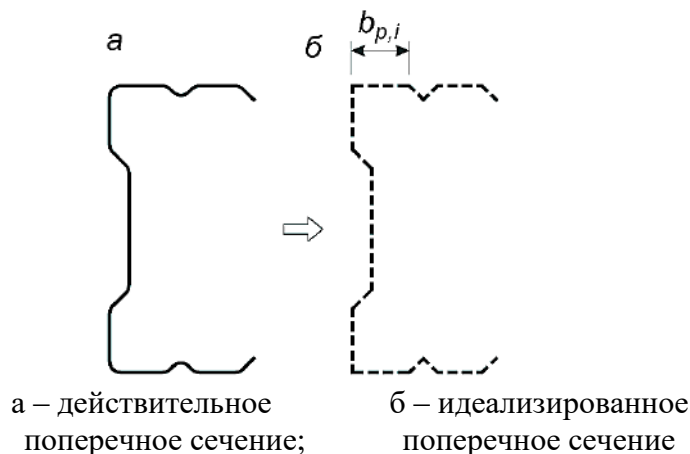


Рисунок 7.4 – Приближенные допущения для углов сгиба

7.2.7 Уменьшенные значения, определяемые по формулам (7.8) – (7.11), допускается также использоваться для расчета эффективных характеристик поперечного сечения  $A_{ef}$ ,  $I_{ef,x}$  и  $I_{ef,y}$ , если теоретическую ширину плоских элементов измеряют от точек пересечения их срединных линий.

7.2.8 Если внутренний радиус  $r > 0,04tE/R_{yn}$  то несущую способность поперечного сечения профиля рекомендуют определять испытаниями.

### 7.3 Расчет тонкостенных профилей с учетом закритической работы сжатых пластин

#### 7.3.1 Метод определения редуцированных геометрических характеристик поперечных сечений элементов

7.3.1.1 При определении несущей способности и жесткости холодногнутого элемента следует учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сжатой части поперечного сечения. Редуцированную площадь поперечного сечения тонкостенного конструктивного элемента (пластинки)  $A_{red}$  после потери местной устойчивости определяют по формуле

$$A_{red} = \rho \cdot A \quad (7.12)$$

7.3.1.2 Влияние искривления широкой сжатой полки на несущую способность не учитывают, если максимальная кривизна составляет менее 5 % от высоты поперечного сечения профиля. Если кривизна больше, то следует учитывать снижение несущей способности путем уменьшения свеса широких полок или путем учета возможного изгиба стенок.

Для поперечных сечений профилей и гофрированных листов влияние искривления широкой полки не учитывают, если выполняется условие  $b/t \leq 250h/b$  (см. рисунок 7.5).

П р и м е ч а н и я

1 Искривление широкой полки характеризуется внутренней кривизной в направлении к нейтральной оси и может происходить, например, в широких полках элемента, подверженного изгибу или в криволинейных балках, в которых полка находится в сжатой зоне поперечного сечения.

2 Учет влияния кривизны широкой полки для кассетных профилей приведен в 9.2.2.

7.3.1.3 Пример искривления сжатой и растянутой полки профиля с элементами жесткости и без них, прямолинейных до приложения нагрузки, показан на рисунке 7.5.

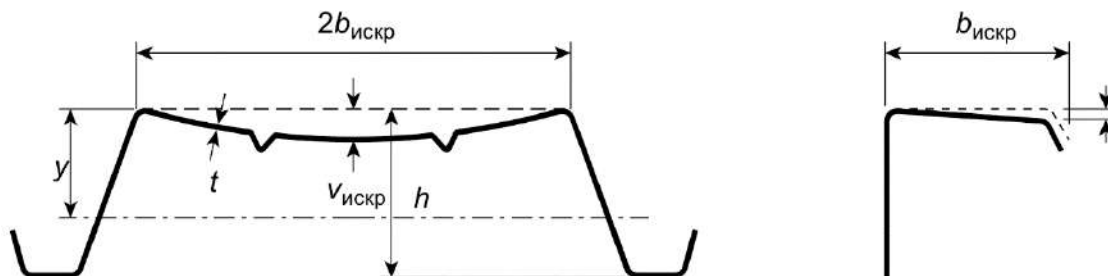


Рисунок 7.5 – Пример кривизны полки профиля, прямолинейного до приложения нагрузки

7.3.1.4 Кривизну сжатой полки (деформацию изгиба полки внутрь к нейтральной оси)  $v_{искр}$  вычисляют по формулам (7.13), (7.14). Расчет применим для сжатых и растянутых полок с продольными элементами жесткости и без них, но не применим для полок с близко расположенными поперечными элементами жесткости

$$v_{искр} = 2 \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 y} \quad (7.13)$$

- для криволинейной балки:

$$v_{искр} = \frac{\sigma_a^2 b_{искр}^4}{E^2 t^2 r} \quad (7.14)$$

где  $b_{искр}$  – половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечений или свес полки;

$r$  – радиус кривизны криволинейной балки;

$t$  – расчетная толщина;

$y$  – расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

$\sigma_a$  – напряжение в полке, рассчитанное при полном поперечном сечении.

**П р и м е ч а н и е** – Если напряжение  $\sigma_a$  рассчитано для эффективного поперечного сечения, то оно определяется умножением напряжения в эффективном поперечном сечении на отношение эффективной площади полки к полной площади полки.

7.3.1.5 При определении несущей способности и жесткости холодногнутых профилей следует учитывать влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения, как это показано для случаев, приведенных на рисунке 7.6.

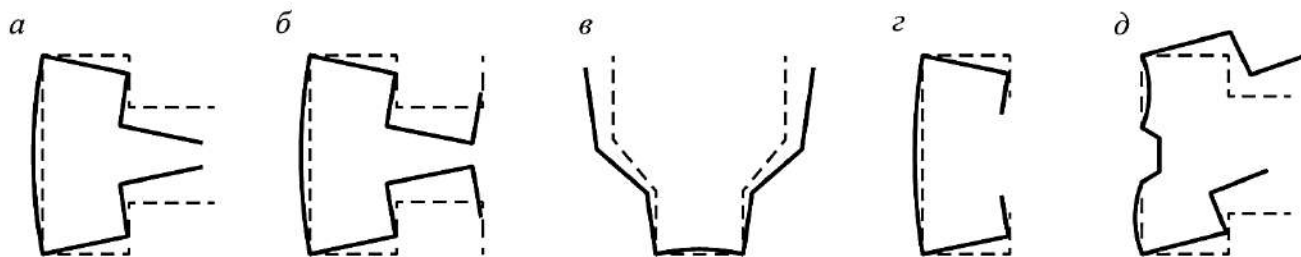


Рисунок 7.6 – Примеры потери устойчивости формы сечения

7.3.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на рисунке 7.6, а–д. В этих случаях влияние потери устойчивости формы сечения оценивается линейным или нелинейным расчетом на устойчивость численными методами или испытаниями коротких стоек. Упрощенный способ линейного расчета приведен в 7.3.2 и 7.3.3.

7.3.1.7 При постоянной толщине редуцируемого элемента редукция ведется за счет изменения ширины пластинки  $b_{ef} = \rho b$  или ее толщины  $t_{ef} = \rho t$ .

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепления на продольных кромках (например, стенка двутаврового или полка и стенка С-образного сечения), коэффициент редукции определяется по формулам (7.15), (7.16):

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,673; \quad (7.15)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \geq 0,673 \quad (7.16)$$

где  $(3 + \Psi) \geq 0$ .

Для гладких пластин, с закреплением по одной продольной кромке, коэффициент редукции  $\rho$  определяется по формулам (7.17)–(7.19):

$$\rho = 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \leq 0,748; \quad (7.17)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \geq 0,748 \quad (7.18)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}}. \quad (7.19)$$

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепления по двум продольным кромкам (например, стенки и полки С-образного сечения) или закрепленных по одной стороне (например, полки швеллеров или уголков), коэффициент редукции определяют в зависимости от критического напряжения потери пластины  $\sigma_{cr}$

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{n^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) b^2} \quad (7.20)$$

где  $k_{\sigma}$  – коэффициент, зависящий от граничных условий и характера напряжений в пластинке (приведен в таблицах 7.2 и 7.3);

$b$  – ширина пластинки, принимаемая равной соответствующей теоретической ширине ( $b_p$ ,  $b_{p,c}$ ,  $b_{p,d}$  или  $s_w$  – см. рисунок 7.3);

$t$  – расчетная толщина пластинки, принимаемая в соответствии с 7.1.5;

$\nu$  – коэффициент Пуассона (для стали  $\nu = 0,3$ ).

Для стальной пластинки формула для  $\bar{\lambda}_p$  приводится к виду:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}} \quad (7.21)$$

$$\text{где } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}} \quad (7.22)$$

Для изгибаемых элементов при условии  $\sigma_{\text{растяжения}} = \sigma_{\text{max}} = R_y$  и  $\sigma_{\text{сжатия}} < R_y$  (максимальное напряжение на крайнем растянутом волокне принято равным расчетному сопротивлению, а напряжение на крайнем сжатом волокне меньше расчетного сопротивления) коэффициент редукции  $\rho$  допускается определять по формулам (7.15)–(7.18) с заменой  $\bar{\lambda}_p$  на  $\bar{\lambda}_{p,c}$  определяемой по формуле (7.25). При этом эффективное поперечное сечение рассматриваемого профиля следует определять итерационным методом, в котором соотношение напряжений в сечении определяется поэтапно для эффективного сечения, полученного на предыдущей итерации. Итерации начинают с полного сечения профиля и заканчивают, когда геометрические характеристики эффективного сечения на предыдущей и последующей итерациях отличаются друг от друга незначительно (в пределах 1 % – 2 %).

7.3.1.8 В качестве альтернативы методу по 7.3.1.7 для определения эффективных площадей при уровне сжимающих напряжений ниже расчетного сопротивления применяют следующие формулы:

- для гладкой промежуточной сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,055(3 + \Psi)}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c}}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1 \quad (7.23)$$

- для гладкой выступающей сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа)

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_{p,c} - 0,188}{\bar{\lambda}_{p,c}^2} + 0,18 \frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{\bar{\lambda}_p - 0,6} \leq 1 \quad (7.24)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}} \quad (7.25)$$

$\sigma_{com}$  – реальные напряжения сжатия в редуцированном сечении пластины от нагрузки (принимают максимальное значение напряжения сжатия в пластине);

$\Psi$  – отношение меньшего напряжения к большему, сжатие считается положительным (см. таблицы 7.2 и 7.3).

При использовании данного метода эффективное поперечное сечение рассматриваемого профиля следует определять итерационным методом, в котором значения напряжений в точках сечения определяют поэтапно для эффективного сечения, полученного на предыдущей итерации. Итерации начинают с полного сечения профиля и заканчивают, когда геометрические характеристики эффективного сечения на предыдущей и последующей итерациях отличаются друг от друга незначительно (в пределах 1% – 2%).

7.3.1.9 Для определения геометрических характеристик эффективного сечения  $A_{ef}$ ,  $I_{ef}$ ,  $W_{ef}$  необходимо знать эффективную ширину  $b_{ef}$  и коэффициент  $k_\sigma$ , определяемые по формулам, приведенным в таблицах 7.2 и 7.3.

Таблица 7.2 – Значения коэффициентов  $k_\sigma$  для пластин с двумя закрепленными кромками

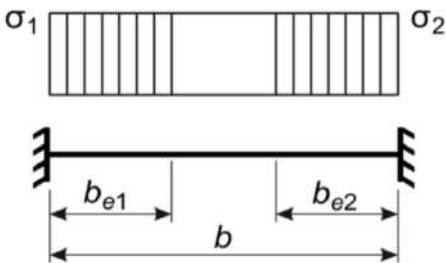
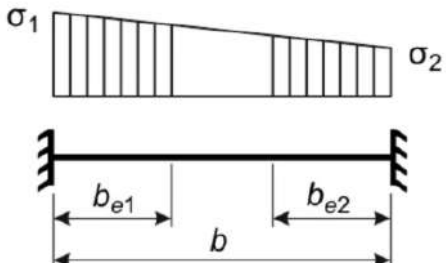
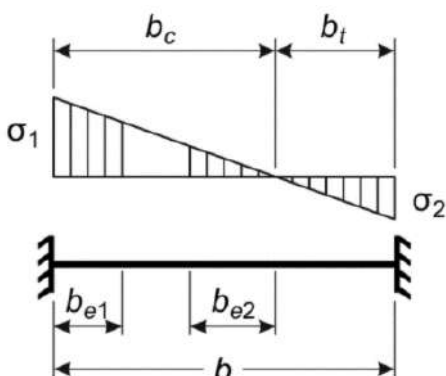
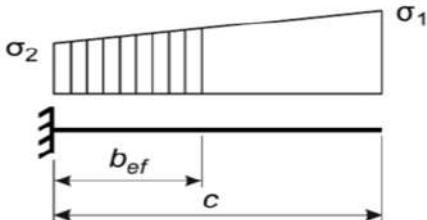
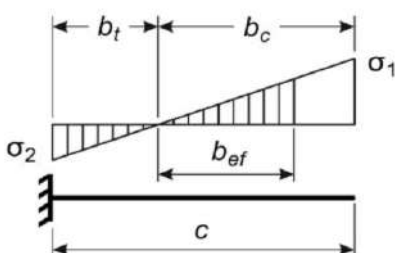
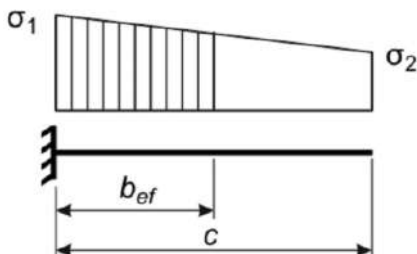
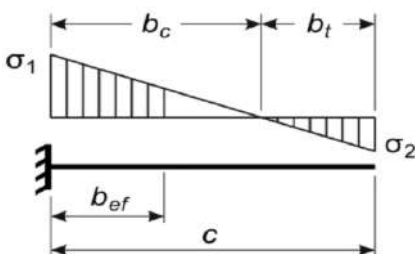
Распределение напряжений (сжатие положительно)				Эффективная ширина $b_{ef}$		
				$\psi = 1;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = 0,5 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,5 b_{ef}$		
				$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho b;$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef};$ $b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$		
				$\psi < 1;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho b}{(1 - \psi)};$ $b_{e1} = 0,4 b_{ef};$ $b_{e2} = 0,6 b_{ef}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1^*$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > 1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знака) согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.3 (сжатие считается положительным).						

Таблица 7.3 – Значения коэффициентов  $k_\sigma$  для пластин с одной закрепленной кромкой

Распределение напряжений (сжатие положительно)			Эффективная ширина $b_{ef}$		
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0;$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	$1$	$0$	$-1$	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициенты $k_\sigma$	$0,43$	$0,57$	$0,85$	$0,57-0,21\psi+0,07\psi^2$	
			$1 > \psi > 0;$ $b_{ef} = \rho c$		
			$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \frac{\rho c}{(1 - \psi)}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1^*$	$1$	$1 > \psi > 0$	$0$	$1 > \psi > -1$	$-1$
Коэффициенты $k_\sigma$	$0,43$	$0,578/(\psi+0,34)$	$1,70$	$1,7-5\psi+17,1\psi^2$	$23,8$
* $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знака) согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.2 (сжатие считается положительным).					

### 7.3.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости

7.3.2.1 Для повышения жесткости и несущей способности пластин, составляющих поперечное сечение профилей, их усиливают промежуточными и краевыми элементами жесткости (см. рисунок 7.7).

7.3.2.2 Жесткость упругоподатливых связей, накладываемых на пластину элементами жесткости, должна учитываться приложением погонной единичной нагрузки  $u$ , как показано на рисунке 7.7. Жесткость связей  $K$  на единицу длины вычисляют по формуле

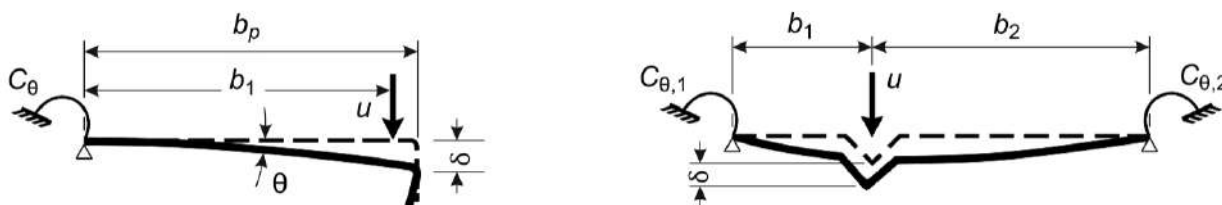
$$K = u/\delta, \quad (7.26)$$

где  $\delta$  – перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки  $u$ , действующей в центре тяжести  $b_1$  эффективной части поперечного сечения элемента жесткости на единицу длины профиля.

Для краевого элемента жесткости перемещение  $\delta$  определяют по формуле

$$\delta = \theta b_p + \frac{ub_p^3}{3} \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3} \quad (7.27)$$

7.3.2.3 Поперечное сечение краевого отгиба состоит из вертикального и горизонтального элементов жесткости  $c$  и  $d$ , как показано на рисунке 7.8, плюс примыкающая эффективная часть  $b_{e2}$  плоского участка подкрепляемой пластинки  $b_p$ .



а) Фактическая схема



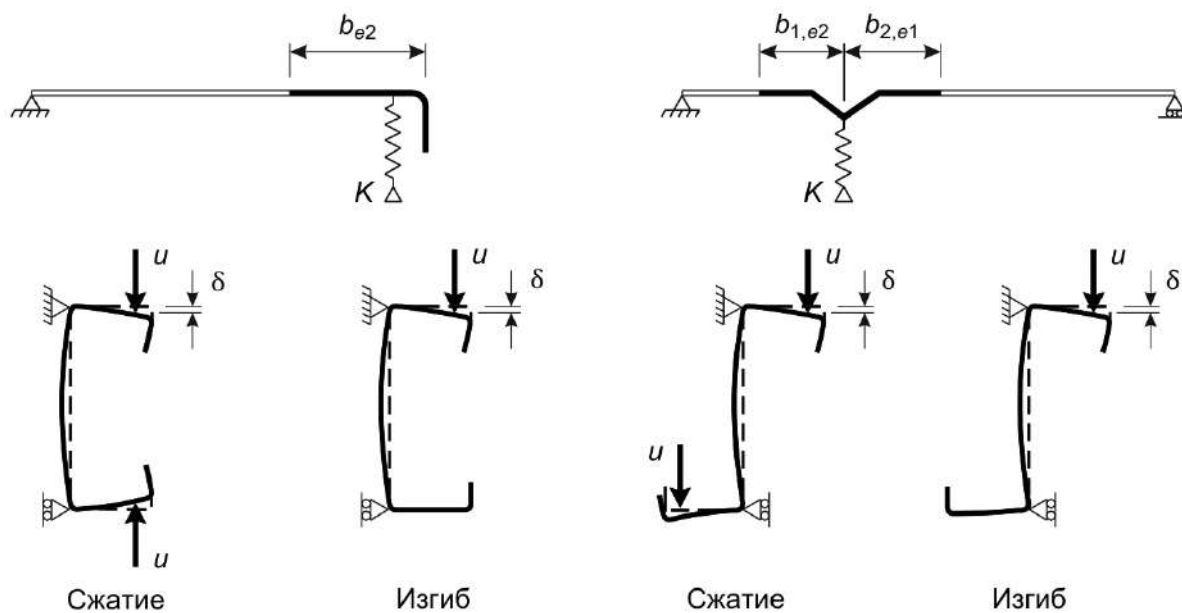


Рисунок 7.7 – Схемы к определению жесткости связей

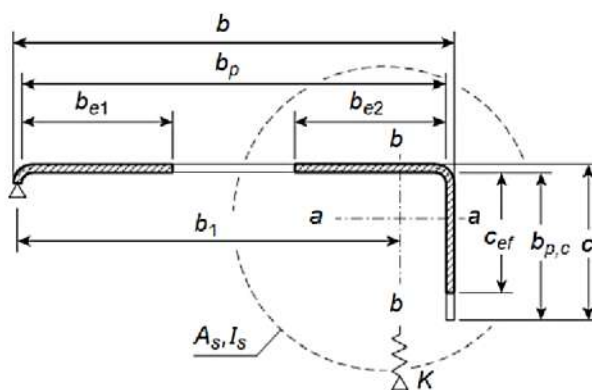
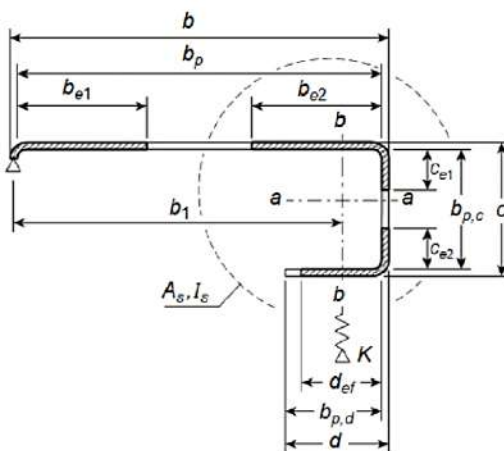
а) Одинарный краевой отгиб ( $b/t \leq 60$ )б) Двойной краевой отгиб ( $b/t \leq 90$ )

Рисунок 7.8 – Краевые отгибы

7.3.2.4 Расчет краевых отгибов полок С- и Z-образных и подобных им сечений профилей, состоящих из стенки и верхней и нижней полок, должен начинаться с определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов, параметры  $s$  и  $d$  определяют по 7.3.1.

Начальное эффективное сечение сжатой полки, определяется в предположении, что жесткость, накладываемая краевым отгибом на полку,  $K = \infty$  и напряжение равно  $R_y$ .

7.3.2.5 Начальные значения эффективной ширины  $b_{e1}$  и  $b_{e2}$ , приведенные на рисунках 7.7, 7.8, определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с допущением, что плоский элемент  $b_p$  оперт по двум сторонам.

7.3.2.6 Начальное значение эффективной ширины  $c_{ef}$ , приведенное на рисунке 7.8, необходимо определять следующим образом:

1) для одинарного краевого отгиба

$$c_{ef} = \rho b_{p,c} \quad (7.28)$$

где  $\rho$  определяют с учетом коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$ :

$$k_\sigma = 0,5, \text{ если } b_{p,c}/b_p \leq 0,35 \quad (7.29)$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2}, \quad 0,60 \quad \text{если} \quad 0,35 \leq b_{p,c}/b_p \leq \quad (7.30)$$

2) для двойного краевого отгиба

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}$$

где  $\rho$  определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с учетом коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$ , как для пластины, опертой по двум сторонам;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d} \quad (7.31)$$

где  $\rho$  определяют по 7.3.1.7 или 7.3.1.8 с учетом коэффициента потери устойчивости  $k_\sigma$ , как для пластины, имеющей закрепление на одной кромке.

Площадь начального расчетного поперечного сечения  $A_s$  краевого отгиба определяют по формулам

$$A_s = t(b_{e2} + c_{ef}) \quad (7.24)$$

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}) \quad (7.25)$$

При необходимости (см. 7.2.4–7.2.6) учитывают закругления.

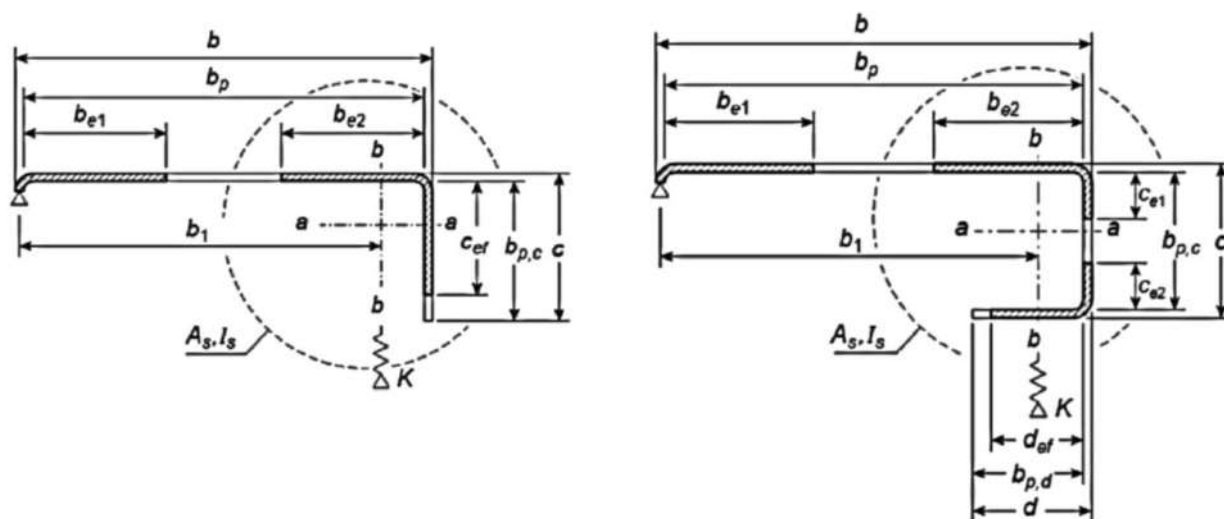
а) одинарный краевой отгиб ( $b/t \leq 60$ );б) двойной краевой отгиб ( $b/t \leq 90$ )

Рисунок 7.8 – Краевые отгибы

7.3.2.7 Коэффициент снижения несущей способности  $\chi_d$  вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) определяют в зависимости от значения  $\sigma_{cr,s}$ . Критическое напряжение потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии  $\sigma_{cr,s}$  определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s} \quad (7.34)$$

где  $K_1$  – жесткость упругоподатливой связи;

$I_s$  – момент инерции начального расчетного сечения краевого элемента жесткости относительно оси  $a-a$  (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.8;

$A_s$  – площадь начального расчетного сечения краевого элемента жесткости (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.8.

7.3.2.8 Для краевых элементов жесткости выражение жесткости связи  $K_1$  для сжатой полки вычисляют по формуле

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 h_w k_f b_1 b_2} \quad (7.35)$$

где  $b_1$  – расстояние от центральной оси стенки до центра тяжести начального расчетного сечения краевого отгиба (включая устойчивую часть  $b_{e2}$  полки) на полке 1 (см. рисунок 7.8);

$b_2$  – расстояние от центральной оси стенки до центра тяжести начального расчетного сечения краевого отгиба (включая устойчивую часть полки) на полке 2;

$h_w$  – высота стенки между серединными линиями полок;

$k_f = 0$  – если полка 2 растянута (т.е. для элемента, изгибаемого относительно оси  $x-x$ );

$k_f = 1$  – для сжатого симметричного сечения;

$k_f = A_{s2}/A_{s1}$  – если полка 2 сжата (для сжатого несимметричного сечения);

$A_{s1}$  и  $A_{s2}$  – площади начальных расчетных сечений краевых отгибов для полок 1 и 2 соответственно (рисунок 7.8).

Примечание – За полку 1 принимается та полка, для которой определяется жесткость упругоподатливой связи  $K_1$ .

Для промежуточного элемента жесткости перемещение  $\delta$  определяют по формуле

$$\delta = \frac{ub_1^2b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \frac{12(1 - \nu^2)}{Et^3} \quad (7.36)$$

7.3.2.9 Коэффициент снижения несущей способности  $\chi_d$  вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости следует определять с учетом условной гибкости  $\bar{\lambda}_d$  по формулам (7.37)–(7.39):

$$\chi_d = 1,0 \text{ если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (7.37)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \text{ если } 0,65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1,38 \quad (7.38)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \text{ если } \bar{\lambda}_d \geq 1,3; \quad (7.39)$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}} \quad (7.40)$$

$\sigma_{cr,s}$  – критическое напряжение потери устойчивости в упругой стадии для краевых и промежуточных элементов жесткости, определяемое по 7.3.2.7 или 7.3.3.5 соответственно.

Критическое напряжение элемента жесткости допускается определять на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

7.3.2.10 Эффективную площадь сечения элемента жесткости  $A_{s,red}$  с учетом плоской формы потери устойчивости определяют по формуле

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s \quad (7.41)$$

где  $\sigma_{com,s}$  – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

7.3.2.11 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективная площадь  $A_{s,red}$  должна быть определена с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ . При этом уменьшенную толщину  $t_{red}$  определяют по формулам (7.42)–(7.44):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s} \quad (7.42)$$

$$t_{red} = \chi_d t \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y \quad (7.43)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y \quad (7.44)$$

7.3.2.12 Последовательность проведения расчета полок тонкостенных профилей с элементами жесткости в виде краевых отгибов приведена в приложении В.

### 7.3.3 Сжатые пластины с промежуточными элементами жесткости

7.3.3.1 Промежуточные элементы жесткости устанавливают в пластинах, закрепленных по двум продольным сторонам. В поперечное сечение промежуточного элемента жесткости включают сам элемент жесткости и примыкающие к нему участки эффективных ( $b_{1,e2}$  и  $b_{2,e1}$ ) частей пластин  $b_{p,1}$  и  $b_{p,2}$ , показанных на рисунке 7.9.

7.3.3.2 При расчете промежуточного элемента жесткости определяют начальное расчетное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины пластин, примыкающих к нему, определяемой с учетом того, что элемент жесткости обеспечивает полное защемление  $K = \infty$  и напряжение в нем равно  $R_y$ .

7.3.3.3 Начальные значения эффективной ширины  $b_{1,e2}$  и  $b_{2,e1}$ , показанные на рисунке 7.9, следует определять с допущением, что плоские элементы  $b_{p,1}$  и  $b_{p,2}$  оперты по двум сторонам (см. таблицу 7.2).

7.3.3.4 Площадь начального расчетного поперечного сечения  $A_s$  промежуточного элемента жесткости определяют по формуле

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s) \quad (7.45)$$

где  $b_s$  – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (рисунок 7.9).

П р и м е ч а н и е – При необходимости (см. 7.2.4–7.2.6) учитывают закругления.

7.3.3.5 Критическое напряжение потери устойчивости промежуточного элемента жесткости  $\sigma_{cr,s}$  определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (7.46)$$

где  $K$  – жесткость упругоподатливой связи;

$I_s$  – момент инерции начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости относительно оси  $a-a$  (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.9;

$A_s$  – площадь начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости (включая примыкающие к нему устойчивые участки пластин) – рисунок 7.9.

Для промежуточного элемента жесткости значения коэффициента  $K$  вычисляют по формуле

$$K = \frac{(b_1 + b_2)Et^3}{4b_1^2b_2^2(1 - \nu^2)} \quad (7.47)$$

Критическое напряжение потери устойчивости элемента жесткости  $\sigma_{cr,s}$  допускается определять на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

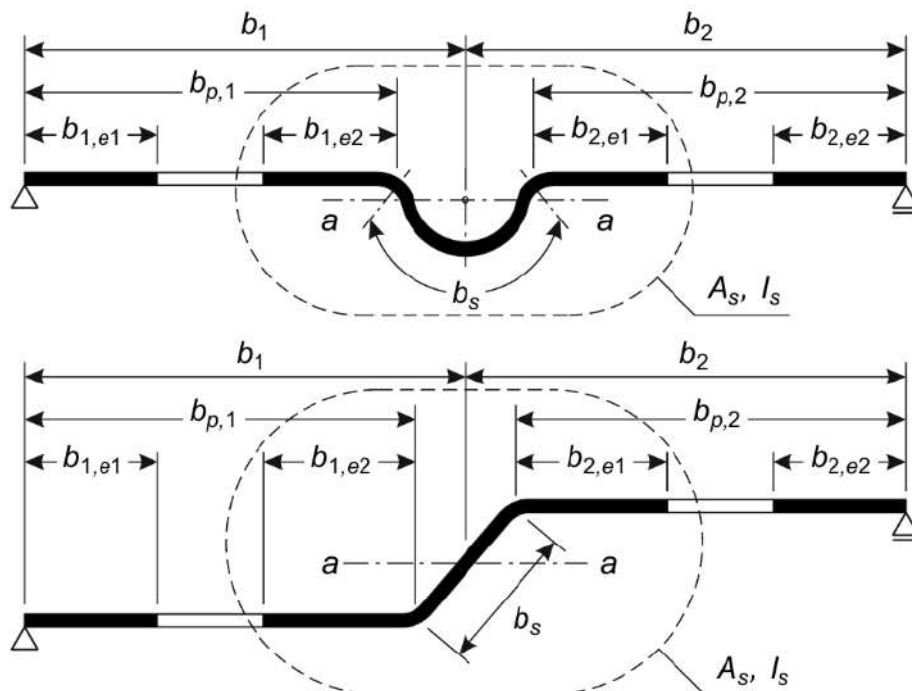


Рисунок 7.9 – Промежуточные элементы жесткости

7.3.3.6 Коэффициент снижения несущей способности  $\chi_d$  вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости

промежуточного элемента жесткости) определяют в зависимости от значения  $\sigma_{cr,s}$  (см. 7.3.2.9).

7.3.3.7 Эффективную площадь элемента жесткости  $A_{s,red}$ , вызванную потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элемента жесткости), определяют по 7.3.2.10 и формуле (7.41).

7.3.3.8 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения промежуточного элемента жесткости эффективную площадь  $A_{s,red}$  следует определять с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_s$  по 7.3.2.11 и формулам (7.42)–(7.44).

7.3.3.9 Последовательность проведения расчета промежуточных элементов жесткости тонкостенных профилей приведена в приложении В.

## 7.4 Трапецевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости


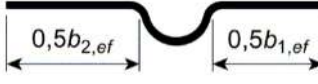

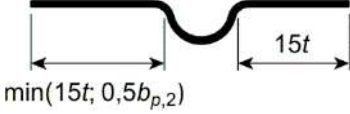
### 7.4.1 Общие положения

Требования настоящего подраздела распространяются на трапецевидные гофрированные листы с полками и стенками, имеющими промежуточные элементы жесткости.

### 7.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости

7.4.2.1 Элементы жесткости в виде полукруглых или треугольных канавок включают в себя сам элемент жесткости и примыкающие к нему устойчивые участки  $b_{ef}$  ( $b_{1,ef}$ ,  $b_{2,ef}$ ) плоских участков полки  $b_p$  ( $b_{p,1}$ ,  $b_{p,2}$ ), как показано в таблице 7.4 и на рисунке 7.10.

Таблица 7.4 – Размеры плоских устойчивых участков полок, включенны в элемент жесткости

Поперечное сечение	С одним элементом жесткости	С двумя элементами жесткости
Для определения площади элемента жесткости $A_s$		
Для определения момента инерции элемента жесткости $I_s$		

7.4.2.2 При одном центральном элементе жесткости полки гофрированного профиля критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в упругой стадии определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p + 3b_s)}} \quad (7.48)$$

где  $b_p$  – теоретическая ширина плоского элемента, показанная на рисунке 7.10;  
 $b_s$  – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (рисунок 7.10);

$A_s$  и  $I_s$  – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с таблицей 7.4.

7.4.2.3 При двух симметрично расположенных элементах жесткости полки критическое напряжение  $\sigma_{cr,s}$  потери устойчивости в пределах упругости определяют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}} \quad (7.49)$$

где  $b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s$ ; (7.50)

$b_1 = b_{p,1} + 0,5b_r$  (7.51)

здесь  $b_{p,1}$  – теоретическая ширина крайнего плоского элемента (рисунок 7.10);

$b_{p,2}$  – теоретическая ширина среднего плоского элемента (рисунок 7.10);

$b_r$  – общая ширина элемента жесткости (рисунок 7.10);

$A_s$  и  $I_s$  – площадь поперечного сечения и момент инерции поперечного сечения элемента жесткости в соответствии с таблицей 7.4.

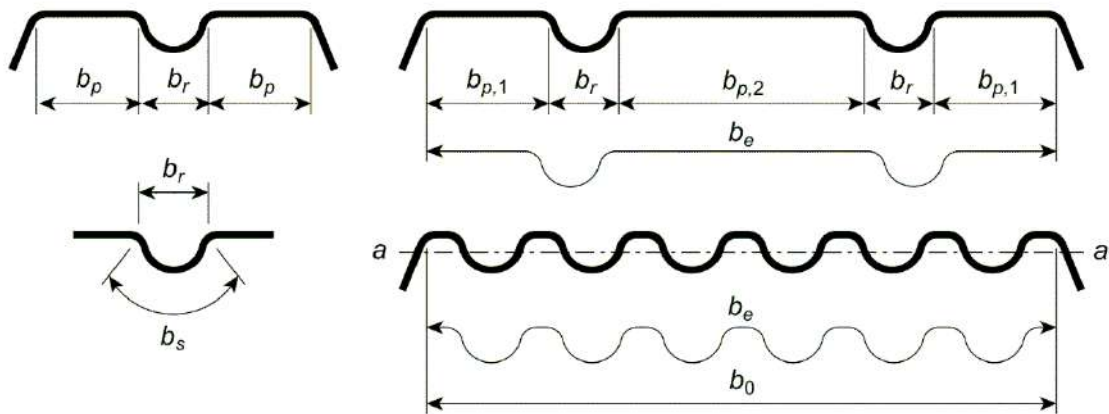


Рисунок 7.10 – Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости

7.4.2.4 Для нескольких элементов жесткости на полке (трех или более одинаковых) эффективную площадь всей полки  $A_{ef}$  вычисляют по формуле

$$A_{ef} = \rho b_e t \quad (7.52)$$



где  $\rho$  – понижающий коэффициент, соответствующий условной гибкости  $\bar{\lambda}_p$ , основанной на критическом напряжении потери устойчивости в упругой стадии  $\sigma_{cr,s}$ , определяемом по формуле

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \sqrt{\frac{I_s t^3}{b_0^2 b_e^3}} + 3,6 \frac{Et^2}{b_0^2} \quad (7.53)$$

где  $I_s$  – суммарный момент инерции элементов жесткости относительно центральной оси  $a-a$  без учета слагаемого  $bt^3/12$ ;

$b_0$  – ширина полки в проекции (рисунок 7.10);

$b_e$  – развернутая ширина полки (рисунок 7.10).

#### П р и м е ч а н и я

1 Значение коэффициента  $\rho$  определяют по 7.3.1.7 и формулам (7.15)–(7.18) или по 7.3.1.8 и формулам (7.23), (7.24) при  $\psi = 1$ .

2 Значение условной гибкости  $\bar{\lambda}_d$  определяют по формуле (7.19) или (7.25). При этом вместо  $\sigma_{cr}$  принимают  $\sigma_{cr,s}$ , определяемое по формулам (7.48), (7.49) или (7.53).

7.4.2.5 Условную гибкость  $\bar{\lambda}_d$  и коэффициент снижения несущей способности вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости  $\chi_d$  следует определять по формулам (7.37)–(7.40).

7.4.2.6 Если сжатые части стенок поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  для элементов жесткости сжатых полок следует определять, используя  $\sigma_{cr,s}$ , определяемое по 7.4.2.2–7.4.2.4 и методику, приведенную в 7.3.2.9.

При усилении сжатых частей стенок элементами жесткости значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  для полок следует определять по методике, приведенной в 7.3.2.9, с учетом модифицированного критического напряжения  $\sigma_{cr,mod}$ , определяемого по 7.4.4.1.

7.4.2.7 Эффективную площадь элементов жесткости полки  $A_{s,red}$  определяют по формуле (7.41).

При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь элементов жесткости полки  $A_{s,red}$  следует определять с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ . Уменьшенную толщину элементов жесткости  $t_{red}$  определяют по формулам (7.42)–(7.44).

### 7.4.3 Стенки гофров с элементами жесткости в количестве не более двух

7.4.3.1 Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на рисунке 7.11, должно включать в себя:

- а) полосу шириной  $s_{ef,n}$ , примыкающую к сжатой полке;
- б) эффективную площадь  $A_{s,red}$  каждого из элементов жесткости на стенке при их количестве не более двух;

в) примыкающую к центральной оси эффективного сечения полосу шириной  $s_{ef,n}$ ;

г) растянутую часть стенки.

7.4.3.2 Площадь начального расчетного сечения элементов жесткости необходимо определять следующим образом:

- для одного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке:

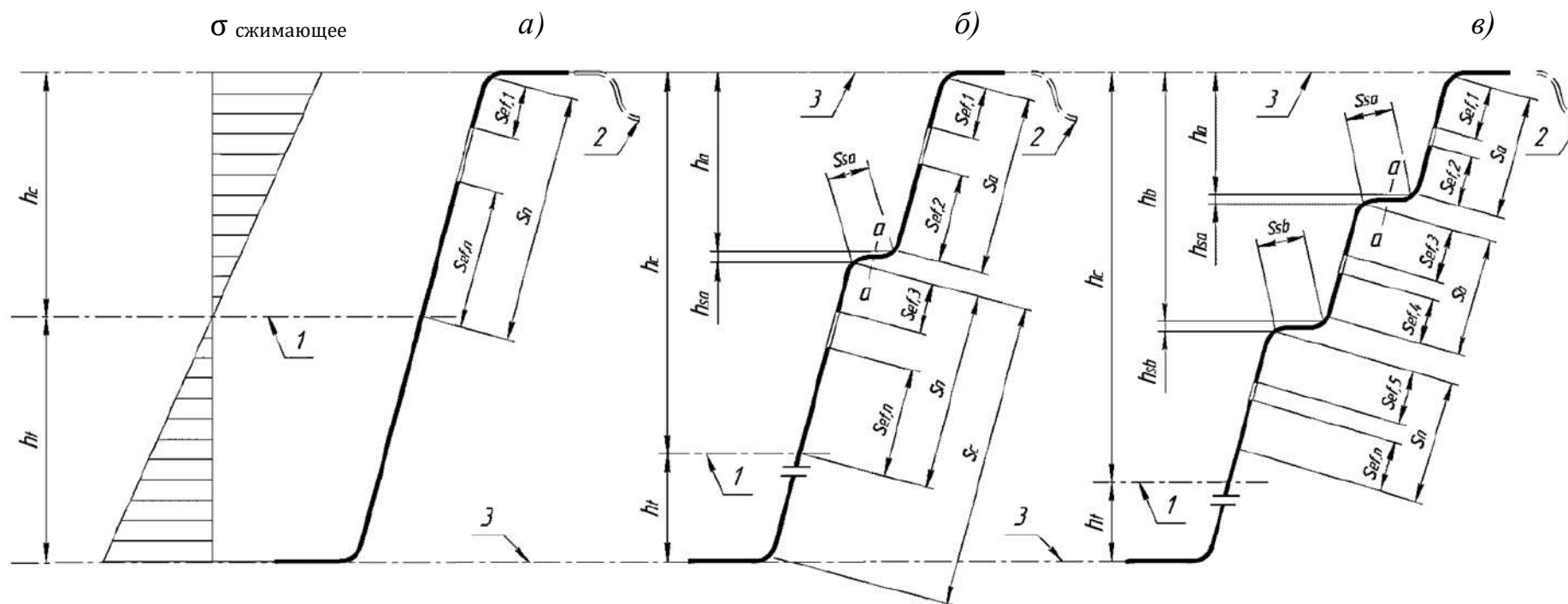
$$A_{sa} = t(s_{ef,2} + s_{ef,3} + s_{sa}) \quad (7.54)$$

- для второго элемента жесткости:

$$A_{sb} = t(s_{ef,4} + s_{ef,5} + s_{sb}) \quad (7.55)$$

где размеры  $s_{ef,1}, \dots, s_{ef,n}$ ,  $s_{sa}$  и  $s_{sb}$  показаны на рисунке 7.11.

7.4.3.3 Первоначальное положение эффективной нейтральной оси следует определять, используя эффективные сечения горизонтальных сжатых полок и полное поперечное сечение стенок.



$\sigma$  растягивающее

$a$  – сечение гофрированного листа со стенкой без элементов жесткости;  $b$  – сечение гофрированного листа со стенкой с одним элементом жесткости в сжатой зоне;  $v$  – сечение гофрированного листа со стенкой с двумя элементами жесткости в сжатой зоне;  $1$  – первоначальное положение нейтральной оси в сечении гофрированных листов с эффективным сечением полок и полной площадью стенок;

$2$  – участки эффективного поперечного сечения сжатых полок с промежуточными элементами жесткости;

$3$  – центральная ось полки

Рисунок 7.11 – Эффективные поперечные сечения стенок гофрированных листов

7.4.3.4 Определение базовой ширины участков плоской и гофрированной стенок следует начинать с определения теоретической ширины  $s_w$  ( $b_p$ ),  $s_a$ ,  $s_b$ ,  $s_n$  плоских элементов стенок в соответствии с рисунками 7.3 и 7.11.

Базовую эффективную ширину стенки  $s_{ef,0}$  определяют по формуле

$$s_{ef,0} = 0,76t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{com}}} \quad (7.56)$$

где  $\sigma_{com}$  – напряжение в сжатой полке, рассчитанное для эффективного поперечного сечения (допускается принимать равным  $R_y$ ).

7.4.3.5 Размеры от  $s_{ef,1}$  до  $s_{ef,n}$  определяют по формулам

$$s_{ef,1} = s_{ef,0}; \quad (7.57)$$

$$s_{ef,2} = \left(1 + \frac{0,5h_a}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.58)$$

$$s_{ef,3} = \left[1 + \frac{0,5(h_a + h_{sa})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.59)$$

$$s_{ef,4} = \left(1 + \frac{0,5h_b}{h_c}\right) s_{ef,0}; \quad (7.60)$$

$$s_{ef,5} = \left[1 + \frac{0,5(h_b + h_{sb})}{h_c}\right] s_{ef,0}; \quad (7.61)$$

$$s_{ef,n} = 1,5s_{ef,0} \quad (7.62)$$

где  $h_c$  – расстояние от эффективной нейтральной оси до центральной линии сжатой полки (см. рисунок 7.11);

$h_a$ ,  $h_b$ ,  $h_{sa}$  и  $h_{sb}$  – размеры, показанные на рисунке 7.11.

7.4.3.6 Размеры  $s_{ef,1}$ , ...,  $s_{ef,n}$  следует изначально определять по формулам (7.57)–(7.62), а затем, если рассматриваемый плоский элемент устойчив ( $\sigma_{com} < \sigma_{cr}$ , корректировать с учетом следующих положений:

– для стенки без элементов жесткости, если  $s_{ef,1} + s_{ef,n} \geq s_n$  и вся стенка устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,1} = 0.4s_n \quad (7.63)$$

$$s_{ef,n} = 0.6s_n \quad (7.64)$$

– для стенки, усиленной элементом жесткости, если  $s_{ef,1} + s_{ef,2} \geq s_a$  и часть стенки  $s_a$  устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/h_c} \quad (7.65)$$

$$s_{ef,2} = s_a \frac{(1 + 0,5h_a/h_c)}{(2 + 0,5h_a/h_c)} \quad (7.66)$$

- для стенки с одним элементом жесткости,

если  $s_{ef,3} + s_{ef,n} \geq s_n$  и часть стенки  $s_n$  устойчива, в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,3} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c]}{2,0 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.67)$$

$$s_{ef,n} = s_n \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/h_c}; \quad (7.68)$$

если  $s_{ef,3} + s_{ef,4} \geq s_b$  и часть стенки  $s_b$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.69)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.70)$$

если  $s_{ef,5} + s_{ef,4} \geq s_n$  и часть стенки  $s_n$  устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,5} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c]}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.71)$$

$$s_{ef,n} = s_b \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/h_c}; \quad (7.72)$$

7.4.3.7 Для одиночного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости критическое напряжение потери устойчивости  $\sigma_{cr,sa}$  в упругой стадии вычисляют по формуле

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05E\sqrt{I_{sa}t^3s_1}}{A_{sa}s_2(s_1 - s_2)} \quad (7.73)$$

где  $s_1$  и  $s_2$  вычисляют по формулам:

– для одиночного элемента жесткости

$$s_1 = 0,9(s_a + s_{sa} + s_c); \quad (7.74)$$

– для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке, с двумя элементами жесткости

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_{sb} + 0,5(s_{sb} + s_c) \quad (7.75)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa} \quad (7.76)$$

здесь  $s_c$  – размер, показанный на рисунке 7.11;

7.4.3.8 Площадь поперечного сечения  $A_{sa}$  и момент инерции  $I_{sa}$  элементов жесткости стенок определяют в соответствии с рисунком 7.12.

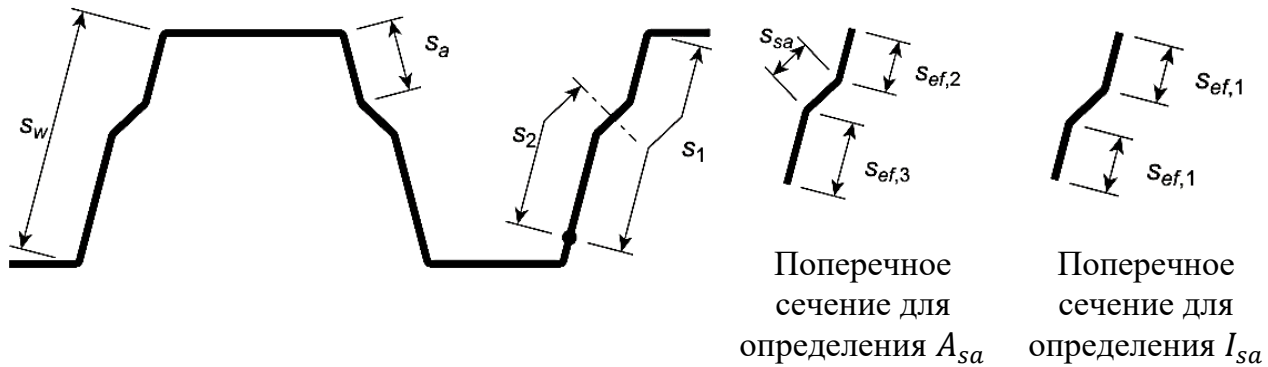


Рисунок 7.12 – Элементы жесткости стенок для трапецевидных гофрированных листов

7.4.3.9 Условную гибкость  $\bar{\lambda}_d$  и коэффициент снижения несущей способности вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости  $\chi_d$  определяют по формулам (7.37)–(7.40).

7.4.3.10 Если сжатые полки поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  для элементов жесткости стенки следует определять, используя  $\sigma_{cr,sa}$  и методику, приведенную в 7.3.2.9.

При усилении сжатых полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента  $\chi_d$  следует определять по методике, приведенной в 7.3.2.9, с учетом модифицированного критического напряжения  $\sigma_{cr,mod}$ , определяемого согласно 7.4.4.1.

7.4.3.11 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке,  $A_{sa,red}$  определяют по формуле

$$A_{sa,red} = \chi_d A_{sa} \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}} A_{sa}, \text{ но } A_{sa,red} \leq \quad (7.77)$$

7.4.3.12 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективную площадь  $A_{sa,red}$  следует определять с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_{sa}$ .

Уменьшенную толщину  $t_{red}$  определяют по формулам

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}}} \leq t \quad \text{при } (\sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.78)$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{1}{\sigma_{com} \left(1 - \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c}\right)}} \leq t \quad \text{при } (\sigma_{com} \leq R_y); \quad (7.79)$$

где  $\sigma_{com}$  – напряжение в сжатой полке, рассчитанное для эффективного поперечного сечения (допускается принимать равным  $R_y$ ).

7.4.3.13 Для стенок с двумя элементами жесткости эффективную площадь  $A_{sb,red}$  для второго элемента жесткости следует принимать равной  $A_{sb}$ .

#### 7.4.4 Гофрированные листы с элементами жесткости на полках и стенках

7.4.4.1 Для гофрированных листов с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках (рисунок 7.13) взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элементов жесткости полки и стенки) следует учитывать с использованием уточненного значения критического напряжения  $\sigma_{cr,mod}$  для обоих типов элементов жесткости в упругой стадии работы, определенное по формуле

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left( \beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right)^4}} \quad (7.80)$$

где  $\sigma_{cr,s}$  – критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки, принимаемое по 7.4.2.2 – для полки с одним элементом, по 7.4.2.3 – для полки с двумя элементами жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$  – критическое напряжение в упругой стадии для одиночного элемента жесткости стенки или элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости (см. 7.4.3.7);

$\beta_s = 1$  – для центрально сжатого профиля.

Для изгибаемого профиля  $\beta_s$  определяют по формуле

$$\beta_s = 1 - \left( \frac{h_a + 0,5h_{sa}}{h_c} \right) \quad (7.81)$$

7.4.4.2 При расчете гофрированных профилей, приведенных в ГОСТ 24045, допускается вычислять коэффициенты  $\chi_d$  элементов жесткости полок и стенок, используя  $\sigma_{cr,s}$  вместо  $\sigma_{cr,mod}$ . Для иных гофрированных профилей, работающих на изгиб, с элементами жесткости на полках и стенках допускается вычислять коэффициенты  $\chi_d$ , используя  $\sigma_{cr,s}$  вместо  $\sigma_{cr,mod}$ , если выполняется условие  $\sigma_{cr,s} < \sigma_{cr,sa}$ .

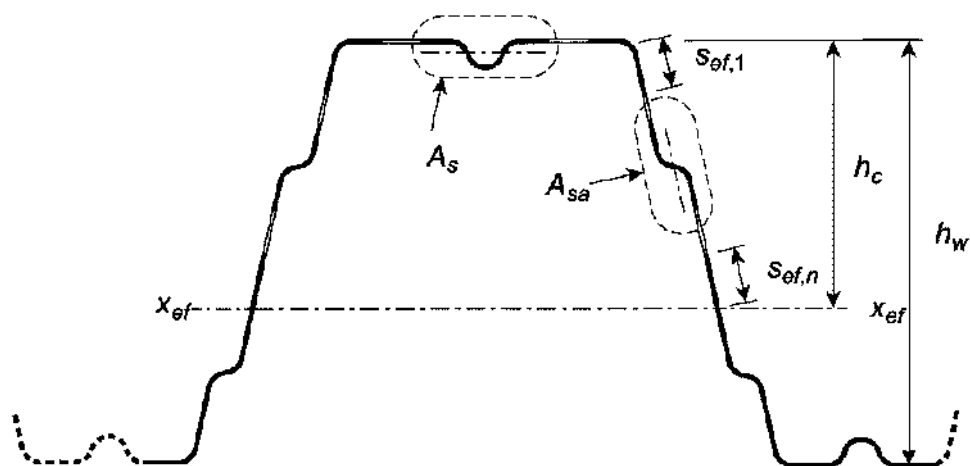


Рисунок 7.13 – Трапецевидный гофрированный лист с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках

## 7.5 Перфорированные пластины и термопрофиль

### 7.5.1 Расчет перфорированной пластины

7.5.1.1 Перфорированные листы с круглыми отверстиями, расположенными в форме равностороннего треугольника, как показано на рисунке 7.14, могут быть рассчитаны как неперфорированные путем введения эффективной толщины, приведенной ниже.

**Примечание** – Данный метод расчета геометрических характеристик перфорированной пластины идет в запас несущей способности. В качестве альтернативы несущую способность перфорированных пластин допускается определять по результатам испытаний.

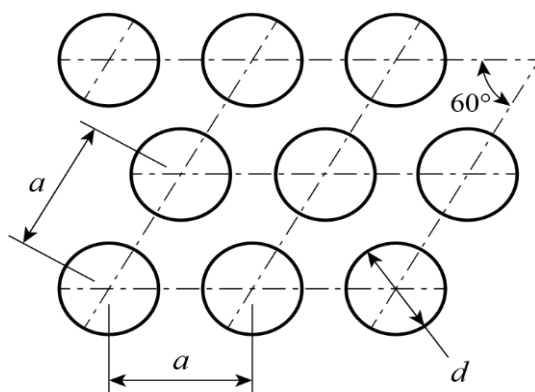


Рисунок 7.14 – Схема расположения отверстий в перфорированной пластине

7.5.1.2 При условии, что  $0,2 \leq a/d \leq 0,9$ , геометрические характеристики полного поперечного сечения рассчитывают с заменой  $t$  на  $t_{a,ef}$ , вычисляемую по формуле



$$t_{a,ef} = 1,18t \left( 1 - \frac{d}{0,9a} \right) \quad (7.82)$$

где  $a$  – расстояние между центрами отверстий перфорации (см. рисунок 7.14);  
 $d$  – диаметр отверстия перфорации (см. рисунок 7.14).

7.5.1.3 При условии, что  $0,2 \leq a/d \leq 0,9$ , геометрические характеристики эффективного поперечного сечения рассчитывают по 7.3 с заменой  $t$  на  $t_{b,ef}$ , вычисляемую по формуле

$$t_{b,ef} = t \sqrt[3]{1,18 \left( 1 - \frac{d}{a} \right)} \quad (7.83)$$

7.5.1.4 Несущую способность одной стенки при действии локальной поперечной силы рассчитывают по 8.9 с заменой  $t$  на  $t_{c,ef}$ , вычисляемую по формуле

$$t_{c,ef} = t \left[ 1 - \left( \frac{d}{a} \right)^2 \frac{s_{per}}{s_w} \right]^{3/2} \quad (7.84)$$

где  $s_{per}$  – наклонная высота перфорированной части стенки;  
 $s_w$  – общая наклонная высота стенки.

## 7.5.2 Расчет термопрофиля

7.5.2.1 Холодногнутые тонкостенные термопрофили (швеллер,  $\Sigma$ -, С- и Z-образные) с щелевой перфорацией стенки (рисунок 7.15) следует рассчитывать с учетом влияния просечек на критическое напряжение потери устойчивости  $\sigma_{cr}$  пластин с перфорацией.



Рисунок 7.15 – Параметры щелевой перфорации термопрофилей

Приведенную ниже методику расчета допускается применять для пластин, размеры и расположение просечек в которых удовлетворяет условию

$$\frac{a}{h} < 0,907 + 0,832 \left( \frac{c}{a} \right) - 8,84 \left( \frac{d}{a} \right) + 0,944 \left( \frac{h_0}{h} \right) \quad (7.85)$$

где  $a, c, d, h, h_0$  – размеры, указанные на рисунке 7.15.

7.5.2.2 В общем случае для пластины (см. рисунок 7.15) стенки или полки с щелевой перфорацией и неравномерным распределением напряжений по ширине критическое напряжение потери устойчивости в упругой стадии определяют по формуле

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 D}{h^2 t} = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E t^2}{12(1 - \nu^2) h^2} \quad (7.86)$$

$$\text{где } k_{\sigma} = \frac{8(1 + \sqrt{k_2} + k_2\nu - \nu)}{\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2} + (1 + \psi)} \quad (7.87)$$

$$k_2 = \frac{kh}{kh_1 + h_0} \quad (7.88)$$

$$k = 24(1 - \nu)\beta \frac{d^2}{ac} \quad (7.89)$$

$D$  – цилиндрическая жесткость пластинки;

$a$  – шаг щелевых отверстий вдоль длины пластинки;

$c$  – длина щелевого отверстия;

$d$  – шаг щелевых отверстий в направлении ширины пластинки;

$h$  – теоретическая ширина пластинки, определяемая по 7.2.5;

$h_0$  – ширина участка с просечками;

$h_1$  – суммарная ширина участков пластины без просечек  $h_1 = h - h_0$ ;

$\nu$  – коэффициент Пуассона ( $\nu = 0,3$ );

$\psi$  – отношение меньшего напряжения к большему (с учетом знаков, при этом сжатие считают положительным);

$\beta$  – коэффициент, определяемый по таблице 7.5.

Таблица 7.5 – Значения коэффициентов  $\beta$

$a/d$	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	$\infty$
$\beta$	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

7.5.2.3 Условную гибкость пластины  $\bar{\lambda}_p$  определяют по формуле (7.19) в зависимости от критического напряжения  $\sigma_{cr}$ , вычисленного по формуле (7.86). Далее находят коэффициент редукции  $\rho$  в соответствии с 7.3.1.7 или 7.3.1.8 и определяют эффективную ширину по таблицам 7.2 и 7.3.

7.5.2.4 Эффективное поперечное сечение красных элементов жесткости (при их наличии) термопрофилей с перфорацией на стенках следует выполнять по 7.3.2 с заменой  $K_1$  на  $K_{1,t}$ , определяемой по формуле

$$K_{1,t} = k_2 \cdot K_1 \quad (7.90)$$

где  $K_1$  – жесткость упругоподатливой связи, определяемая по формуле (7.35);

$k_2$  – коэффициент, определяемый по формуле (7.88).

7.5.2.5 Несущую способность поперечного сечения термопрофиля от действия поперечной силы и при совместном действии продольной, поперечной сил и изгибающих моментов следует выполнять по 8.7 и 8.8 с заменой  $Q_w$  на  $Q_{w,tern}$ , определяемую по формуле

$$Q_{w,tern} = Q_w \left(1 - \frac{c}{a}\right) \left(2\sqrt{3} \frac{d}{a - c}\right) \quad (7.91)$$

где  $\left(2\sqrt{3}\frac{d}{a-c}\right) \leq 1$ ;

$Q_w$  – несущая способность сплошного (без просечек) поперечного сечения от действия поперечной силы, определяемая по 8.7.1 и по формуле (8.41).

7.5.2.6 Расчет на смятие и потерю устойчивости стенки с перфорацией термопрофиля при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, следует выполнять по 8.9 с заменой  $t$  на  $t_{ef}$ , определяемую по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_2} \cdot t \quad (7.92)$$

где  $k_2$  – коэффициент, определяемый по формуле (7.88);  
 $t$  – расчетная толщина стенки.

## 8 Предельные состояния первой группы

### 8.1 Общие положения расчета

8.1.1 При определении несущей способности поперечного сечения вместо расчета на прочность по предельным состояниям при проектировании допускается использовать результаты экспериментальных исследований.

Пр и м е ч а н и е – Результаты экспериментальных исследований следует применять для оценки несущей способности сечений с относительно высоким отношением  $b_p/t$  (выходящим за значения, указанные в таблице 7.1) при искривлениях стенки или при учете влияния сдвига, а также в случаях, указанных в 7.1.6 и 7.2.8.

8.1.2 При выполнении расчетов влияние местной потери устойчивости элементов следует учитывать путем использования геометрических характеристик эффективного сечения, определяемого согласно 7.3.

### 8.2 Расчет элементов сплошного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость

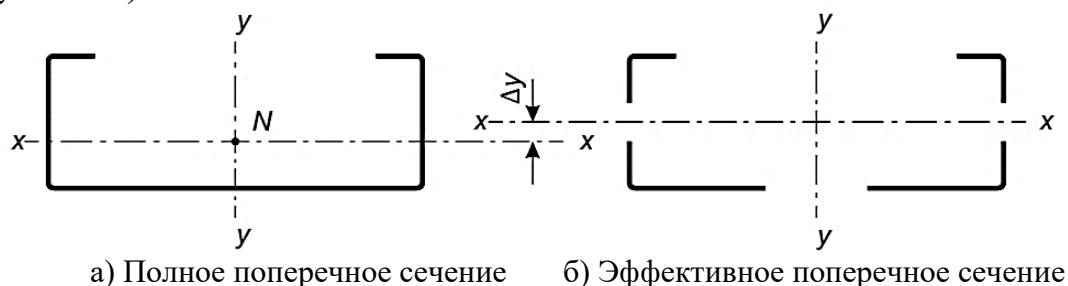
8.2.1 Расчетную несущую способность поперечного сечения по прочности при осевом растяжении  $N$  вычисляют по формуле

$$\frac{N}{A_{g,n} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.1)$$

8.2.2 Если эффективная площадь нетто  $A_{ef,n}$  профиля меньше, чем полная площадь поперечного сечения нетто  $A_{g,n}$ , прочность при центральном сжатии стержней вычисляют по формуле

$$\frac{N}{A_{ef,n} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.2)$$

8.2.3 Если центр тяжести эффективного поперечного сечения не совпадает с центром тяжести полного сечения, то следует учитывать изгибающий момент от смещения центральных осей  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  относительно положения оси действия силы (см. рисунок 8.1).



а) Полное поперечное сечение      б) Эффективное поперечное сечение

$N$  – продольная сила

Рисунок 8.1 – Эффективное поперечное сечение при сжатии

Дополнительные моменты  $\Delta M_x$  и  $\Delta M_y$  от смещения центральных осей определяют по формулам

$$\Delta M_x = N \cdot \Delta_y \quad (8.3)$$

$$\Delta M_y = N \cdot \Delta_x \quad (8.4)$$

где  $\Delta_y$  и  $\Delta_x$  – смещение центральных осей  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  относительно осевых усилий.

Допускается не учитывать эксцентриситет в следующих случаях:

- если эксцентриситет менее 1,5% размера сечения в направлении эксцентриситета;
- если учет эксцентриситета приводит к более благоприятному результату при определении напряжений.

8.2.4 Расчет на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами или другими нагельными креплениями и одиночного растянутого уголка с пределом текучести до 380Н/мм<sup>2</sup>, прикрепляемого одной полкой болтами, поставленными в один ряд по оси, расположенной на расстоянии не менее 0,5 $b$  ( $b$  – ширина полки уголка) от обушка уголка и не менее 1,2 $d$  ( $d$  – диаметр отверстия для болта с учетом положительного допуска) от пера уголка, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_{ef,n} R_u} \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1 \quad (8.5)$$

где  $\gamma_{c1} = \left( \frac{\alpha_1 A_{n1}}{A_{ef,n}} + \alpha_2 \right) \beta$

здесь  $A_{ef,n}$  – эффективная площадь уголка нетто;

$A_{n1}$  – часть сечения прикрепляемой полки уголка между краем отверстия и пером;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$  – принимают по таблице 8.1;

$\gamma_u$  – коэффициент надежности, в расчетах по временному сопротивлению  $\gamma_u = 1,3$ .

Таблица 8.1

Коэффициент	Значения коэффициентов $\alpha_1$ , $\alpha_2$ и $\beta$					
	при одном болте и расстоянии $a$ , равном			при $a \geq 1,5d$ и $s \geq 2d$ при числе болтов в ряду		
	$1,35d$	$1,5d$	$2d$	2	3	4
$\alpha_1$	1,70	1,70	1,70	1,77	1,45	1,17
$\alpha_2$	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
$\beta$	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0
П р и м е ч а н и е – В настоящей таблице применены следующие обозначения: $a$ – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; $s$ – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий.						

8.2.5 Ветви составных стержней на расчетной длине, равной расстоянию между планками, должны быть проверены на плоскую (продольный изгиб), крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости.

8.2.6 Расчет составных сечений из уголков, швеллеров, С- и  $\Sigma$ -образных профилей, соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как для сплошностенчатых при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают  $30i$  – для сжатых элементов и  $70i$  – для растянутых. При этом дополнительно ветви сжатых составных сечений следует проверять на плоскую, крутильную либо изгибно-крутильную формы потери устойчивости при центральном сжатии. При наличии в сечении ветвей дополнительных моментов  $\Delta M_{x(y)}$ , возникающих от смещения центра тяжести сечения при редукции, следует выполнять проверку ветвей на потерю устойчивости при сжатии с изгибом в соответствии с 8.5.4 и 8.5.5. Расчетную длину ветви следует принимать равной расстоянию между планками или узлами решетки.

8.2.7 Расчет распорок, уменьшающих расчетную длину сжатых элементов, следует выполнять на усилие, равное условной поперечной силе  $Q_{fic}$  в основном сжатом элементе по формуле

$$Q_{fic} = \gamma_c \cdot 7,15 \cdot 10^{-6} \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} \quad (8.6)$$

где  $N$  – полное продольное усилие в сжатом элементе;

$\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии.

8.2.8 Расчет на устойчивость центрально сжатых стержней сплошного сечения следует проводить по формуле

$$\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.7)$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии для соответствующей формы потери устойчивости, зависящий от условной гибкости сжатого профиля ЛСТК (4-го класса НДС).

Для центрально сжатых элементов постоянного поперечного сечения значение

$\varphi \leq 1,0$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}$  вычисляют по формуле

$$\varphi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}}} \quad (8.8)$$

$$\text{где } \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (8.9)$$

здесь  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, принимаемый по таблице 8.2.

Таблица 8.2 – Значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	$a$	$b$	$c$
Коэффициент $\alpha$	0,21	0,34	0,49

Условную гибкость  $\bar{\lambda}$  при плоской форме потери устойчивости при центральном сжатии (продольном изгибе) вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{(\pi \cdot i)} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}} \quad (8.10)$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина стержня;

$i$  – радиус инерции полного сечения, брутто;

$A_{ef}$  – эффективная площадь поперечного сечения;

$A_g$  – площадь полного поперечного сечения.

При плоской форме потери устойчивости (продольном изгибе) соответствующие значения коэффициента устойчивости при центральном сжатии  $\varphi$  в зависимости от  $\bar{\lambda}\pi$ , где  $\bar{\lambda}$  определено по формуле (8.10), приведены в таблице Г.1 приложения Г. Тип сечения принимают по таблице 8.3.

8.2.9 Для элементов несимметричных сечений следует учитывать дополнительный момент  $\Delta M_{x(y)}$ , вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения (см. рисунок 8.1), а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по 8.5.4 и 8.5.5.

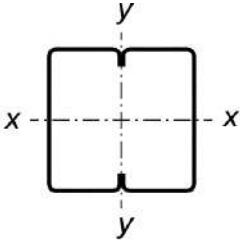
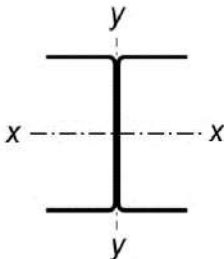
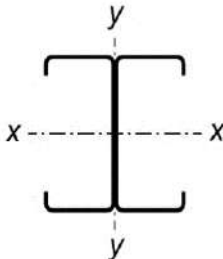
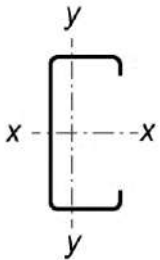
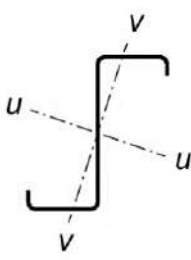
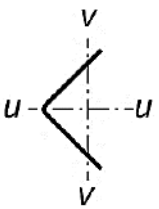
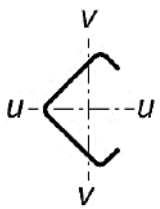
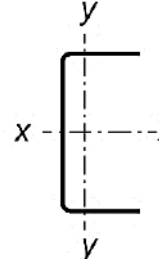
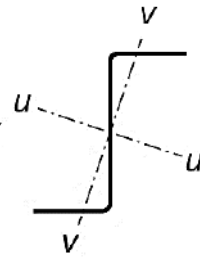
8.2.10 Для элементов из открытых кососимметричных поперечных сечений (например, Z-образных) кроме проверки устойчивости продольного изгиба стержень следует проверять на крутильную форму потери устойчивости:

- открытые сечения с одной осью симметрии (см. рисунок 8.2) следует проверять на изгибно-крутильную форму потери устойчивости;

- открытые сечения с несимметричной формой поперечного сечения следует проверять из условия потери устойчивости по крутильной форме или изгибно-

крутильной форме потери устойчивости, которая может быть меньше, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Таблица 8.3 – Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных-сечений

Тип поперечного сечения	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	Любая	<i>b</i>
 	<i>x-x</i>  <i>y-y</i>	<i>a</i>  <i>b</i>
 	Любая	<i>b</i>
   	Любая	<i>c</i>
или другое поперечное сечение		



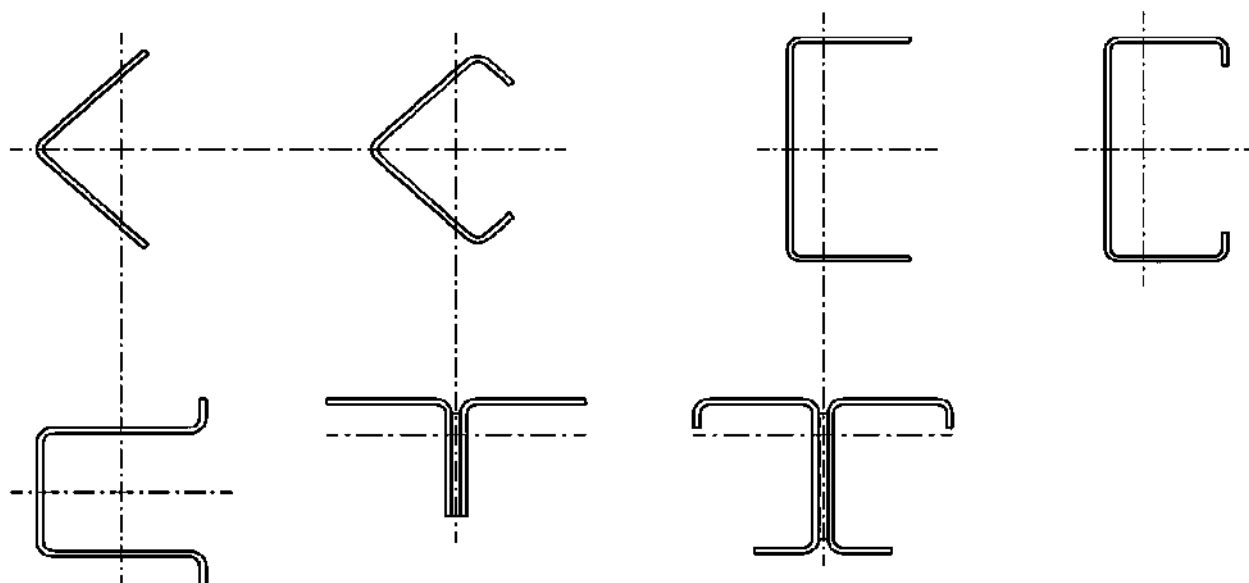


Рисунок 8.2 – Поперечные сечения, предрасположенные к изгибно-крутильной форме потери устойчивости.

8.2.11 Расчетную несущую способность из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме следует определять в соответствии с 8.2.8, 8.2.12–8.2.16 по формуле (8.7), где коэффициент устойчивости при центральном сжатии  $\varphi$  следует определять в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_T$  при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости, определяемой по формуле (8.11).

8.2.12 Условную гибкость  $\bar{\lambda}_T$  при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{N_{cr}}} \quad (8.11)$$

где  $N_{cr} = N_{cr,T}$  – для крутильной формы потери устойчивости;

$N_{cr} = N_{cr,TF}$  – для изгибно-крутильной формы потери устойчивости.

При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующие значения коэффициента устойчивости при центральном сжатии  $\varphi$  следует определять по таблице Г.1 приложения Г, в зависимости от  $\pi \bar{\lambda}_T$ , где  $\bar{\lambda}_T$  – определено по формуле (8.11). Тип сечения принимают по таблице 8.3.

8.2.13 Критическую силу  $N_{cr,T}$  для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии свободно опертого стержня вычисляют по формуле

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( GI_t + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l_T^2} \right) \quad (8.12)$$

$$i_0^2 = i_x^2 + i_y^2 + x_0^2 + y_0^2$$

где  $G$  – модуль сдвига;

$I_t$  – момент инерции при свободном кручении полного сечения;

$I_\omega$  – секториальный момент инерции полного сечения;

$i_y$  – радиус инерции полного сечения относительно оси  $y$ – $y$ ;

$i_x$  – радиус инерции полного сечения относительно оси  $x$ – $x$ ;

$l_T$  – расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме (см. 8.2.16);

$x_0, y_0$  – координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного поперечного сечения.

8.2.14 Для поперечных сечений, симметричных относительно оси  $x$ – $x$  ( $y_0 = 0$ ), в упругой стадии критическую силу  $N_{cr,TF}$  для изгибно-крутильной формы потери устойчивости вычисляют по формуле

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,x}}{2\beta} \left[ 1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}} - \sqrt{\left( 1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}} \right)^2 + 4 \left( \frac{x_0}{i_0} \right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,x}}} \right] \quad (8.13)$$

где  $\beta = 1 - (x_0/i_0)^2$

$N_{cr,x}$  – критическая сила плоской формы потери устойчивости (продольного изгиба) для полного сечения относительно оси  $x$ – $x$  по Эйлеру, определяемая по формуле

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 E I_{gx}}{l_{ef}^2} \quad (8.14)$$

здесь  $I_{gx}$  – момент инерции полного сечения брутто относительно оси  $x$ – $x$ ;

$l_{ef}$  – расчетная длина стержня.

8.2.15 Для сечения с двумя осями симметрии ( $x_0 = y_0 = 0$ ) критическую силу  $N_{cr,TF}$  для изгибно-крутильной формы потери устойчивости упругой стадии вычисляют по формуле

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T} \quad (8.15)$$

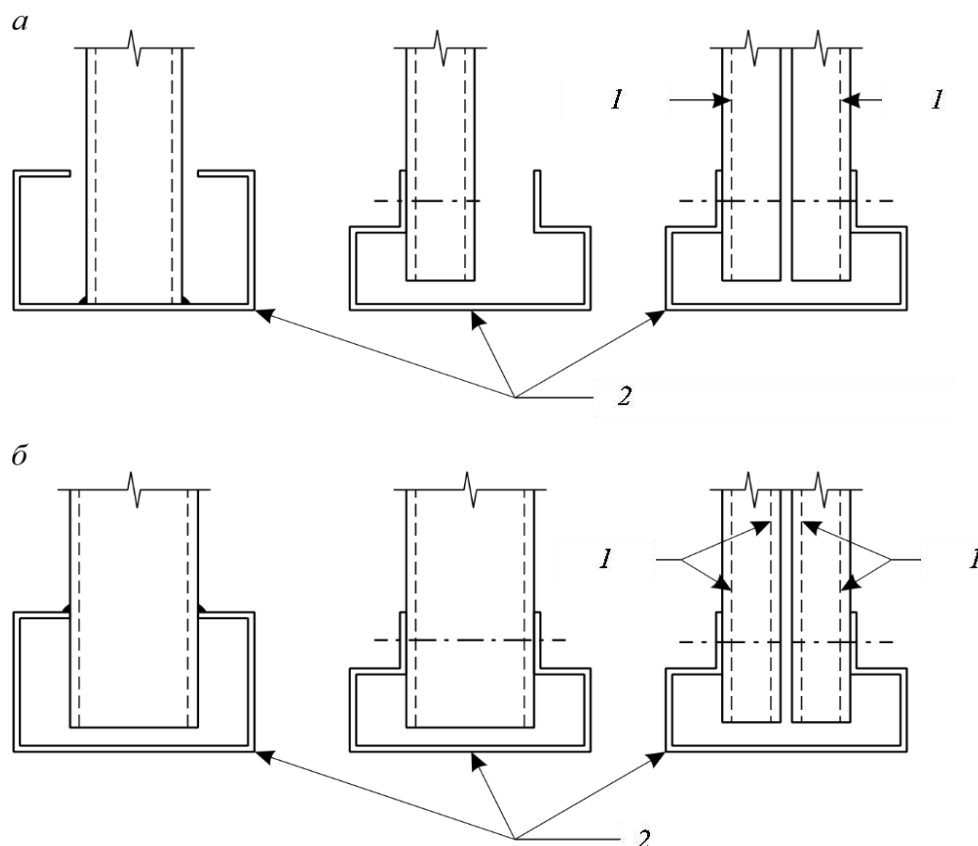
8.2.16 Расчетную длину  $l_T$  элемента, теряющего устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме, следует определять с учетом степени его защемления от кручения и деформации на каждом конце элемента длиной  $L_T$ .

В зависимости от типа соединения на концах элемента применяются следующие значения  $l_T/L_T$ :

1,0 – для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и деформации (см. рисунок 8.3, а);

0,7 – для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и деформации (см. рисунок 8.3, б).

8.2.17 Условная гибкость ветвей  $\lambda$ , определяемая в соответствии с 8.2.8, на участках между узлами раскрепления решетками должна быть не более 0,73 и не должна превышать условную приведенную гибкость стержня в целом.



*а* – соединения, обеспечивающие частичное закрепление от кручения и деформации; *б* – соединения, обеспечивающие значительное закрепление от кручения и деформации (замкнутые сечения или сечения с болтами, проходящими через две стенки элемента); *1* – стенка; *2* – сечения колонны, стойки

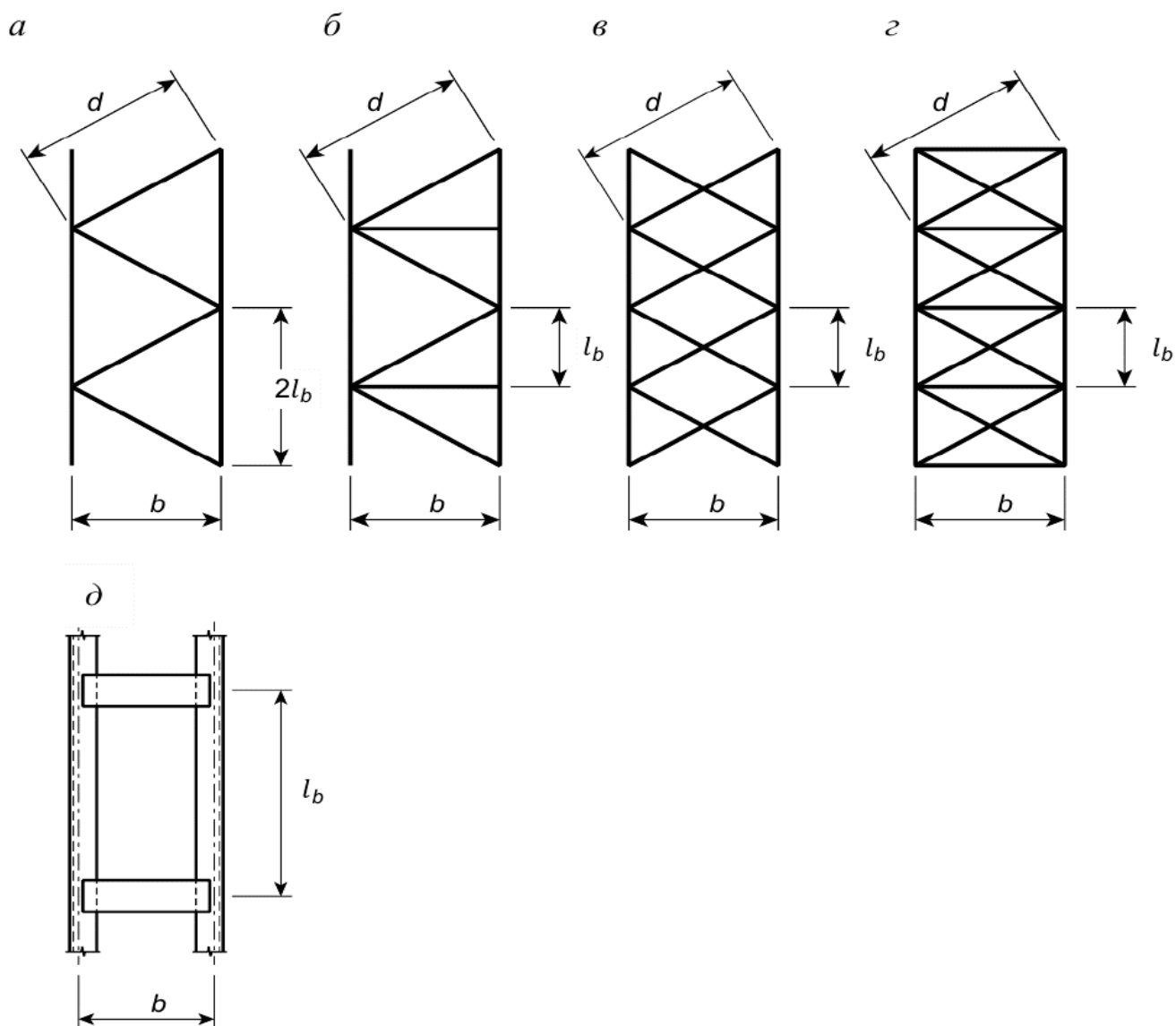
Рисунок 8.3 – Закрепление от кручения и деформации

### 8.3 Расчет элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии на прочность и устойчивость

8.3.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии (см. рисунок 8.4) следует выполнять по формулам (8.1) и (8.2), где  $A_{g,n}$  и  $A_{ef,n}$  – полная и эффективная площади всех рабочих стержней, входящих в состав решетчатого элемента.

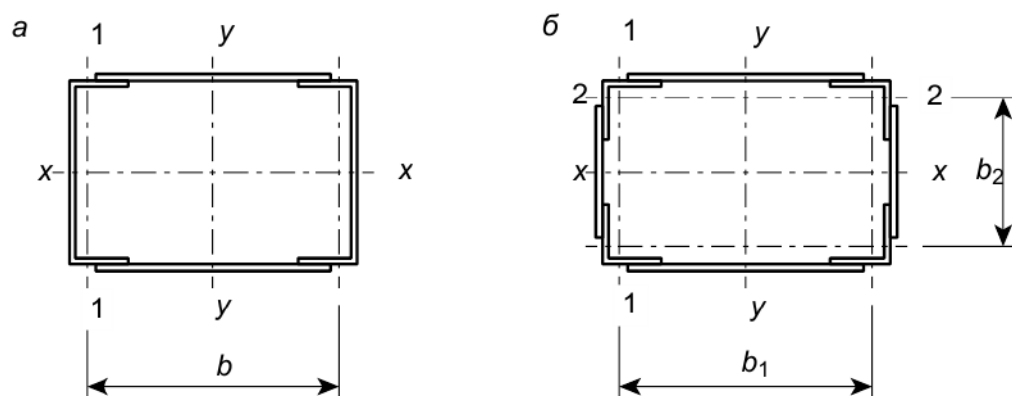
8.3.2 При проверке на устойчивость центрально сжатых стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей.

8.3.3 Расчет на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения в целом, ветви которых соединены планками или решетками, следует выполнять по формуле (8.7). При этом коэффициент  $\varphi$  относительно свободной оси (перпендикулярной планкам и решеткам) следует определять в соответствии с 8.2.8 для кривой потери устойчивости  $b$  (таблица 8.2). Вместо условной гибкости  $\bar{\lambda}$ , определяемой по формуле (8.10), принимают значение приведенной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$ , определяемое в соответствии с 8.3.5. При этом число панелей в сквозных стержнях должно быть не менее шести.



а – треугольная решетка; б – треугольная решетка с распорками; в – крестовая решетка; г – крестовая решетка с распорками; д – сквозной стержень с планками

Рисунок 8.4 – Сквозные стержни с решетками и планками



а – стержень с двумя ветвями; б – стержень с четырьмя ветвями

Рисунок 8.5 – Схемы сечений сквозных стержней

8.3.4 Устойчивость отдельных ветвей должна быть проверена как на плоскую форму потери устойчивости по 8.2.8, так и на крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости по 8.2.11. Следует также учитывать появление дополнительных моментов  $\Delta M_{x(y)}$ , вызванных смещением центральных осей  $x-x$  и  $y-y$  относительно осевых усилий в соответствии с 8.2.9, а также местные изгибающие моменты, вызванные расцентровкой решетки.

8.3.5 Приведенную условную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$  для сквозных сечений с двумя ветвями (рисунок 8.5, а) вычисляют по формулам (8.16), (8.17):

- для соединения планками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + 0,82(1+n)\bar{\lambda}_{b1}^2} \quad (8.16)$$

где  $n = \frac{I_{b1}b}{I_sl_b}$

- для соединения решетками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \frac{A_{ef}}{A_{d1}\pi^2 E}} \quad (8.17)$$

где  $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$ .

Приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$  для сквозных сечений с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, б) вычисляют по формулам (8.18), (8.19):

- для соединения планками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + 0,82(1+n_1)\bar{\lambda}_{b1}^2 + (1+n_2)\bar{\lambda}_{b2}^2} \quad (8.18)$$

где  $n_1 = \frac{I_{b1}b_1}{I_{s1}l_b}$      $n_2 = \frac{I_{b2}b_2}{I_{s2}l_b}$

- для соединения решетками

$$\bar{\lambda}_{ef} = \sqrt{\bar{\lambda}_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A_{ef}R_y}{A_{d1}\pi^2 E}} \quad (8.19)$$

где  $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}$  ,     $\alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b}$

здесь  $A_{ef}$  — эффективная площадь сечения сквозного стержня в целом;

$A_{d1}, A_{d2}$  – площади полных сечений раскосов решеток (при крестовой решетке – двух раскосов), расположенных в плоскостях, параллельных осям  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  соответственно;

$I_{b1}$  – момент инерции полного сечения ветви относительно собственной оси, параллельной  $y$ – $y$ ;

$I_{b1}$  – момент инерции полного сечения ветви относительно собственной оси, параллельной  $x$ – $x$ ;

$I_s$  – момент инерции сечения одной планки в плоскости наибольшей жесткости;

$I_{s1}, I_{s2}$  – моменты инерции сечений планок, расположенных параллельно осям  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  соответственно, в плоскости их наибольшей жесткости;

$b (b_1, b_2)$  – расстояния между центрами тяжести сечений ветвей (см. рисунок 8.5);

$I_b, d$  – размеры по рисунку 8.4;

$\bar{\lambda}_{b1}$  – условная гибкость ветви относительно собственной оси, параллельной  $y$ – $y$ , определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_{b2}$  – условная гибкость ветви относительно собственной оси, параллельной  $x$ – $x$ , определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_y$  – условная гибкость сквозного стержня в целом относительно оси  $y$ – $y$  (см. рисунок 8.5), определяемая по формуле (8.10);

$\bar{\lambda}_{max}$  – наибольшая из условных гибкостей сквозного стержня в целом относительно осей  $x$ – $x$  или  $y$ – $y$ , определяемая по формуле (8.10);

8.3.6 В сквозных стержнях с планками условная гибкость отдельной ветви  $\bar{\lambda}_{b1}, \bar{\lambda}_{b2}$ , на участке между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки, должна быть не менее 0,37.

8.3.7 В сквозных стержнях с решетками условная гибкость отдельных ветвей между узлами решеток должна быть не более 0,73 и не должна превышать условную приведенную гибкость  $\bar{\lambda}_{ef}$  стержня в целом.

8.3.8 Расчет соединительных планок и элементов решеток сжатых стержней сквозного сечения следует выполнять на условную поперечную силу  $Q_{fic}$ , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле (8.6), где  $N$  – полное продольное усилие в сквозном стержне;  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

8.3.9 Условную поперечную силу  $Q_{fic}$  следует распределять поровну между решетками и планками, лежащими в плоскости, перпендикулярной оси, относительно которой проводят проверку устойчивости.

8.3.10 Расчет соединительных планок и их креплений (рисунок 8.4, д) следует выполнять, как расчет элементов безраскосных ферм, на совместное

действие силы  $F_s$ , срезающей планку, и момента  $M_s$ , изгибающего планку в ее плоскости, значения которых следует определять по формулам:

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{b} \quad (8.20)$$

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2} \quad (8.21)$$

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

8.3.11 Расчет элементов соединительных решеток составных стержней следует выполнять как расчет элементов решеток плоских ферм. При расчете раскосов решеток (рисунок 8.4, а–в) усилие в раскосе следует определять по формуле

$$N_d = \alpha_d \frac{Q_s l_b}{b} \quad (8.22)$$

где  $\alpha_d$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для решетки по рисунку 8.4 а, б, и 0,5 – по рисунку 8.4, в;

$Q_s$  – условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки;  
 $b, d$  – размеры по рисунку 8.4.

При расчете раскосов крестовой решетки с распорками (рисунок 8.4, г) следует учитывать дополнительное усилие  $N_{ad}$ , возникающее в каждом раскосе от обжатия ветвей и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha_d \frac{N_d A_d}{A_b} \quad (8.23)$$

где  $\alpha_d = dl_b^2 / (2b^3 + d^3)$ ;

$A_b, A_d$  – полные площади сечений одной ветви и одного раскоса соответственно;

$N_b$  – усилие в одной ветви стержня.

8.3.12 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, следует выполнять в соответствии с 8.2.7.

## 8.4 Расчет элементов сплошного сечения при изгибе на прочность и устойчивость

8.4.1 Расчет поперечного сечения по прочности при действии изгибающего момента относительно одной из главных осей  $M_{x(y)}$  следует выполнять:

- если момент сопротивления эффективного сечения  $W_{ef,x(y),min}$  меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения  $W_{g,x(y),min}$ , расчет следует выполнять по формуле

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{ef,x(y),min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.24)$$

- если момент сопротивления эффективного сечения  $W_{ef,x(y),min}$  равен моменту сопротивления полного упругого сечения  $W_{g,x(y),min}$ :

$$\frac{M_{x(y)}}{W_{g,x(y),min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.25)$$

Расчет элементов сплошного сечения при изгибе в двух главных плоскостях на прочность следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{W_{ef,x} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.26)$$

где  $W_{ef,x(y)}$  – момент сопротивления эффективного сечения относительно осей  $x-x$  или  $y-y$ , вычисленный для соответствующей точки сечения.

В формуле (8.26) необходимо учитывать знаки напряжений, вызываемых изгибающими моментами  $M_x$  и  $M_y$  в соответствующих точках поперечных сечений, для нахождения максимального напряжения в сечении.

Формулы (8.24)–(8.26) применимы при соблюдении следующих условий:

а) изгибающие моменты действуют только относительно главных осей поперечного сечения;

б) конструктивный элемент не подвержен свободному или стесненному кручению либо надежно раскреплен по своей длине от кручения и влияния изгибно-крутящего бимоента В; конструктивный элемент не подвержен крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости или плоской форме потери устойчивости изгиба;

в) угол  $\varphi$  между стенкой и полкой профиля более  $60^\circ$ .

**П р и м е ч а н и е** – При действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимоента и отсутствии надежного его раскрепления от кручения расчет поперечного сечения по прочности следует выполнять в соответствии с 8.10.

**8.4.2** Эффективные моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$  при изгибе элемента в двух главных плоскостях допускается определять отдельно, т. е. на основе эффективного поперечного сечения, соответствующего изгибу только относительно той главной оси, относительно которой вычисляют момент сопротивления.

Допускается вычислять моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$  для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.



Примечание – При расчете  $W_{ef}$  отношение  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , используемое для определения эффективных участков стенки, следует вычислять с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (см. рисунок 8.6).



Рисунок 8.6 – Эффективное поперечное сечение (при  $\sigma_{сжм}=R_y$ ) для определения предельного изгибающего момента

8.4.3 Расчет на устойчивость плоской формы изгиба для балок постоянного сечения, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует выполнять по формуле

$$\frac{M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (8.27)$$

где  $\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба;

$W_{ef,x}$  – момент сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленный для крайнего сжатого волокна.

Примечание – При определении  $W_{ef,x}$  отверстия на конце балки учитывать не следует.

8.4.4 Для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение  $\chi_{LT} \leq 1$  при соответствующей условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$  вычисляют по формуле

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (8.28)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (8.29)$$

здесь  $\alpha_{LT}$  – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства принимаемый по таблице 8.4 (при этом кривые потери устойчивости следует принимать по таблице 8.3).

Условную гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба вычисляют по формуле

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ef,x} R_y}{M_{cr}}} \quad (8.30)$$

где  $M_{cr}$  – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии. Определение  $M_{cr}$  для сечений с двумя осями симметрии и с одной осью симметрии (при изгибе в плоскости симметрии) приведено в приложении Д. Определение  $M_{cr}$  для прогонов С- и Z-образного сечений приведено в приложении Б;

Значения  $\chi_{LT}$  в зависимости от  $\pi \bar{\lambda}_{LT}$ , где  $\bar{\lambda}_{LT}$  определяют по формуле (8.30), приведены в таблице Г.1 приложения Г.

Таблица 8.4 – Значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба

Кривая потери устойчивости	a	b	c
Коэффициент $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49

8.4.5 При определении  $M_{cr}$  принимают геометрические характеристики полного поперечного сечения брутто и учитывают условия загрузки, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.


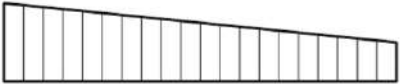
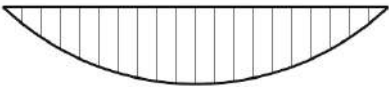
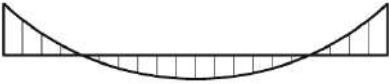
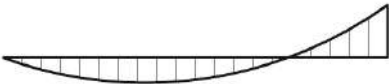
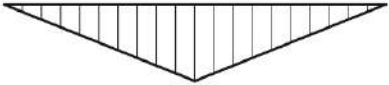
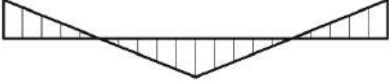
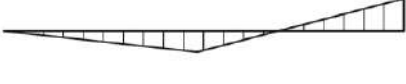
Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления понижающий коэффициент  $\chi_{LT}$  возможно скорректировать согласно формулам (8.31), (8.32):

$$\chi_{LT,m} = \frac{\chi_{LT}}{f_m} \leq 1 \quad (8.31)$$

$$f_m = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \leq 1 \quad (8.32)$$

где  $k_c$  – поправочный коэффициент, принимаемый по таблице 8.5.

Таблица 8.5 – Значения поправочного коэффициента  $k_c$ 

Эпюра моментов	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

8.4.6 Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять в соответствии с СН КР 53-01.

## 8.5 Расчет элементов сплошного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость

8.5.1 При совместном действии изгибающих моментов и продольной сжимающей силы и отсутствии поперечной силы должно выполняться условие прочности

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y}R_y\gamma_c} \leq 1 \quad (8.33)$$

где  $A_{ef}$  – эффективная площадь поперечного сечения при действии центрального сжатия;

$W_{ef,x(y)}$  – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси  $x-x$  или  $y-y$ , вычисленный для соответствующей точки сечения;

$\Delta M_{x(y)}$  – дополнительные изгибающие моменты от смещения (при редукции) центральных осей  $x-x$  и  $y-y$  относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3).

В формуле (8.33) необходимо учитывать знаки напряжений, вызываемых продольной силой  $N$  и изгибающими моментами  $M_x$  и  $M_y$  в соответствующих точках поперечного сечения, для нахождения максимального напряжения в сечении.

Если при действии сжатия с изгибом все части поперечного сечения находятся в сжатом состоянии, то моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$ , как и площадь  $A_{ef}$ , следует определять от действия центрального сжатия.

Допускается вычислять площадь  $A_{ef}$  и моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$  для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.

Формула (8.33) применима при соблюдении следующих условий:

а) изгибающие моменты действуют только относительно главных осей поперечного сечения;

б) конструктивный элемент не подвержен свободному или стесненному кручению либо надежно раскреплен по своей длине от кручения и влияния изгибно-крутящего бимомента  $B$ ;

в) угол  $\varphi$  между стенкой и полкой профиля более  $60^\circ$ .

#### П р и м е ч а н и я

1 Значения  $N$ ,  $M_{x(y)}$  и  $\Delta M_{x(y)}$  следует принимать для наиболее невыгодного сочетания нагрузок, вызывающего наибольшие нормальные напряжения в сечении.

2 При действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимомента и отсутствии надежного его раскрепления от кручения расчет поперечного сечения по прочности следует выполнять в соответствии с 8.10.

8.5.2 При проверке на устойчивость внецентренно сжатых стержней составного сечения, ветви которых соединены друг с другом непосредственно стенками или через прокладки (рисунок 8.7), следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей. При непрерывном соединении ветвей друг с другом по всей длине элемента выполнять проверку устойчивости отдельных ветвей не требуется.

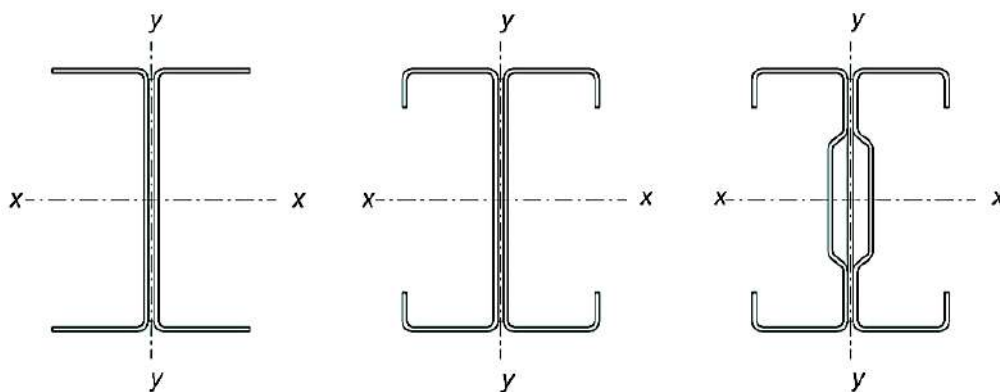


Рисунок 8.7 – Сечения сплошных стержней колонн и стоек

8.5.3 Проверку на потерю устойчивости сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов с одной или двумя осями симметрии, при условии отсутствия стесненного кручения, следует выполнять в соответствии с положениями 8.5.4 и 8.5.5, которые учитывают начальные несовершенства, приведенные в 5.5.

Проверку проводят с учетом соответствующих расчетных длин элементов.

При этом следует различать:

- элементы, не испытывающие деформации кручения, например замкнутые сечения или сечения, раскрепленные от кручения;
- элементы, испытывающие деформации кручения, например элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения.

8.5.4 Для сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов постоянного сечения с одной или двумя осями симметрии должны выполняться условия общей устойчивости:

$$\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{xx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{xy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.34)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y \gamma_c} + k_{yx} \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} + k_{yy} \frac{M_y + \Delta M_y}{W_{ef,y} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (8.35)$$

где  $N$ ,  $M_x$  и  $M_y$  – расчетные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  соответственно (для элементов с одной осью симметрии  $M_x$  – момент в плоскости симметрии сечения);

$\Delta M_x$ ,  $\Delta M_y$  – дополнительные изгибающие моменты от смещения (при редукации) центральных осей  $x$ – $x$  и  $y$ – $y$  относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3);

$W_{ef,x(y)}$  – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси  $x$ – $x$  или  $y$ – $y$ , вычисленный для крайнего сжатого волокна;

$\varphi_x$  и  $\varphi_y$  – понижающие коэффициенты при плоской форме потери устойчивости при центральном сжатии;

$\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба, определяемый по 8.4.4. Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения,  $\chi_{LT} = 1,0$ ;

$k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy}$  – коэффициенты взаимодействия (см. приложение E).

8.5.5 Допускается для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов, у которых плоскость действия момента  $M_x$  совпадает с плоскостью симметрии сечения, использовать упрощенную формулу

$$\left( \frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} + \left( \frac{M_x + \Delta M_x}{\chi_{LT} W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right)^{0,8} \leq 1,0, \quad (8.36)$$

где  $\varphi$  – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по наименьшему из значений, соответствующих плоской, крутильной, или изгибно-крутильной форме потери устойчивости (см. 8.2.8–8.2.17);

$\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба (см. 8.4.4). Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения,  $\chi_{LT} = 1,0$ .

8.5.6 В формулах (8.34)–(8.36) допускается определять эффективные геометрические характеристики отдельно (от действия соответствующего им силового фактора). Если при действии сжатия с изгибом все части поперечного сечения находятся в сжатом состоянии, то моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$  как и площадь  $A_{ef}$ , следует определять от действия центрального сжатия.

Допускается также вычислять площадь  $A_{ef}$  и моменты сопротивления  $W_{ef,x(y)}$  для одного и того же эффективного сечения, полученного с учетом фактического распределения напряжений в его элементах при многопараметрическом напряженном состоянии.

## 8.6 Расчет элементов сквозного сечения при совместном действии изгиба и продольной силы на прочность и устойчивость

8.6.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения при совместном действии изгибающих моментов и продольной силы и отсутствии поперечной силы следует выполнять по формуле (8.33). При наличии поперечной силы влияние последней следует учитывать по 8.8.

8.6.2 При проверке на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных его ветвей.

8.6.3 Расчет стержня в целом относительно свободной оси ( $y$ – $y$ ), когда планки и решетки расположены в плоскостях, параллельных плоскости действия момента, выполняют по формуле (8.36). При этом коэффициент  $\varphi$  следует

определять в соответствии с 8.2.8 для кривой потери устойчивости  $b$  (таблица 8.2), где вместо условной гибкости  $\bar{\lambda}$ , определяемой по формуле (8.10), принимают значение приведенной условной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$ , определяемое в соответствии с 8.3.5. Коэффициент  $\chi_{LT}$  определяют в соответствии с 8.4.4 для кривой потери устойчивости  $b$  (таблица 8.4). Число панелей в сквозных стержнях должно быть не менее шести.

8.6.4 Расчет отдельных ветвей сквозных стержней следует выполнять с учетом требований 8.3.4, 8.3.6, 8.3.7.

8.6.5 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с решетками продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия  $N_{ad}$  от момента. Значение этого усилия следует вычислять по формулам:

- при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси  $y$ – $y$ , для стержней с двумя ветвями (рисунок 8.5, а):

$$N_{ad} = \frac{M_y}{b} \quad (8.37)$$

- то же, для стержней с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, б):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_y}{b_1} \quad (8.38)$$

- при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси  $x$ – $x$ , для стержней с четырьмя ветвями (рисунок 8.5, б):

$$N_{ad} = 0,5 \frac{M_x}{b_2} \quad (8.39)$$

где  $b$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  – размеры, указанные на рисунке 8.5.

При изгибе стержня сквозного сечения с четырьмя ветвями в двух плоскостях усилие  $N_{ad}$  определяют по формуле

$$N_{ad} = 0,5 \left( \frac{M_y}{b_1} + \frac{M_x}{b_2} \right) \quad (8.40)$$

8.6.6 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с планками следует учитывать дополнительное усилие  $N_{ad}$  от момента  $M$  и местный изгиб ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

8.6.7 Расчет на устойчивость сквозных стержней из двух сплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси  $x$ – $x$ , с решетками в двух параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует выполнять:

- для стержня в целом – в плоскости, параллельной плоскостям решеток, согласно требованиям 8.6.3, принимая эксцентриситет приложения нагрузки относительно оси  $x$ – $x$  сквозного сечения  $e_x = 0$  (рисунок 8.8);

- для отдельных ветвей – как внецентренно сжатых элементов в соответствии с 8.5.4, 8.5.5. При этом продольную силу в каждой ветви следует определять с

учетом дополнительного усилия от момента  $M_y$  (8.6.5), а момент  $M_x$  распределять между ветвями как  $M_{xb} = N_b e_x$ . Если момент  $M_x$  действует в плоскости одной из ветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь. При расчете ветвей в плоскости решеток их расчетную длину следует определять по максимальному расстоянию между узлами решетки. При расчете ветвей из плоскости решеток их расчетную длину следует определять, как для стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов в соответствии с СН КР 53-01

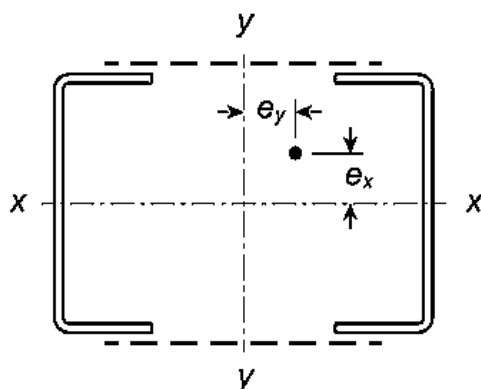


Рисунок 8.8 – Сечение сквозного стержня, подверженного сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях

8.6.8 Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней следует выполнять согласно 8.3.10, 8.3.11 на поперечную силу, равную большому из двух значений: фактической поперечной силе  $Q$ , определенной при расчете стержня как элемента безраскосной фермы, или условной поперечной силе  $Q_{fic}$ , вычисляемой согласно 8.3.8, 8.3.9.

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

8.6.9 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины внецентренно сжатых элементов, следует выполнять в соответствии с 8.2.7.

## 8.7 Расчет на прочность при действии поперечной силы

8.7.1 Расчет балочных конструкций на поперечную силу выполняют в зонах у крайних опор и зонах над промежуточными опорами (в неразрезных балочных системах, где поперечные силы оказывают существенное влияние на несущую способность стенок балок, особенно в зонах промежуточных опор, где максимальная поперечная сила сочетается со значительным изгибающим моментом и в отдельных случаях с продольной силой).

Несущую способность  $Q_w$  поперечного сечения от действия поперечной силы вычисляют по формуле

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin \alpha}, \quad (8.41)$$



где  $R_s$  – расчетное сопротивление при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в таблице 8.6;

$h_w$  – высота стенки между срединными плоскостями полок;

$\alpha$  – угол наклона стенки относительно полок.

Таблица 8.6 – Расчетные сопротивления  $R_s$  при сдвиге

Условная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре*
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58R_y$	$0,58R_y$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48R_y/\bar{\lambda}_w$	$0,48R_y/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67R_y/\bar{\lambda}_w^2$	$0,48R_y/\bar{\lambda}_w$
* Элементы жесткости на опоре, такие как: ребра жесткости, установленные для предотвращения искривлений стенки и рассчитанные на восприятие опорной реакции.		

8.7.2 Условную гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w$  вычисляют по формулам:

- для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (8.42)$$

- для стенок с продольными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34R_y}{k_t E}} \quad \text{но} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (8.43)$$

где  $k_t = 5,34 + \frac{2,10}{t} \left( \frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3} \quad (8.44)$

$I_s$  – момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенного, относительно оси  $a-a$ , проходящей через центр тяжести сечения ребра, параллельно плоскости стенки (см. рисунок 8.9);

$s_d$  – общая наклонная высота стенки (при наличии наклона), включая периметр продольного ребра жесткости по осевой линии (см. рисунок 8.9);

$s_w$  – наклонная высота стенки (см. рисунок 8.9);

$s_p$  – наибольшая наклонная высота плоского участка стенки (см. рисунок 8.9).

8.7.3 Устойчивость от сдвига (поперечной силы) считается обеспеченной для стенок без элементов жесткости с отношением

$$\frac{h_w}{t} < \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (8.45)$$

где  $h_w$  – высота вертикальной стенки, для наклонной стенки  $h_w = s_w$ ;

$\eta = 1,20$  – для сталей с классом прочности до 450. Для стали с более высоким классом прочности следует применять  $\eta = 1,0$ ;  
 $\varepsilon$  – определяют по формуле (7.22).

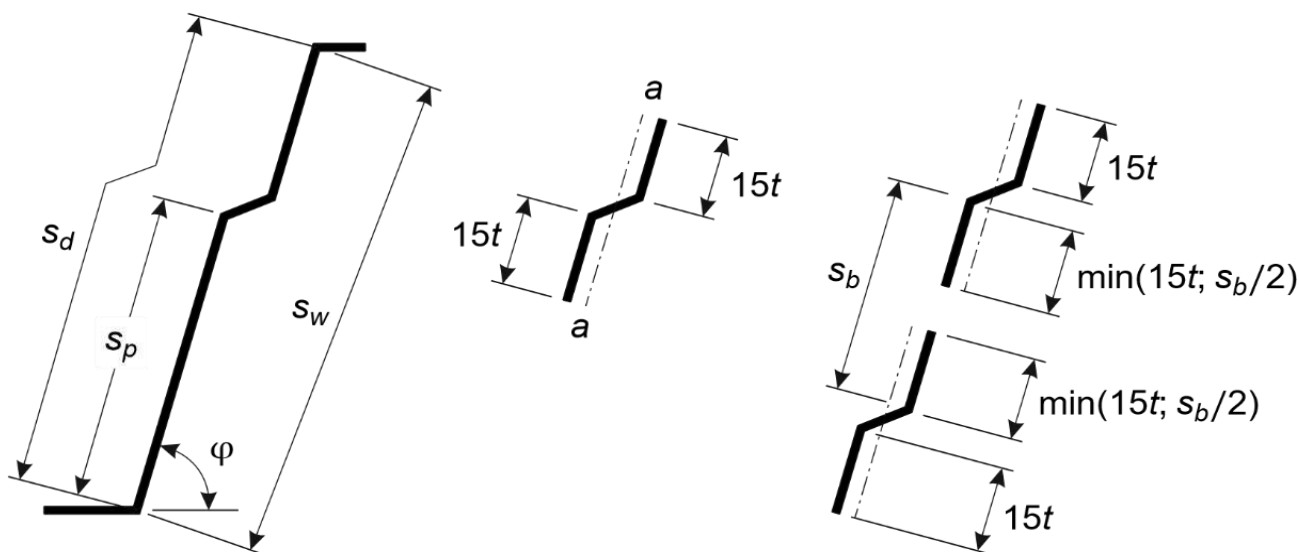


Рисунок 8.9 – Стенка с продольными элементами жесткости

## 8.8 Расчет на совместное действие продольной, поперечной сил и изгибающих моментов

Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы  $N$ , изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  влияние последней не учитывается при  $Q \leq 0,5Q_w$ , где  $Q_w$  – см. 8.7.1.

При  $Q > 0,5Q_w$  при совместном действии осевой силы  $N$ , изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$  расчетное значение несущей способности поперечного сечения следует определять по 8.5 с уменьшенным значением расчетного сопротивления  $R_y$ , определяемого по формуле

$$(1 - \rho_Q)R_y \quad (8.46)$$

$$\text{где } \rho_Q = \left( \frac{2Q}{Q_w} - 1 \right)^2 \quad (8.47)$$

## 8.9 Расчет потери устойчивости стенки от местной нагрузки

8.9.1 Расчет на смятие и потерю устойчивости стенки профиля при действии опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, следует проводить исходя из значения местной нагрузки на стенку  $Q_r$ , которая должна удовлетворять условию

$$Q_r \leq Q_{w,p} \quad (8.48)$$

где  $Q_{w,p}$  – несущая способность стенки при местном поперечном воздействии.

8.9.2 Поперечное сечение с одной стенкой без элементов жесткости (см. рисунок 8.10) должно соответствовать следующим критериям:

$$h_w/t \leq 220$$

$$r/t \leq 6$$

$$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$$

где  $h_w$  – высота стенки между срединными плоскостями полок;

$r$  – внутренний радиус углов;

$\varphi$  – угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

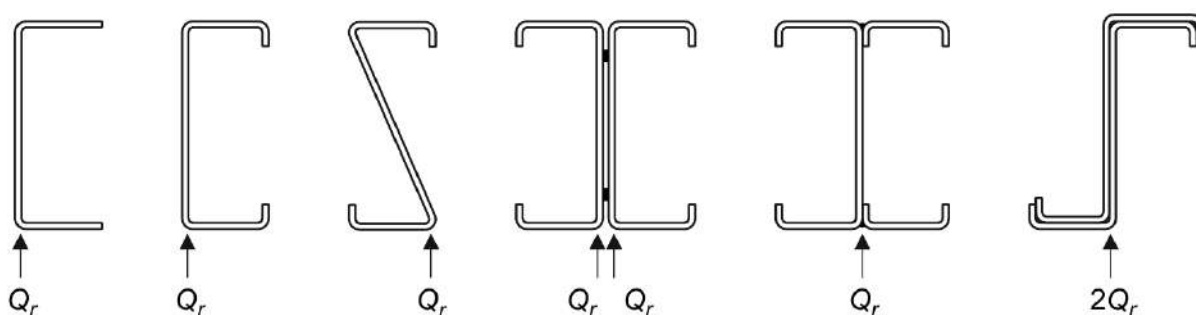


Рисунок 8.10 – Примеры сечений профилей с одной стенкой

8.9.3 Несущую способность на одну гладкую стенку при местном поперечном воздействии  $Q_{w,p}$  в виде опорной реакции или местной нагрузки вычисляют по формуле

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 \sin \varphi \left( 1 - C_r \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left( 1 + C_b \sqrt{\frac{b}{t}} \right) \left( 1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) \quad (8.49)$$

где  $C$  – коэффициент по таблицам 8.7–8.11;

$t$  – толщина стенки;

$\varphi$  – угол между плоскостью стенки и плоскостью опорной поверхности;

$r$  – внутренний радиус изгиба;

$C_r$  – коэффициент, учитывающий гибкость стенки, по таблицам 8.7–8.11;

$b$  – длина опорной части или местной распределенной нагрузки;

$C_b$  – коэффициент, учитывающий длину приложения локальной нагрузки на опоре или в пролете, по таблицам 8.7–8.11;

$h$  – высота плоской части стенки профиля;

$C_h$  – коэффициент, учитывающий высоту стенки, по таблицам 8.7–8.11.

**П р и м е ч а н и я**

1 Для конструктивных элементов, состоящих из двух и более стенок, значение  $Q_{w,p}$  рассчитывают для каждой стенки профиля и суммируют.

2 Концевое приложение опорной реакции или местной нагрузки от свободного края элемента должно быть менее или равно  $1,5h_w$ .

3 Приложение двух местных противоположно направленных нагрузок, приложенных к двум полкам элемента, должно быть менее или равно  $1,5h_w$ .

4 Приложение двух местных противоположно направленных нагрузок, приложенных к одной полке элемента, должно быть равно или более  $1,5h_w$ .

Таблица 8.7 – Составные стержни из двух швеллеров, С-образных и  $\Sigma$ -образных профилей, соединенных стенками

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		$C$	$C_r$	$C_b$	$C_h$	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка окаймлена	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20	0,15	0,05	0,003	$\frac{r}{t} \leq 5$
Не закрепленная на опоре	Полка окаймлена	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
		На две полки	Концевая	15,5	0,09	0,08	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	36	0,14	0,08	0,04	
	Неокаймленная полка	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$\frac{r}{t} \leq 3$
Примечания								
1 Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \leq 210$ ; $b/h \leq 1,0$ ; $h/t \leq 220$ .								
2 Коэффициенты $C$ приведены для составных двутавров, полученных от соединения стенок непосредственно друг к другу либо через соединительные элементы (сухари).								
3 Расстояние между осями креплений сухарей изгибаемых элементов должны быть не более $30i$ .								

Таблица 8.8 – Стержни из одиночных швеллеров и С-образных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		$C$	$C_r$	$C_b$	$C_h$	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		На две полки	Концевая	7,5	0,08	0,12	0,048	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Промежуточная	20	0,10	0,08	0,031	$\frac{r}{t} \leq 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	
Пр и м е ч а н и е – Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \leq 210$ ; $b/h \leq 2,0$ ; $h/t \leq 220$ .								

Таблица 8.9 – Стержни из одиночных Z-образных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		$C$	$C_r$	$C_b$	$C_h$	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$\frac{r}{t} \leq 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$\frac{r}{t} \leq 5$
		На две полки	Концевая	9	0,05	0,16	0,052	$\frac{r}{t} \leq 12$
			Промежуточная	24	0,07	0,07	0,04	$\frac{r}{t} \leq 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	5	0,09	0,02	0,001	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$\frac{r}{t} \leq 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$\frac{r}{t} \leq 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$\frac{r}{t} \leq 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	
Примечание – Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \leq 210$ ; $b/h \leq 2,0$ ; $h/t \leq 220$ .								

8.9.4 Поперечные сечения с двумя и более стенками, включая гофрированные листы (см. рисунок 8.11), без элементов жесткости должны соответствовать следующим критериям:

- расстояние от нагруженного участка до свободного края должно быть не менее 40 мм;

- размеры поперечных сечений должны удовлетворять соотношениям:

$$h_w/t \leq 220$$

$$r/t \leq 10$$

$$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$$

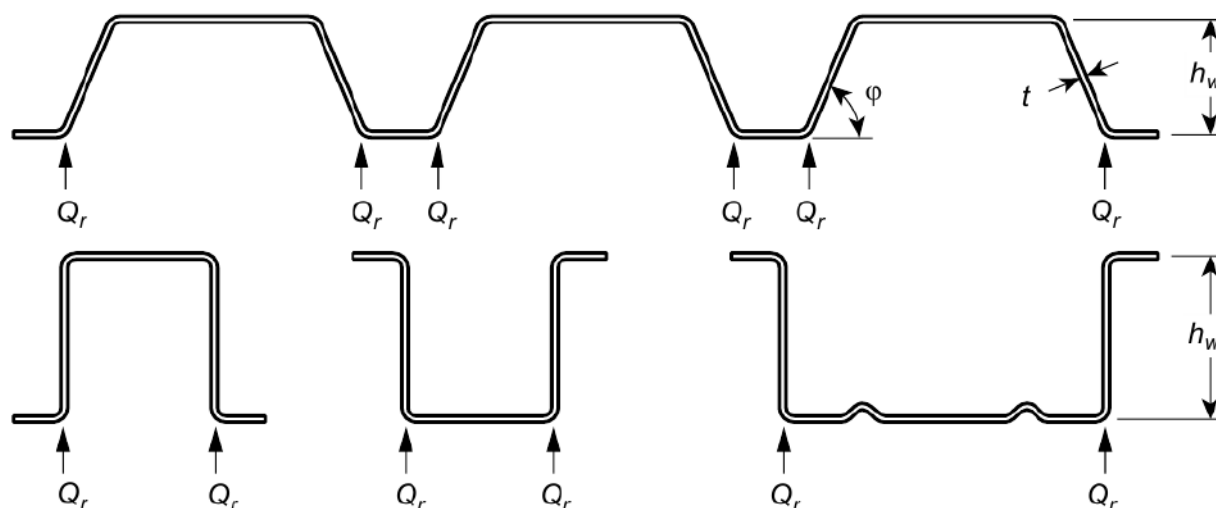


Рисунок 8.11 – Примеры сечений профилей с одной стенкой

8.9.5 Несущую способность на одну гладкую стенку гофрированных профилей (профилированных настилов), кассетных и шляпных профилей  $Q_{w,p}$  при местном поперечном воздействии в виде опорной реакции или местной нагрузки следует определять по формуле (8.49). Значения коэффициентов  $C$ ,  $C_r$ ,  $C_b$ ,  $C_h$  приведены в таблице 8.10 – для профилированных настилов и в таблице 8.11 – для одиночных кассетных и шляпных профилей.

Таблица 8.10 – Профилированные настилы с несколькими стенками

Конструкция опоры и полок	Опорная реакция или локальная нагрузка		$C$	$C_r$	$C_b$	$C_h$	Ограничения
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	$\frac{r}{t} \leq 10$
	На две полки	Концевая	9	0,12	0,14	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		Промежуточная	10	0,11	0,21	0,02	
Закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$\frac{r}{t} \leq 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	
	На две полки	Концевая	6	0,16	0,17	0,05	$\frac{r}{t} \leq 5$
		Промежуточная	17	0,10	0,10	0,046	—

Таблица 8.11 – Стержни из одиночных кассетных и шляпных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		$C$	$Cr$	$Cb$	$Ch$	Ограничения
Закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 5$
			Промежуточная	17	0,13	0,13	0,04	$\frac{r}{t} \leq 10$
		На две полки	Концевая	9	0,10	0,07	0,03	$\frac{r}{t} \leq 10$
			Промежуточная	10	0,14	0,22	0,02	$\frac{r}{t} \leq 4$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$\frac{r}{t} \leq 4$
			Промежуточная	17	0,13	0,134	0,04	

8.9.6 Несущую способность стенки, усиленной продольными элементами жесткости, при местном поперечном воздействии определяют по 8.9.7 для поперечных сечений с продольными элементами жесткости, образованными двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок (рисунок 8.12), таким образом, чтобы выполнялось условие

$$2 < \frac{e_{max}}{t} < 12 \quad (8.50)$$

где  $e_{max}$  – больший эксцентриситет точекгиба стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки (см. рисунок 8.12).

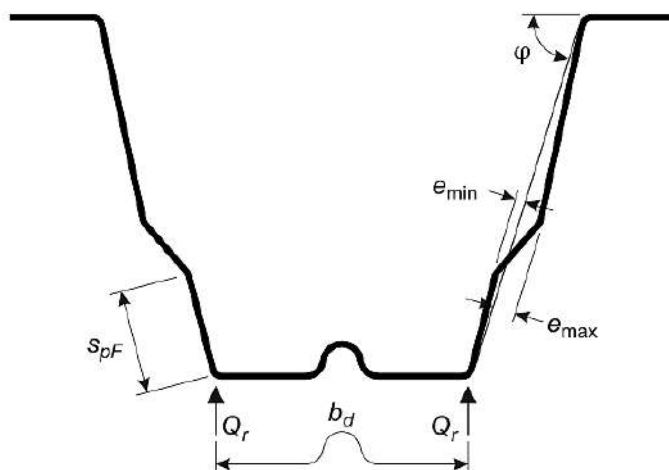


Рисунок 8.12 – Стенка с продольными элементами жесткости



8.9.7 Для сечений со стенками, усиленными продольными элементами жесткости, удовлетворяющими условию (8.50), несущую способность стенки при местном поперечном воздействии определяют умножением ее соответствующих значений для аналогичной стенки без элементов жесткости, приведенной в 8.9.3 или 8.9.5, на коэффициент  $k_{as}$ , определяемый по формуле

$$k_{as} = 1,45 - 0,05 \frac{e_{max}}{t}, \quad \text{о} \quad k_{as} \leq 0,95 + 35000t^2 \frac{e_{min}}{s_{pF} b_d^2} \quad (8.51)$$

где  $b_d$  – развернутая ширина нагруженной полки (см. рисунок 8.12);

$e_{min}$  – меньший эксцентриситет точек гiba относительно прямой линии, соединяющей концы стенки (см. рисунок 8.12);

$s_{pF}$  – наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке (см. рисунок 8.12).

8.9.8 Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента  $M_p$  и местной нагрузки или опорной реакции  $Q_r$  должно удовлетворять условиям:

$$M_p/M_R \leq 1 \quad (8.52)$$

$$Q_r/Q_{w,p} \leq 1 \quad (8.53)$$

$$\frac{M_p}{M_R} + \frac{Q_r}{Q_{w,p}} \leq 1,25 \quad (8.54)$$

где  $M_p$  – изгибающий момент в сечении профиля на промежуточной опоре;

$M_R$  – предельный изгибающий момент для сечения, определяемый по формуле  $M_R = R_y \gamma_c \cdot W_{ef,x,min}$

$Q_r$  – опорная реакция или местная нагрузка на одну стенку профиля;

$Q_{w,p}$  – несущая способность стенки при местном поперечном воздействии (см. 8.9.3).

8.9.9 В формуле (8.54) принимают соответствующее краю опоры значение момента  $M_p$ .

## 8.10 Расчет на прочность при кручении

8.10.1 Если нагрузки приложены с эксцентриситетом относительно центра сдвига поперечного сечения, то необходимо учитывать влияние кручения.

8.10.2 При определении влияния крутящего момента положение центральной оси и центра изгиба принимают в полном поперечном сечении.

8.10.3 Нормальные напряжения от осевой силы  $N$  и изгибающих моментов  $M_x, M_y$  следует определять с использованием соответствующих эффективных поперечных сечений, определяемых по 7.3. Касательные напряжения от поперечных сил, свободного кручения, нормальные и касательные напряжения от

стесненного кручения определяют с использованием геометрических характеристик полного сечения.

8.10.4 В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия:

$$\sigma_t = R_y \gamma_c \quad (8.55)$$

$$\tau_t = R_s \gamma_c \quad (8.56)$$

$$\sqrt{\sigma_t^2 + 3\tau_t^2} \leq 1,1 R_y \gamma_c \quad (8.57)$$

где  $\sigma_t$  – расчетное суммарное нормальное напряжение, рассчитанное для соответствующего рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

$\tau_t$  – расчетное суммарное касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

Суммарное нормальное напряжение  $\sigma_t$  и суммарное касательное напряжение  $\tau_t$  вычисляют по формулам:

$$\sigma_t = \sigma_N + \sigma_{Mx} + \sigma_{My} + \sigma_w \quad (8.58)$$

$$\tau_t = \tau_{Qx} + \tau_{Qy} + \tau_{tor} + \tau_w \quad (8.59)$$

где  $\sigma_N$  – нормальное напряжение от осевой силы  $N$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{Mx}$  – нормальное напряжение от изгибающего момента  $M_x$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{My}$  – нормальное напряжение от изгибающего момента  $M_y$  (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_w$  – нормальные напряжения от деформации (определяются для полного поперечного сечения);

$\tau_{Qx}$  – сдвигающее напряжение от поперечной силы  $Q_x$  (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Qy}$  – сдвигающее напряжение от поперечной силы  $Q_y$  (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{tor}$  – касательное напряжение от свободного кручения (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_w$  – касательное напряжение от деформации (определяется для полного поперечного сечения).

## 9 Кассетные профили, раскрепленные гофрированными листами

### 9.1 Общие положения

9.1.1 Кассетный профиль представляет собой большой профиль в виде лежащего швеллера с отгибами стенок, как это показано на рисунке 9.1. Узкие отгибы стенок должны быть раскреплены из плоскости прикрепляемым к ним стальным гофрированным листом.

9.1.2 Несущую способность стенок кассетных профилей на срез и восприятие местной поперечной нагрузки определяют в соответствии с 8.7 и 8.9, но с учетом значения  $M_c$ .

Предельный момент  $M_c$  для кассетного профиля определяют по 9.1.3 и 9.2.1, с учетом следующих требований:

- геометрические размеры соответствуют диапазонам, приведенным в таблице 9.1;
- высота гофров на широкой полке  $h_u$  не превышает  $h/8$ , где  $h$  – общая высота кассетного профиля.

**П р и м е ч а н и е** – Если параметры вновь рассчитываемого профиля отличаются от вышеприведенных требований, то его несущая способность определяется экспериментом.

9.1.3 В качестве альтернативы предельный момент, воспринимаемый кассетным профилем от внешней эксплуатационной нагрузки, допускается определять посредством испытаний. При этом испытательное оборудование не должно создавать местные нагрузки в элементе сечения кассетного профиля и в особенности в стенках.

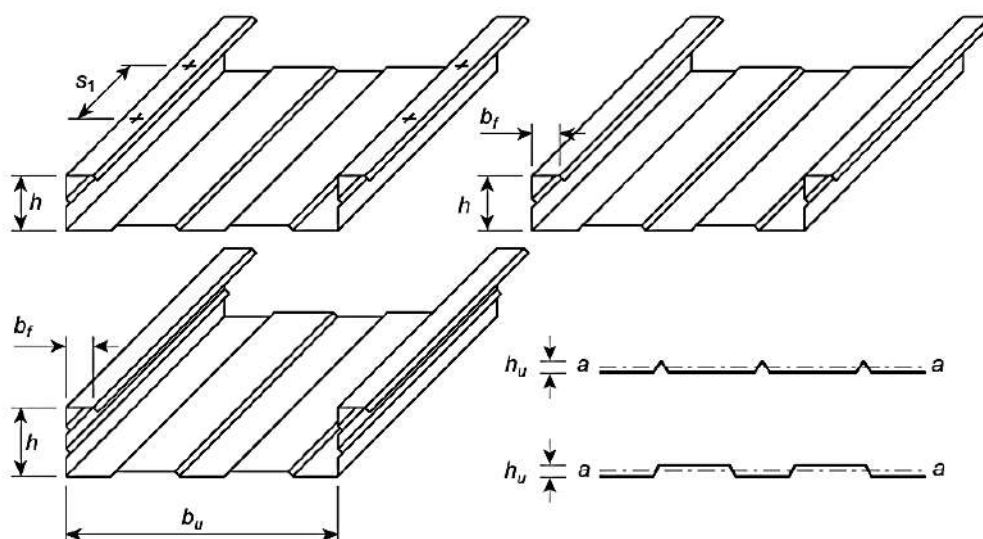


Рисунок 9.1 – Типовая геометрия кассетных профилей

Таблица 9.1 – Предельные параметры кассетного профиля

Наименование параметра	Предельные значения параметра
Толщина листа	$0,75 \text{ мм} \leq t_{nom} \leq 1,5 \text{ мм}$
Ширина отгиба стенки	$30 \text{ мм} \leq b_f \leq 60 \text{ мм}$
Высота стенки	$60 \text{ мм} \leq h \leq 200 \text{ мм}$
Ширина полки	$300 \text{ мм} \leq b_u \leq 600 \text{ мм}$
Момент инерции на единицу ширины	$I_a/b_u \leq 10 \text{ мм}^4 / \text{мм}$
Шаг между метизами, раскрепляющими узкие полки	$s_1 \leq 1000 \text{ мм}$

## 9.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

### 9.2.1 Сжатая широкая полка сечения

9.2.1.1 Предельный момент, который воспринимается кассетным профилем при сжатой широкой полке, определяют с учетом возможности потери местной устойчивости сжатыми элементами профиля с использованием поэтапной процедуры на рисунке 9.2:

- этап 1. Определяют эффективную площадь всех сжатых частей поперечного сечения, основываясь на отношении напряжений  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , полученных с использованием эффективной ширины сжатых полок, но при полной площади стенок.

Наличие мелкой гофрировки в стенках не принимается во внимание, и стенку принимают гладкой;

- этап 2. Находят центр тяжести эффективного поперечного сечения и определяют предельный момент  $M_c$  по формуле

$$M_c = 0,8W_{ef,min}R_y \quad (9.1)$$

$$\text{где } W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_c}, \quad \text{но } W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t}. \quad (9.2)$$

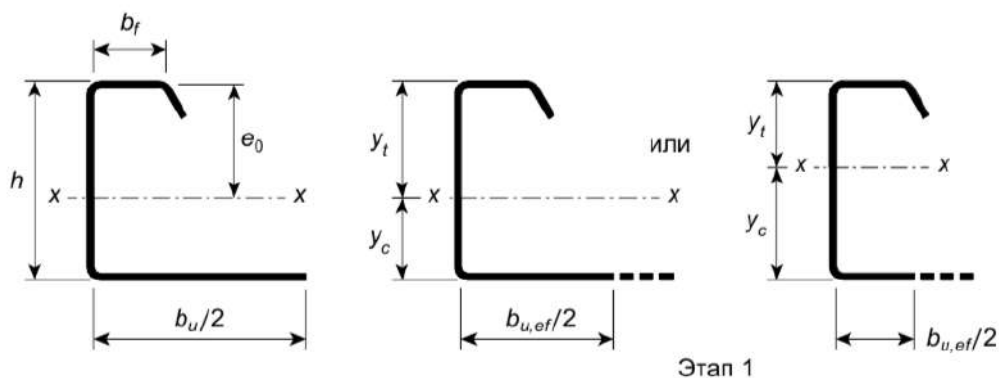


Рисунок 9.2, лист 1 – Определение предельного момента при сжатой широкой полке

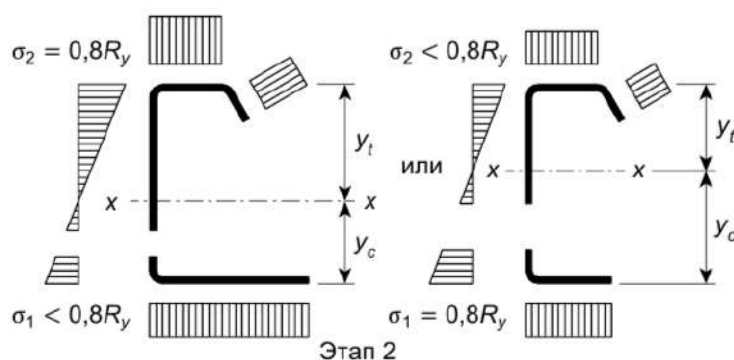


Рисунок 9.2, лист 2

## 9.2.2 Растянутая широкая полка сечения

9.2.2.1 Предельный момент для кассетного профиля с растянутой широкой полкой определяют с использованием поэтапной процедуры, представленной на рисунке 9.3.

При определении параметров поперечного сечения кассетного профиля учитывают, что при изгибе растянутая широкая полка будет искривляться в сторону нейтральной оси сечения профиля:

- этап 1. Определяют центр тяжести полного поперечного сечения;
- этап 2. Определяют эффективную ширину широкой растянутой полки  $b_{u,ef}$  с учетом ее возможного искривления по формуле

$$b_{u,ef} = \frac{53,3 \cdot 10^{10} e_0^2 t^3 t_{eq}}{h L b_u^3} \quad (9.3)$$

где  $b_u$  – полная ширина широкой полки (см. рисунок 9.1);  
 $e_0$  – расстояние от центральной оси полного поперечного сечения до центральной оси узких полок (см. рисунок 9.3);  
 $h$  – общая высота кассетного профиля;  
 $L$  – пролет кассетного профиля;  
 $t_{eq}$  – эквивалентная толщина широкой полки, определяемая по формуле

$$t_{eq} = (12I_a/b_u)^{1/3} \quad (9.4)$$

где  $I_a$  – собственный момент инерции сечения широкой полки (см. рисунок 9.1);

- этап 3. Определяют эффективную площадь всех сжатых частей, основываясь на отношении напряжений  $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ , полученных с использованием эффективной ширины полок, но при полной площади стенок;
- этап 4. Находят центр тяжести эффективного поперечного сечения и определяют несущую способность  $M_b$  из условия потери устойчивости плоской формы изгиба, используя следующие формулы:

$$M_b = 0,8\beta_b W_{ef} R_y \quad \text{но} \quad M_b \leq 0,8 W_{ef,t} R_y \quad (9.5)$$

$$\text{где} \quad \frac{W_{ef,min}}{= \frac{I_{x,ef}}{y_c}} \quad W_{ef,min} = \frac{I_{x,ef}}{y_t} \quad (9.6)$$

$\beta_b$  – поправочный коэффициент, принимаемый:

$\beta_b = 1,0$  – при  $s_1 \leq 300\text{мм}$

$\beta_b = 1,5 - \frac{s_1}{2000}$  – при  $300\text{мм} \leq s_1 \leq 1000\text{мм}$

$s_1$  – расстояние между метизами (шаг), прикрепляющими гофрированный лист к узким полкам профиля и раскрепляющими узкие полки из плоскости (см. рисунок 9.1).

9.2.2.2 Искривление широкой полки при определении прогибов не учитывается.

9.2.2.3 Для упрощения практических расчетов момент, воспринимаемый кассетным профилем с широкой полкой без элементов жесткости, допускается определять приближенно, принимая эффективную площадь сечения растянутой широкой полки равной площади сечения двух сжатых узких полок.

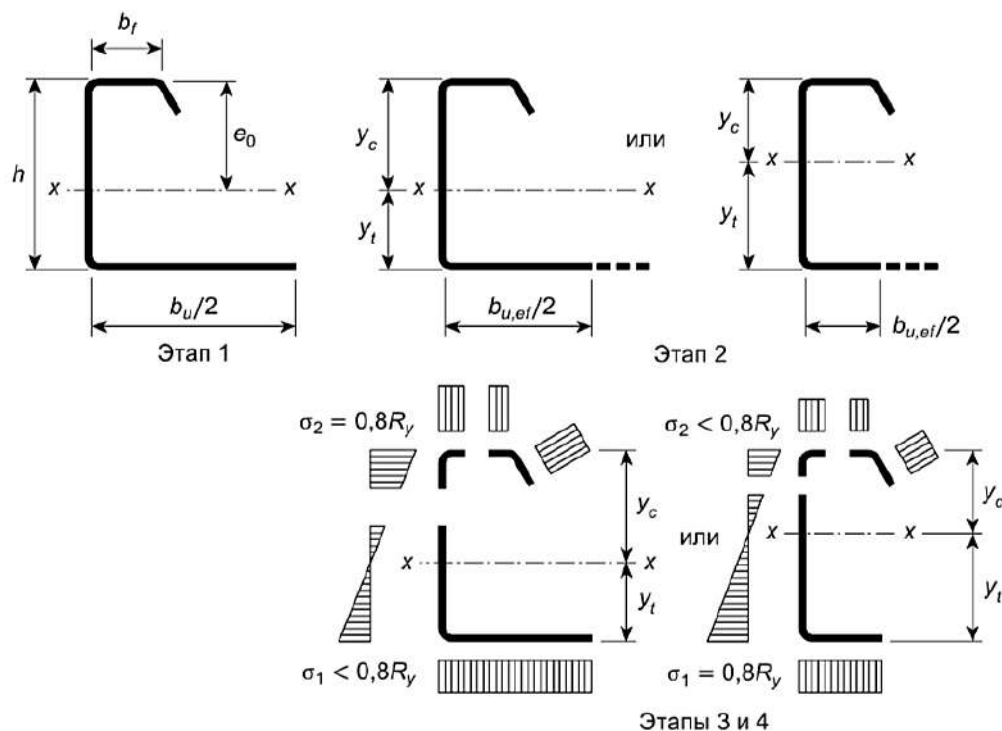


Рисунок 9.3 – Определение предельного момента при растянутой широкой полке

### 9.2.3 Момент инерции для определения прогибов

Эффективное поперечное сечение для определения прогибов рассчитывают по 9.2.1 и 9.2.2, но с заменой  $R_y$  на  $R_y/1,50$ .

## 10 Предельное состояние по деформациям конструкций

10.1 Правила расчета предельного состояния по деформациям конструкций, приведенные в СНиП 2.01.07, применимы и для стальных конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей.

10.2 При расчете холоднодеформированных профилей по второму предельному состоянию следует использовать геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, с учетом редукиции сжатых частей сечений, полученных в 7.3 и 7.4 ( $I_{ef}$ ). Прогибы определяют в предположении упругой работы стали.

10.3 В качестве альтернативы 10.2 при определении прогибов вместо  $I_{ef}$  допускается принимать момент инерции  $I_f$ , рассчитываемый с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений по формуле

$$I_f = I_g - \frac{\sigma_g}{\sigma} (I_g - I_{ef}) \quad 10.1$$

где  $I_g$  – момент инерции полного поперечного сечения;

$\sigma_g$  – максимальное сжимающее напряжение от изгиба (по абсолютному значению) при расчете по второй группе предельных состояний, основанное на полном поперечном сечении;

$\sigma$  – максимальное напряжение (наибольшее по абсолютному значению) в эффективном поперечном сечении в пределах рассматриваемой расчетной длины;

$I_{ef}$  – момент инерции эффективного поперечного сечения с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении  $\sigma \geq \sigma_g$

10.4 Момент инерции эффективного сечения  $I_{ef}$  (или  $I_f$ ) принимают переменным вдоль пролета. Допускается принимать постоянное значение момента инерции, полученное из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

## 11 Расчет соединений

### 11.1 Расчет несущей способности элементов в соединениях на метизах

11.1.1 В соединениях конструкций из тонкостенных гнутых профилей используют следующие типы соединений:

- на болтах нормальной точности с шайбами под головкой винта и гайкой;
- самонарезающих винтах, установленных в предварительно просверленные отверстия диаметром на 0,5–0,8 мм меньше, чем диаметр стержня винта по резьбе;
- самонарезающих, самосверлящих винтах, установленных без предварительного сверления отверстий;
- «слепых» заклепках со стальным корпусом;
- дюбелях, установленных с помощью порохового монтажного пистолета для соединений элементов ЛСТК толщиной не менее 3 мм.

11.1.2 Несущую способность соединений на «слепых» заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях следует определять с учетом данных, приведенных в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650, либо, в случае отсутствия данных в стандартах, по результатам испытаний. В этом случае несущую способность одного метиза определяют по формуле

$$F_{\theta} = \frac{F_{\theta n}}{\gamma_{m2}} \quad (11.1)$$

где  $F_{\theta n}$  – нормативная несущая способность метиза по одному из условий работы соединения, полученная по результатам испытаний или приведенная в стандарте;

$\gamma_{m2}$  – коэффициент надежности соединения, принимаемый по 11.1.15.

11.1.3 Расчетную несущую способность «слепых» заклепок в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одной заклепки определяют по формулам



$$F_b = \frac{\alpha R_{un} dt}{\gamma_{m2}} \quad (11.2)$$

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{(1,2 \gamma_{m2})} \quad (11.3)$$

где  $\alpha$  – принимают по таблице 11.1;

$R_{un}$  – временное сопротивление стали соединяемых элементов, принимаемое по таблице 6.2;

$d$  – диаметр заклепки;

$t$  – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

$e_1$  – расстояние от края элемента до центра отверстия (см. рисунок 11.1);

Таблица 11.1 – Значения коэффициента  $\alpha$

Наименование элемента	крепежного	Формулы для определения коэффициента $\alpha$
«Слепые заклепки»	При $t = t_1$	$\alpha = 3,6 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	при $t_1 \geq 2,5t$	$\alpha = 2,1;$
	при $t < t_1 \leq 2,5t$	$\alpha$ – по линейной интерполяции
Самонарезающие винты	При $t = t_1$	$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	при $t_1 \geq 2,5t$ и $t < 1,0$ мм	$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1;$
	при $t_1 \geq 2,5t$ и $t \geq 1,0$ мм	$\alpha = 2,1;$
	при $t < t_1 \leq 2,5t$	$\alpha$ – по линейной интерполяции
Дюбели		$\alpha = 3,2 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1$
П р и м е ч а н и е – В настоящей таблице применены следующие обозначения: $t$ – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов; $t_1$ – толщина наиболее толстого из соединяемых элементов.		

- из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под заклепки расчетную несущую способность заклепочного соединения определяют по формуле

$$F_n = \frac{A_{net} R_{yn}}{\gamma_{m2}} \quad (11.4)$$

где  $A_{net}$  – площадь сечения нетто наиболее тонкого соединяемого элемента;  
 - из условия среза тела заклепки расчетную несущую способность одной заклепки определяют по формуле

$$F_v = \frac{F_{vn}}{\gamma_{m2}} \quad (11.5)$$

где  $F_{vn}$  – нормативная несущая способность заклепки на срез.

11.1.4 Расчетную несущую способность «слепых» заклепок в соединениях, работающих на растяжение, следует определять:

- с учетом разрыва тела заклепки  $F_t$  – по формуле (11.1) с учетом нормативного значения несущей способности заклепки на растяжение;
- с учетом возможного отрыва более тонкого соединяемого элемента  $F_p$  – по результатам испытаний в соответствии с 11.1.2.

11.1.5 Расчетную несущую способность самонарезающих и самосверлящих винтов в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одного винта  $F_b$  определяют по формуле (11.2), где  $d$  – номинальный диаметр винта;
- из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под самонарезающие винты расчетную несущую способность соединения  $F_n$  определяют по формуле (11.4);
- из условия среза тела винта расчетную несущую способность одного винта  $F_v$  определяют по формуле (11.5), где  $F_{vn}$  – нормативная несущая способность самонарезающего винта на срез, приведенная в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

11.1.6 Расчетную несущую способность самонарезающих и самосверлящих винтов в соединениях, работающих на растяжение, определяют из следующих условий:

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через пресс-шайбу расчетную несущую способность одного винта при действии статических нагрузок определяют по формуле

$$F_p = \frac{d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.6)$$

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через пресс-шайбу расчетную несущую способность одного винта при действии ветровых нагрузок в сочетании со статическими и без них определяют по формуле

$$F_p = \frac{0,5 d_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.7)$$

где  $d_w$  – диаметр пресс-шайбы или головки винта;  
 $t$  – толщина элемента, испытывающего вырыв через пресс-шайбу;  
 - из условия вырыва винта из базового элемента (основного металла)  
 расчетную несущую способность одного винта определяют по формулам:

$$F_0 = \frac{0,45dt_{sup}R_{un,sup}}{\gamma_{m2}} \quad S < 1 \quad \text{если } t_{sup}/ \quad (11.8)$$

или

$$F_0 = \frac{0,65dt_{sup}R_{un,sup}}{\gamma_{m2}} \quad S < 1 \quad \text{если } t_{sup}/ \quad (11.9)$$

где  $t_{sup}$  – толщина базового элемента, к которому крепится винт (основного металла);  
 $d$  – номинальный диаметр винта;  
 $R_{un,sup}$  – временное сопротивление стали метиза;  
 $S$  – шаг резьбы винта;  
 - расчетную несущую способность одного самонарезающего винта из условия разрыва тела винта  $F_t$  определяют по формуле (11.1) с учетом нормативного значения разрушающей нагрузки разрыва винта, приведенного в ГОСТ 10621, ГОСТ 10618 и ГОСТ 11650.

11.1.7 В соединениях на пристреливаемых дюбелях временное сопротивление стали дюбелей при растяжении должно быть не менее 2000 МПа при твердости по Роквеллу не менее 55.

11.1.8 Расчетную несущую способность пристреливаемых дюбелей в соединениях, работающих на сдвиг, определяют из следующих условий:

- из условия смятия соединяемых элементов расчетную несущую способность одного дюбеля определяют по формуле

$$F_b = \frac{3,2R_{un}dt}{\gamma_{m2}} \quad (11.10)$$

где  $d$  – номинальный диаметр дюбеля;  
 $t$  – толщина более тонкого из соединяемых элементов;  
 - из условия прочности соединяемых элементов на разрыв с учетом ослабления отверстиями под дюбели расчетную несущую способность соединения  $F_n$  определяют по формуле (11.4);  
 - из условия среза тела дюбеля расчетную несущую способность одного дюбеля  $F_v$  определяют по формуле (11.5), где  $F_{vn}$  – несущая способность дюбеля на срез, определенная по результатам испытаний (см. 11.1.2).

11.1.9 Расчетную несущую способность пристреливаемых дюбелей в соединениях, работающих на растяжение, определяют из следующих условий:

- из условия прочности соединяемого элемента на отрыв через головку дюбеля несущую способность одного дюбеля  $F_p$  определяют:

а) при действии статических нагрузок – по формуле (11.6);

б) при действии ветровых нагрузок в сочетании со статическими и без них – по формуле (11.7), где  $d_w$  – диаметр головки дюбеля;

- из условий вырыва одного дюбеля из базового элемента расчетную несущую способность  $F_0$ , а также разрыва тела дюбеля  $F_t$  определяют по результатам испытаний (см. 11.1.2).

11.1.10 Требуемое количество дюбелей при действии на соединение силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, определяют по формулам:

- если сила  $N$  вызывает сдвиг соединения:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}} \quad (11.11)$$

где  $F_{min}$  – наименьшее из значений  $F_b$  или  $F_v$ , вычисленных согласно 11.1.8;

- если сила  $N$  вызывает растяжение соединения:

$$n_c \geq \frac{N}{F_{min}} \alpha_1 \quad (11.12)$$

где  $F_{min}$  – минимальное из значений  $F_p$ ,  $F_0$  или  $F_t$ , вычисленных согласно 11.1.9;

$\alpha_1 = 1,1$  – коэффициент, учитывающий многократное воздействие нагрузки.

11.1.11 Несущую способность одноболтового соединения следует определять в зависимости от вида напряженного состояния по формулам:

$$F_v = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \quad (11.13)$$

- при срезе:

$$F_b = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c \quad (11.14)$$

- при смятии:

$$F_t = R_{bt} A_{bn} \gamma_c \quad (11.15)$$

- при растяжении:

где  $R_{bs}$ ,  $R_{bt}$  – расчетные сопротивления одноболтовых соединений при срезе и растяжении в соответствии с СН КР 53-01;

$R_{bp}$  – расчетное сопротивление одноболтового соединения при смятии, принимаемое по таблице 11.2 (при смятии элементов из оцинкованной стали) либо СН КР 53-01 (при смятии неоцинкованных фасонки и других элементов);

$A_b$ ,  $A_{bn}$  – площадь сечения стержня болта брутто и резьбовой части нетто соответственно;

$n_s$  – число расчетных срезов одного болта;

$d_b$  – наружный диаметр стержня болта;

$\sum t$  – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, смещаемых в одном направлении;

$\gamma_b$  – коэффициент условия работы соединения, определяемый по СН КР 53-01;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы (см. таблицу 5.1).

Таблица 11.2 – Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов $R_{un}, \text{Н/мм}^2$	Расчетные сопротивления $R_{bp}, \text{Н/мм}^2$ , смятию элементов, соединяемых болтами класса точности	
	А	В
300	465	390
330	510	430
360	560	475
390	610	515
420	640	540
450	690	580
480	730	615
510	775	655
П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений, указанные в настоящей таблице, вычислены по формулам СН КР 53-01 с округлением до 5 Н/мм <sup>2</sup> .		

11.1.12 При действии на болтовое соединение силы  $N$ , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае количество болтов в соединении следует определять по формуле

$$n_f = \frac{N}{F_{min}} \quad (11.16)$$

где  $F_{min}$  – минимальное из значений  $F_v$ ,  $F_b$  или  $F_t$ , вычисленных согласно 11.1.11.

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

Усилие в наиболее нагруженном болте  $N_{b,max}$  не должно превышать меньшего из значений  $F_v$  и  $F_b$ , вычисленных по 11.1.11.

11.1.14 При одновременном действии на метиз сдвига  $N_c$  и растяжения  $N_p$ , при условии, что  $N_c$  и  $N_p$  определены расчетом, наиболее напряженный метиз следует проверять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_t}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_v}\right)^2} \leq 1 \quad (11.17)$$

При этом дополнительно следует проверять несущую способность метиза по одновременному смятию и вырыву из-под головки метиза наиболее тонкого из соединяемых элементов по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{N_p}{F_p}\right)^2 + \left(\frac{N_c}{F_b}\right)^2} \leq 1 \quad (11.18)$$

11.1.15 Значения коэффициента  $\gamma_{m2}$  для винтовых, заклепочных и дюбельных соединений в зависимости от характера их работы приведены в таблице 11.3.

Таблица 11.3 – Коэффициенты условий работы соединений на самонарезающих винтах, «слепых» заклепках и дюбелях

Характер работы соединения		$\gamma_{m2}$		
		Самонарезающие винты	«Слепые» заклепки	Дюбели
Соединения с метизами, работающими на срез				
Смятие соединяемых элементов	$0,5 \leq t \leq 0,7 \text{ мм}$	1,6	1,5	1,25
	$0,7 < t \leq 2,0 \text{ мм}$	1,45		
Разрыв соединяемого элемента по сечению нетто		1,1	1,1	
Соединения с метизами, работающими на растяжение				
Отрыв элемента через пресс-шайбу		1,2	1,25	1,25
Вырыв метиза из элемента		1,1	—	
Примечание – Во всех других случаях работы соединений, а также если нормативная несущая способность метиза определена по результатам испытаний (см. 11.1.2) значение $\gamma_{m2} = 1,25$ .				

11.1.16 При применении соединения на самонарезающих и самосверлящих винтах, «слепых» заклепках и дюбелях должны быть соблюдены условия, приведенные в таблице 11.4.

11.1.17 Прогнозируемый срок службы метизов должен быть не менее срока службы несущих конструкций каркаса. Подтверждение срока службы осуществляется на основании опытных данных или натурных испытаний в соответствии с действующими стандартами.

Таблица 11.4

Тип соединения на метизах	Характер работы соединения	Условия применения метизов в соединении	Диапазон применения соединения
Соединения на самонарезающих и самосверлящих винтах	Сдвиг	$F_v \geq 1,2F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$ ; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 0,9$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Соединения на «слепых» заклепках	Сдвиг	$F_v \geq 1,2F_b$	$2,6 \leq d \leq 6,4$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$	
Дюбельные соединения	Сдвиг	$F_v \geq 1,5F_b$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; для $d = 3,7$ мм $t_{sup} \geq 4,0$ мм; для $d = 4,5$ мм $t_{sup} \geq 6,0$ мм; для $d = 5,2$ мм $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
Дюбельные соединения	Растяжение	$F_t \geq 1,2F_p$ ; $F_t \geq 1,2F_0$	$3,0 \leq d \leq 8,0$ мм; для $d = 3,7$ мм $t_{sup} \geq 4,0$ мм; для для $d = 4,5$ мм $t_{sup} \geq 6,0$ мм; для $d = 5,2$ мм $t_{sup} \geq 8,0$ мм; $0,5 \leq t \leq 1,5$ мм; $t_1 \geq 6,0$ мм; $R_{un} \leq 550$ МПа
<p><b>П р и м е ч а н и я</b></p> <p>1 В настоящей таблице применены следующие обозначения: <math>t</math> – толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов; <math>t_1</math> – толщина наиболее толстого из соединяемых элементов; <math>d</math> – номинальный диаметр метиза; <math>t_{sup}</math> – толщина базового элемента, к которому крепится метиз (винт или дюбель); <math>R_{un}</math> – временное сопротивление стали соединяемых элементов.</p> <p>2 Метизы допускается использовать в другом диапазоне применения, если их несущая способность определена по результатам испытаний.</p> <p>3 Закладная головка заклепки/головка винта может быть расположена над более тонким из соединяемых элементов.</p>			

## 11.2 Требования к расстановке метизов в соединениях

11.2.1 Минимально допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов представлены на рисунке 11.1 и принимаются по таблице 11.5.

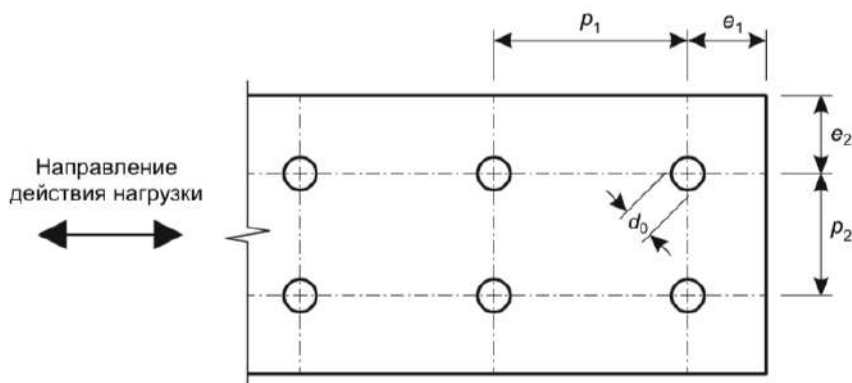


Рисунок 11.1 – Расположение метизов в соединении

Таблица 11.5 – Минимальные допустимые расстояния между метизами от их осей до краев соединяемых элементов

В миллиметрах

Размер по рисунку 11.1	Тип метиза			
	Заклепка $2,6 \leq d \leq 6,4$	Самонарезающий винт $3,0 \leq d \leq 8,0$	Дюбель $2,6 \leq d \leq 6,4$	Болт ( $\min$ М6)
$e_1$	$1,5d_0^*$	$3,0d$	$4,5d$	$2,0d_0$ (при $t > 2,0$ ); $3,0d_0$ (при $t \leq 2,0$ )
$e_2$	$1,5d_0$	$1,5d$	$4,5d$	$1,5d_0$
$p_1$	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
$p_2$	$3,0d_0$	$3,0d$	$4,5d$	$2,5d_0$
* $d_0$ – диаметр отверстия под заклепку или болт.				

11.2.2 Диаметр отверстий под винты должен отвечать требованиям технических регламентов изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- момент закручивания должен быть больше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;
- момент закручивания должен быть меньше, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки метиза;
- момент закручивания должен быть менее  $2/3$  момента, срезающего головку метиза;
- закладная головка заклепки, а также головки самонарезающих винтов и дюбелей должны быть расположены над более тонким из соединяемых листов;
- приведенные выше правила расчета «слепых» заклепок применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.



### 11.3 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных контактной точечной сваркой

11.3.1 Точечную сварку, выполняемую контактным методом либо методом проплавления, следует использовать для прокатного или оцинкованного проката толщиной до 4,0 мм при условии, что более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

11.3.2 Расчетную несущую способность сварных точек вычисляют по приведенным ниже формулам. Несущую способность на смятие и разрыв  $F_{tb}$  вычисляют по формулам

$$\text{если } t \leq t_1 \leq 2,5t \quad F_{tb} = \frac{2,7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.19)$$

если  $t_1 > 2,5t$  то  $F_{tb}$  принимают равным наименьшему из значений:

$$F_{tb} = \frac{2,7\sqrt{t}d_s R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.20)$$

$$F_{tb} = \frac{0,7d_s^2 R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.21)$$

$$F_{tb} = \frac{3,1td_s R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.22)$$

где  $t$  – толщина наиболее тонкого присоединенного элемента или листа, мм;

$t_1$  – толщина наиболее толстого присоединенного элемента или листа;

$d_s$  – внутренний диаметр электрозаклепки, равный:

- при сварке проплавлением  $d_s = 0,5t + 5$  мм;

- при сварке сопротивлением  $d_s = 5\sqrt{t}$ ;

$\gamma_{m2}$  – коэффициент надежности соединения (см. 11.3.3).

Несущую способность края элемента на разрыв  $F_e$  вычисляют по формуле

$$F_e = \frac{1,4te_1 R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.23)$$

Несущую способность соединения по сечению нетто  $F_n$  вычисляют по формуле (11.4).

Несущую способность на срез  $F_v$  вычисляют по формуле

$$F_v = \frac{\pi d_s^2 R_{un}}{4\gamma_{m2}} \quad (11.24)$$

**П р и м е ч а н и е** – В соединении должны соблюдаться следующие условия:

$$F_v \geq 1,25F_{tb};$$

$$F_v \geq 1,25F_e;$$

$$\sum F_v \geq 1,25F_n.$$

Расположение точек сварки в соединении приведено на рисунке 11.1, где  $2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$ ;  $3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$ ;  $e_2 \leq 4d_s$ ;  $3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$ .

11.3.3 При определении несущей способности сварных точек в соответствии с 11.3.2 коэффициент надежности соединения принимают равным  $\gamma_{m2} = 1,25$ .

11.3.4 Размер  $d_s$  сварной точки должен быть подтвержден посредством испытаний на срез с использованием нахлесточных образцов с одиночным креплением, как показано на рисунке 11.2. Толщины соединяемых элементов образца должны быть равны реализованным в каждом конкретном случае.

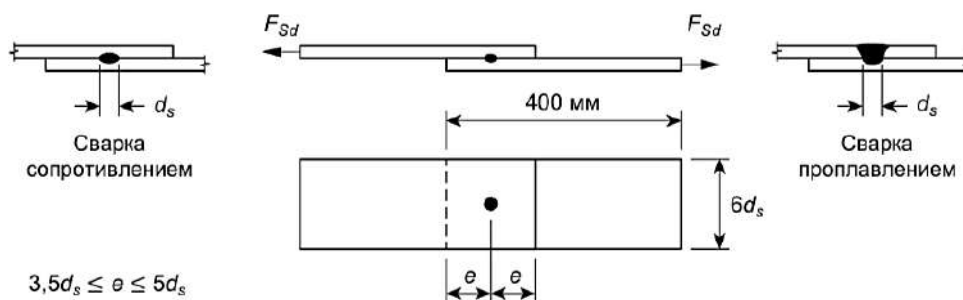


Рисунок 11.2 – Образцы для испытаний на срез сварных точек

## 11.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами

11.4.1 Требования настоящего подраздела следует применять при проектировании сварных соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм. Для основного материала большей толщины несущую способность сварных швов следует определять по СН КР 53-01.

11.4.2 Размеры сварных швов необходимо выбирать таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемого элемента или листа, но не сварным швом. Это требование выполняется, если сечение сварного шва не менее наименьшей из толщин присоединяемых элементов или листов.

11.4.3 Расчетную несущую способность  $F_w$  углового сварного шва необходимо определять следующим образом:

- для флангового шва:

$$\text{если } L_{w,s} \leq b \quad F_w = \frac{tL_{w,s} \left( \frac{0,9 - 0,45L_{w,s}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.25)$$

$$\text{если } L_{w,s} > b \quad F_w = \frac{0,45tbR_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.26)$$

- для лобового шва:

если  $L_{w,s} \leq b$

$$F_w = \frac{t L_{w,e} \left( \frac{1,0 - 0,30 L_{w,e}}{b} \right) R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.27)$$

где  $b$  – ширина соединяемой части или листа (рисунок 11.3);

$L_{w,s}$  – расчетная длина флангового шва (рисунок 11.3);

$L_{w,e}$  – расчетная длина лобового шва (рисунок 11.3);

$\gamma_{m2}$  – коэффициент надежности соединения, принимаемый равным для соединений с угловыми швами  $\gamma_{m2} = 1,25$

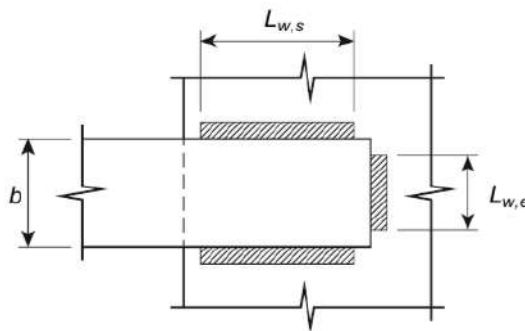


Рисунок 11.3 – Соединение с угловыми швами

11.4.4 Если в одном соединении используют сочетание лобовых и фланговых угловых швов, общую несущую способность сварного соединения следует определять как сумму несущих способностей лобовых и фланговых швов. При этом необходимо учитывать положение центра тяжести и соответствующее распределение усилий.

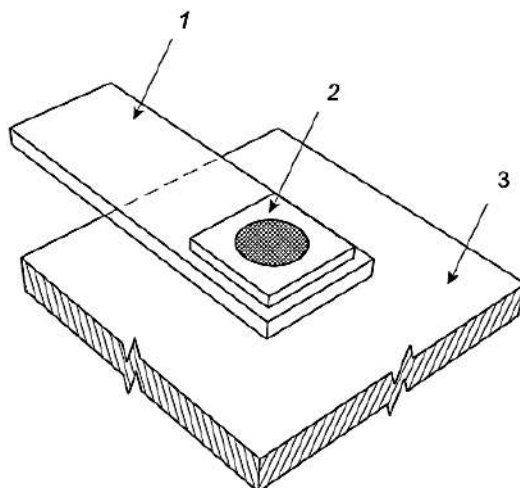
11.4.5 Угловые швы с эффективной длиной менее  $8t$  ( $t$  – толщина более тонкого из соединяемых элементов) в расчетных соединениях не допускаются.

## 11.5 Требования к проектированию сварных соединений, выполненных дуговой точечной сваркой

11.5.1 Дуговую точечную сварку следует применять только в соединениях, работающих на сдвиг, и не следует использовать для соединения элементов или листов, общая толщина  $\sum t$  которых превышает 4 мм.

11.5.2 Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр  $d_s$  не менее 10 мм.

11.5.3 Если толщина присоединяемого элемента или листа менее 0,7 мм, то следует использовать сварную шайбу (см. рисунок 11.4).



1 – присоединительный элемент или лист; 2 – сварная шайба; 3 – несущий элемент  
Рисунок 11.4 – Дуговая точечная сварка со сварной шайбой

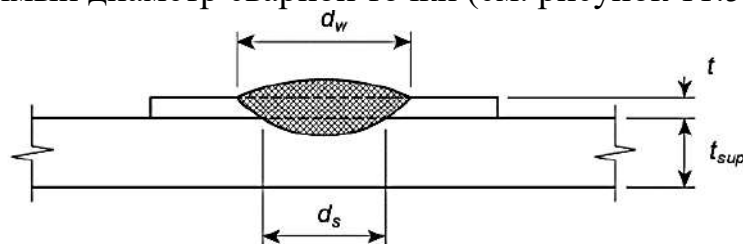
11.5.4 Минимальные расстояния  $e_{min}$  от центра круглой дуговой сварной точки до ближайшего края соседней сварной точки или до конца соединяемого элемента вдоль срезающего усилия вычисляют по формулам:

$$e_{min} = 1,8 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} < 1,15 \quad (11.28)$$

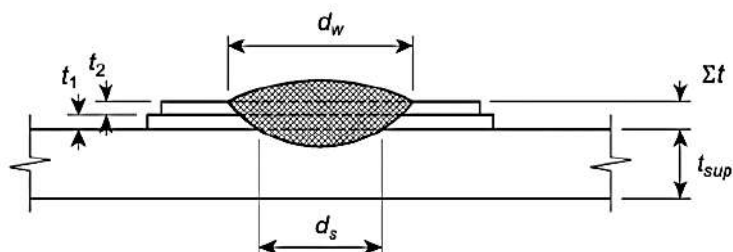
$$e_{min} = 2,1 \frac{F_w t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} \geq 1,15 \quad (11.29)$$

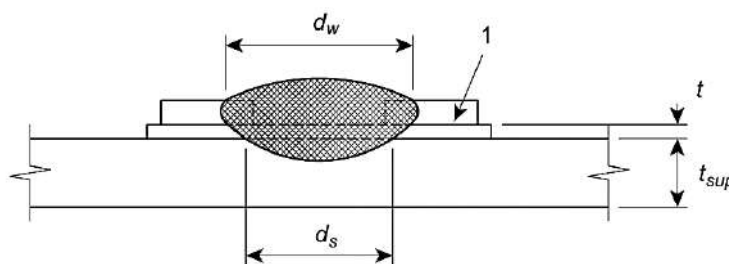
где  $\gamma_{m2}$  – коэффициент надежности соединения, принимаемый равным для соединений, выполненных дуговой точечной сваркой,  $\gamma_{m2} = 1,25$ .

11.5.5 Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия присоединяемого элемента должно быть не менее  $1,5d_w$ , где  $d_w$  – видимый диаметр сварной точки (см. рисунок 11.5).



а) Присоединение одного листа ( $\Sigma t = t$ )



б) Присоединение двух листов ( $\Sigma t = t_1 + t_2$ )

## в) Присоединение одного листа с применением сварной шайбы 1 – сварная шайба

Рисунок 11.5 – Точечная дуговая сварка

11.5.6 Минимальное расстояние в свету между овальной сварной точкой и краем листа в любом направлении усилия должно быть не менее  $1,0d_w$

11.5.7 Расчетную несущую способность на срез  $F_w$  круглой сварной точки определяют по формуле

$$F_w = \frac{\pi}{4} d_s^2 R_{wf} \quad (11.30)$$

где  $R_{wf}$  – расчетное сопротивление по материалу сварной точки, принимаемое в соответствии с СН КР 53-01;

$d_s$  – внутренний диаметр сварной точки, вычисляемый по формуле

$$d_s = 0,7d_w - 1,5 \Sigma t, \quad \text{но } d_s \geq 0,55d_w \quad (11.31)$$

где  $d_w$  – видимый диаметр дуговой сварной точки (см. рисунок 11.5).

$F_w$  не должна превышать значений, определяемых из следующих условий:

$$\text{если } \frac{d_p}{\Sigma t} \leq 18 \left( \frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = \frac{1,5d_p \Sigma t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.32)$$

$$\text{если } 18 \left( \frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} < \frac{d_p}{\Sigma t} < 30 \left( \frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = 27 \left( \frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \cdot \frac{(\Sigma t)^2 R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.33)$$

$$\text{если } \frac{d_p}{\Sigma t} \geq 30 \left( \frac{420}{R_{un}} \right)^{0,5} \quad \text{то } F_w = \frac{0,9d_p \Sigma t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.34)$$

где  $d_p$  – эффективный внешний диаметр сварной точки, определяемый следующим образом:

- для соединения одиночного листа или элемента толщиной  $t$ :

$$d_p = d_w - t \quad (11.35)$$

- для соединения нескольких листов или элементов общей толщиной  $\Sigma t$ :

$$d_p = d_w - 2 \Sigma t \quad (11.36)$$

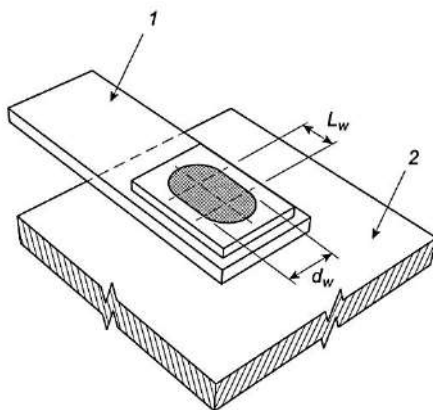
11.5.8 Расчетную несущую способность на срез  $F_w$  овальной сварной точки определяют по формуле

$$F_w = \left[ \frac{\pi}{4} d_s^2 + L_w d_s \right] R_{wf} \quad (11.37)$$

но  $F_w$  не должно превышать значений, вычисляемых по формуле

$$F_w = \frac{(0,5L_w + 1,67d_p) \sum t R_{un}}{\gamma_{m2}} \quad (11.38)$$

где  $L_w$  – длина овальной сварной точки (см. рисунок 11.6).



1 – присоединяемый элемент или лист; 2 – несущий элемент

Рисунок 11.6 – Овальная сварная точка

## 12 Требования к программному обеспечению для расчетов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей

12.1 Компьютерные программы в части процесса верификации должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207.

12.2 Компьютерные программы в части процесса полного сопровождения программных средств должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 14764.

12.3 Следует проводить расчеты в программных комплексах, прошедших верификацию по соответствующим разделам настоящих строительных правил.

## 13 Требования по обеспечению коррозионной стойкости

13.1 Требования настоящего раздела распространяются на проектирование защиты от коррозии стальных тонкостенных строительных конструкций из холодногнутых профилей и гофрированных листов. Проектирование защиты от коррозии строительных конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует выполнять в соответствии с требованиями СП КР 22-104.

В настоящем разделе определены технические требования к защите от коррозии строительных конструкций зданий и сооружений при воздействии газообразных агрессивных сред с температурой от минус 45 °С до плюс 50 °С.

13.2 Проектирование нового строительства и реконструкции зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей необходимо осуществлять с учетом опыта эксплуатации аналогичных строительных объектов. При этом следует предусматривать анализ коррозионного состояния конструкций и защитных покрытий с учетом вида и степени агрессивности среды.

13.3 При проектировании защиты от коррозии для нового строительства исходными данными являются:

1) продолжительность пребывания на поверхности конструкций фазовой пленки влаги по ГОСТ 9.039;

2) характеристики газовой агрессивной среды (газы, аэрозоли): вид и концентрация агрессивных газов, наличие аэрозолей солей и пыли, температура и влажность воздуха в здании (сооружении) и снаружи с учетом преобладающего направления ветра, а также с учетом возможного изменения характеристик среды в период эксплуатации строительных конструкций;

3) механические, термические и биологические воздействия на строительные конструкции.

13.4 При проектировании защиты от коррозии реконструируемых зданий и сооружений, выполненных с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей, исходными являются данные о фактическом состоянии строительных конструкций с анализом причин их повреждения.

13.5 Конструкции зданий и сооружений должны быть доступны для периодической диагностики (непосредственного или дистанционного мониторинга), ремонта или замены поврежденных конструкций. При отсутствии возможности обеспечения этих требований конструкции первоначально должны быть защищены от коррозии на весь период эксплуатации.

13.6 Проектировать стальные конструкции зданий и сооружений повышенного и нормального уровней ответственности, подвергающихся в процессе эксплуатации агрессивному воздействию средней и сильной степеней, не допускается.

13.7 Проектирование стальных конструкций из сталей 09Г2 и 14Г2 зданий и сооружений, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В, не допускается.

13.8 При проектировании конструкций из разнородных металлов для эксплуатации в агрессивных средах необходимо предусматривать меры по предотвращению контактной коррозии в зонах контакта разнородных металлов.

13.9 Теплотехническими расчетами, проектными решениями и исполнением должно быть исключено промерзание конструкций отапливаемых зданий и образование конденсата на их поверхности.

13.10 Форма конструкций и конструктивные решения зданий и сооружений должны исключать образование плохо вентилируемых зон и участков, где возможно накопление агрессивных к строительным конструкциям газов, паров, пыли, влаги.

13.11 Срок службы защитных цинковых покрытий на ограждающих конструкциях в зависимости от условий эксплуатации с различной категорией коррозионной агрессивности следует определять по СП КР 22-104. При определении срока службы защитных цинковых покрытий на несущих конструкциях категорию коррозионной агрессивности среды принимают на одну ступень выше.

13.12 Срок службы защитных покрытий на несущих и ограждающих конструкциях из тонколистового оцинкованного проката с дополнительным лакокрасочным покрытием следует устанавливать, как суммарный в соответствии со сроком службы лакокрасочных покрытий по СП КР 22-104 и сроком службы систем цинкового покрытия по СП КР 22-104.

13.13 Выбор марок материалов и толщины защитно-декоративных лакокрасочных покрытий для дополнительной защиты от коррозии стального тонколистового оцинкованного проката следует проводить с учетом срока службы лакокрасочного покрытия в конкретных условиях эксплуатации.

13.14 Прогнозируемый срок службы покрытия следует устанавливать по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, изготавливаемых в соответствии с требованиями СП КР 22-104. Ускоренные испытания покрытий следует проводить по ГОСТ 9.401.

13.15 Защиту сварных соединений следует выполнять лакокрасочными или металлическими покрытиями в соответствии с СП КР 22-104.

## **14 Требования по пожарной безопасности и огнестойкости**

14.1 Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует устанавливать в соответствии с требованиями Закона Кыргызской Республики Технический регламент «О пожарной безопасности» и СН КР 21-01.

14.2 Огнестойкость конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей должна быть обеспечена мероприятиями в виде огнестойких покрытий конструктивных элементов или обшивкой из огнестойких плитных материалов, количество слоев которой необходимо подбирать под конкретные противопожарные требования.

14.3 Условие пожарной безопасности конструкции является ограничением для применения различных видов утеплителей в системах, где несущая способность комбинированных стен определяется взаимодействием между легкими стальными профилями и утепляющим наполнителем (например пенополистиролом или пенополиуретаном), находящимся между стальными профилями.



## **Приложение А**

### **Методика определения ударной вязкости тонколистовых элементов толщиной до 4,0 мм при отрицательных температурах**

#### **А.1 Область применения**

Настоящее приложение распространяется на испытания тонколистового проката, в том числе на оцинкованный холодногнутый профиль, толщиной до 4,0 мм.

#### **А.2 Метод отбора образцов**

А.2.1 Метод вырезки заготовок для изготовления образцов, ориентация оси концентратора, технология вырезки заготовок и изготовления образцов – в соответствии с требованиями ГОСТ 9454.

А.2.2 При вырезке заготовок образцов необходимо избегать наклепа и нагрева, изменяющих свойства металла, если не предусмотрено иное в нормативных документах и технической документации на продукцию.

А.2.3 Допускается использовать образцы с необработанными поверхностями, размеры которых соответствуют требованиям образцов типа 4 или 14 по ГОСТ 9454.

А.2.4 Листы профиля толщиной 3,0–4,0 мм допускается испытывать на ударную вязкость в виде отдельных пластин с концентратором.

А.2.5 Из образцов толщиной до 2,5 мм изготавливают пакет толщиной не менее 3,0 мм. При изготовлении пакетного образца следует использовать один и тот же профиль с одинаковой толщиной (то есть из одной партии профиля).

#### **А.3 Конструктивные особенности изготовления пакетного образца**

А.3.1 Плоские заготовки размерами 55×8 мм собирают в пакет общей толщиной не менее 3,0 мм.

А.3.2 Пакетный образец с помощью струбцин закрепляют от взаимного смещения плоских заготовок.

А.3.3 На расстоянии  $(17,5 \pm 0,1)$  мм от оси надреза размечают два отверстия.

А.3.4 Сверление пакетного образца проводят сверлом диаметром 2,2 мм. Плоские заготовки в пакете стягивают винтами диаметром 2,0 мм.

А.3.5 На пакетном образце со стороны, противоположной движению ударного механизма копра, наносят V- или U-образный надрез. Требования к геометрии и точности изготовления надреза – в соответствии с ГОСТ 9454.

А.3.6 Поверхность торца пакетного образца подвергают механической зачистке заподлицо со стороны удара молота для сохранения его устойчивости при испытании.

#### **А.4 Аппаратура и материалы**

А.4.1 Испытания на ударный изгиб пакетного образца проводят с помощью копра с номинальной потенциальной энергией маятника 300 Дж (30,0 кг·м).

А.4.2 Конструктивные особенности копра принимают по ГОСТ 9454. Допускается применять способы охлаждения образцов и термометры по ГОСТ 9454.

А.4.3 Для визуального наблюдения поверхностей изломов пакетных образцов применяют оптические приборы с увеличением от 10-кратного до 40-кратного.

А.4.4 Измерение рабочего сечения пакетного образца проводят штангенциркулем по ГОСТ 166.

## **А.5 Подготовка к испытанию и проведение испытаний**

А.5.1 Подготовку и проведение испытаний следует проводить в соответствии с ГОСТ 9454.

А.5.2 Суммарную работу удара пакетного образца определяют по шкале маятникового копра.

## **А.6 Обработка результатов испытаний**

А.6.1 Испытания признают успешными, если произошло разделение пакетного образца на две части. За результат испытания принимают работу удара.

А.6.2 За результат испытания одного слоя (плоской заготовки) пакетного образца принимают частное деления работы удара разрушения пакетного образца на количество слоев в пакете при условии, что все слои (плоские заготовки) разрушились по одному механизму – вязкому или хрупкому.

А.6.3 При появлении в пакетном образце слоев с различным механизмом разрушения следует принять, что вклад слоя с хрупким кристаллическим строением излома равен нулю. Ударную вязкость остальных слоев устанавливают в соответствии с указаниями А.6.2.

А.6.4 При появлении в пакетном образце смешанного механизма разрушения (хрупкий + вязкий, то есть ямочный и/или пластический сдвиг), следует изменением температуры испытания (с шагом от 10 °С до 20 °С) найти условие по виду излома для однозначной трактовки механизма разрушения – вязкий или хрупкий.

А.6.5 За критическую температуру хрупкости тонколистовых сталей толщиной до 4,0 мм принимают температуру, при которой ударная вязкость достигает нормативного (критериального) значения.

А.6.6 За критическую температуру хрупкости стальных тонкостенных холодногнутых профилей марок 220-450 ГОСТ 14918 принимают температуру, при которой ударная вязкость стали составляет 34 Дж/см<sup>2</sup>.

А.6.7 За критическую температуру хрупкости для профилей толщиной 2,5 мм и менее, испытанных на образцах Шарпи (тип 14 по ГОСТ 9454), принимают нормативное значение ударной вязкости 24 Дж/см<sup>2</sup> при условии, что доля вязкой составляющей излома – не менее 85 %.

А.6.8 Допускается устанавливать нормативное значение ударной вязкости по результатам контрольных испытаний.

А.6.9 Результаты измерений вносят в протокол испытаний.

## Приложение Б

### Требования по проектированию и расчету отдельных видов конструкций

#### Б.1 Требования к прогонам и подобным балочным конструкциям

Б.1.1 Требования, приведенные в настоящем разделе, распространяются на прогоны и балки Z-образного, С-образного,  $\Sigma$ -образного, поперечного сечения с  $h/t < 160$ ,  $c/t \leq 20$  – для одиночного краевого отгиба,  $d/t \leq 20$  – для двойного краевого отгиба.

**Примечание** – Указанные выше параметры  $h$ ,  $t$ ,  $c$  и  $d$  приведены на рисунках таблицы 7.1.

Б.1.2 Требования настоящего раздела распространяются на раскрепленные из плоскости изгиба однопролетные и неразрезные непрерывные прогоны.

Б.1.3 Требования настоящего раздела также применяют для холодноформованных элементов, используемых в качестве фахверка, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые раскреплены настилом.

Б.1.4 Полное непрерывное раскрепление из плоскости изгиба может создаваться стальным настилом с трапециевидными гофрами или кассетным профилем, непрерывно соединенным с полкой прогона через нижние полки настила. Прогон, соединенный с настилом с трапециевидными гофрами, допускается считать раскрепленным из плоскости, если выполняются требования Б.1.5. В других случаях (например, при креплении настила через верхние полки с применением седловидных шайб) степень закрепления следует определять испытаниями.

Б.1.5 Если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и условие, выраженное неравенством (Б.1), удовлетворяется, то прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила:

$$S \geq \left( EI_{\omega} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad (\text{Б.1})$$

где  $S$  – сдвиговая жесткость, обеспечиваемая настилом из гофрированного профиля (см. Б.1.9) или кассетного профиля (см. Б.4.5.3) для рассматриваемого элемента;

$I_{\omega}$  – секториальный момент инерции полного сечения прогона;

$I_t$  – момент инерции полного сечения прогона при свободном кручении;

$I_y$  – момент инерции полного сечения прогона относительно оси  $y$ ;

$L$  – пролет прогона;

$h$  – высота поперечного сечения прогона.

**Примечание** – Формулу (Б.1) допускается применять для оценки устойчивости поясов балок из плоскости в сочетании с другими типами настила (не рассмотренными в Б.1.9 и Б.4.5.4), при условии, что значение сдвиговой жесткости  $S$  определено расчетами, основанными на результатах экспериментальных исследований.

Б.1.6 Прогон должен иметь на опорах детали, препятствующие его кручению и горизонтальному боковому смещению на опорах. Влияние усилий в плоскости настила, которые передаются на опоры прогона, следует учитывать при расчете опорных деталей.

Б.1.7 Соединение прогона с настилом может допускать частичное закрепление прогона от кручения. Это частичное закрепление от кручения может быть представлено в виде угловой связи с жесткостью  $C_D$ . Напряжения в свободном поясе, не соединенном непосредственно с настилом, должны быть также рассчитаны с учетом влияния изгиба в рабочей плоскости и кручения, включая изгиб из плоскости в результате искривления поперечного сечения.

Б.1.8 Если свободный пояс однопролетного прогона сжат при отрицательной нагрузке, то в расчете должно быть учтено увеличение напряжений от кручения и изгиба.

Б.1.9 Сдвиговая жесткость настила с трапециевидными гофрами при условии его соединения с прогоном в каждой волне, а также при условии соединения элементов настила между собой в каждой волне в перехлесте в ньютонах определяется на основании эксперимента либо по следующей формуле

$$S = 1000\sqrt{t^3} \left( 50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}} \right) \frac{a_{pur}}{h_w} \quad (\text{Б.2})$$

где  $t$  – расчетная толщина настила;  
 $b_{roof}$  – ширина кровли по скату;  
 $a_{pur}$  – шаг прогонов;  
 $h_w$  – высота гофров настила.

П р и м е ч а н и е – Все размеры приведены в миллиметрах.

Если профилированный настил крепится к прогону через волну, то вместо  $S$  следует принимать  $0,2S$ .

Б.1.10 Сдвиговую жесткость  $S$  диафрагмы из кассетных профилей определяют на основании эксперимента либо по Б.4.5.3.

## **Б.2 Приближенный расчет прогонов и подобных балочных конструкций при отсутствии осевой силы $N$**

Б.2.1 Прогонь С-образного, Z-образного и  $\Sigma$ -образного сечений с дополнительными продольными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитывают при выполнении следующих условий:

- размеры поперечного сечения находятся в пределах, указанных в таблице Б.1;
- прогоны раскреплены непрерывно из плоскости настилом с трапециевидными гофрами, должно удовлетворяться требование неравенства (Б.1);
- прогоны раскреплены от поворота профилированным настилом с трапециевидными гофрами и соблюдены условия, приведенные в таблице Б.1;

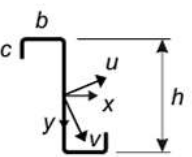
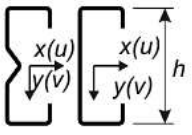
- разрезные прогоны равномерно нагружены по длине, неразрезные прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены на каждом участке (см. схемы в таблицах Б.3 и Б.4).

Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержневые элементы в качестве раскрепления верхней полки прогона;
- для неразрезных прогонов, неразрезность которых обеспечивается за счет их соединения внахлестку или на накладках на опорах;
- если приложены осевые силы  $N$ .

П р и м е ч а н и е – Допускается использование данного метода для расчета неразрезных прогонов со стыками внахлестку и на накладках при условии, что стыки расположены в зоне нулевых моментов. В случае несоблюдения прочих условий, приведенных в Б.2.1, должен быть использован метод расчета, приведенный в Б.3, с соблюдением условий Б.3.2.4.

Таблица Б.1 – Ограничения в случае применения приближенного метода расчета

Прогоны	Толщина $t$ , мм	$t$ , мм	$b/t$	$h/t$	$h/b$	$c/t$	$b/c$
	1,2	55	160	3,43	20	4,0	15
	1,2	55	160	3,43	20	4,0	15

Б.2.2 Расчетное значение изгибающего момента  $M$  должно удовлетворять условию

$$\frac{M}{M_{LT,p}} \leq 1 \quad (\text{Б.3})$$

где  $M_{LT,p} = R_y \gamma_c W_{ef,x} \frac{\chi_{LT}}{k_d} \quad (\text{Б.4})$

$\chi_{LT}$  – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием, определяемый в соответствии с 8.4.4, где  $\alpha_{LT}$  заменяется на  $\alpha_{LT,ef}$ , вычисляемый по формуле (Б.5).

В случаях, приведенных в Б.2.3,  $\chi_{LT}$  принимают равным 1,0;

$W_{ef,x}$  – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси  $x-x$ ;

$k_d$  – коэффициент, учитывающий, что часть прогона не раскреплена, определяемый по формуле (Б.6) и таблице Б.2.

$$\alpha_{LT,ef} = \alpha_{LT} \sqrt{\frac{W_{g,x}}{W_{ef,x}}} \quad (\text{Б.5})$$

где  $\alpha_{LT}$  – коэффициент учета начальных несовершенств по таблице 8.4;  
 $W_{g,x}$  – момент сопротивления полного поперечного сечения относительно оси  $x-x$ ;

$$k_d = \left( a_1 - a_2 \frac{L}{h} \right) \geq 1 \quad (\text{Б.6})$$

здесь  $a_1, a_2$  – коэффициенты, принимаемые по таблице Б.2;  
 $L$  – пролет прогона;  
 $h$  – общая высота прогона.

Таблица Б.2 – Коэффициенты  $a_1, a_1$

Система	Z-образный прогон		С-образный прогон		$\Sigma$ -образный прогон	
	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$	$a_1$	$a_2$
Однопролетная балка, нагрузка вниз (прижимная)	1,0	0	1,1	0,002	1,1	0,002
Однопролошная балка, нагрузка вверх (подъемная/отрывающая)	1,3	0	3,5	0,050	1,9	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вниз (прижимная)	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вверх (подъемная/отрывающая)	1,4	0,01	2,7	0,040	1,0	0

Б.2.3 Коэффициент устойчивости  $\chi_{LT}$  принимают равным 1,0, если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вниз (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине (выполняется неравенство (Б.1), или в других случаях, если выполняется условие (Б.7):

$$C_D \geq \frac{M_{g,u}^2}{EI_{g,v}} k_\vartheta \quad (\text{Б.7})$$

где  $M_{g,u}$  – момент в полном поперечном сечении относительно главной оси  $u-u$  (см. рисунок в таблице Б.1) в пределах упругости:

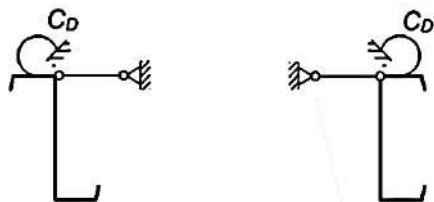
$$M_{g,u} = W_{g,u} R_y \quad (\text{Б.8})$$

здесь  $I_{g,v}$  – момент инерции полного поперечного сечения относительно второстепенной оси  $v-v$  (см. рисунок в таблице Б.1);

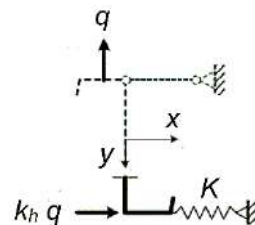
$k_g$  – коэффициент, учитывающий статическую схему прогона (таблица Б.3).

$C_D$  – общая жесткость угловой связи, накладываемой настилom на верхнюю полку прогона (см. рисунок Б.1), определяемая по формуле (Б.11).

Примечание – Для С-образных сечений прогонов с равными полками  $I_v = I_y$ ,  $W_u = W_x$  и  $M_u = M_x$ .

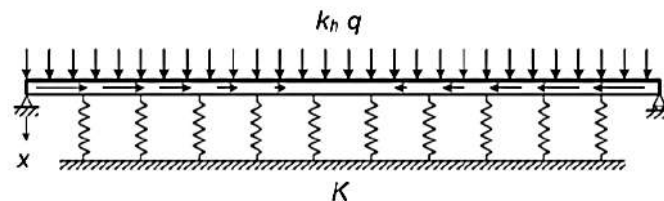


а) Модель прогона с раскреплением верхней полки угловой связью с жесткостью  $C_D$ , обеспечиваемой настилом



б) Замена угловой связи с жесткостью  $C_D$  линейной связью с жесткостью  $K$

Рисунок Б.1, лист 1 – Моделирование прогонов, раскрепленных настилом



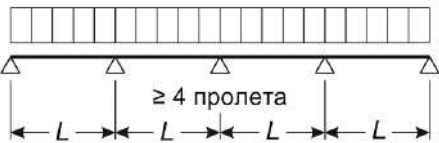
в) Свободный пояс прогона, представленный как балка на упругом основании. Модель, представляющая эффект кручения и изгиба из плоскости (включая искривление поперечного сечения) для однопролетного прогона при подъемной нагрузке

Рисунок Б.1, лист 2

Таблица Б.3 – Значения коэффициентов  $k_g$

Статическая схема	Значение коэффициента $k_g$ при приложении нагрузки	
	вниз (прижимная)	Вверх (подъемная/отрывающая)
	—*	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066



	0,10	0,053
* Если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вниз (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине, то $\chi_{LT} = 1,0$ (в соответствии с Б.2.3).		

Б.2.4 Для случаев, которые не рассматриваются в Б.2.3, коэффициент  $\chi_{LT}$  рассчитывают по 8.4.4 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_{LT}$ , определяемой по формуле (8.30). При этом предельный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии  $M_{cr}$  вычисляют по формуле

$$M_{cr} = \frac{k}{L^*} \cdot \sqrt{GI_t^* EI_v} \quad (\text{Б.9})$$

где  $L^*$  – длина сжатой части свободной полки (принимают равной расстоянию между нулевыми точками эпюры моментов или точками раскрепления нижней полки тяжами);

$k$  – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием и определяемый по таблице Б.4;

$I_t^*$  – фиктивный момент инерции при свободном кручении, учитывающий закрепление от кручения, накладываемое настилом:

$$I_t^* = I_t + C_D \frac{L^2}{\pi^2 G} \quad (\text{Б.10})$$

здесь  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении для полного сечения прогона.

Примечание – В запас несущей способности допускается принимать  $I_t^* = I_t$ , не учитывая влияние  $C_D$ .

Общую жесткость угловой связи  $C_D$ , накладываемой настилом на верхнюю полку прогона (см. рисунок Б.1), вычисляют по формуле

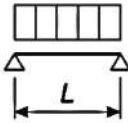
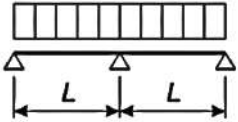
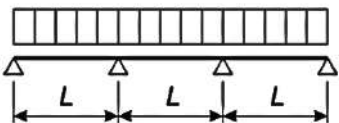
$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,B} + 1/C_{D,C})} \quad (\text{Б.11})$$

где  $C_{D,A}$  – жесткость угловой связи, создаваемая соединением между настилом и прогоном, определяемая по Б.2.5 или Б.2.6;

$C_{D,B}$  – жесткость угловой связи, обусловленная деформацией поперечного сечения прогона, определяемая по Б.2.8, если свободная полка сжата. Если сжата полка, раскрепленная настилом, то  $C_{D,B} = \infty$ ;

$C_{D,C}$  – жесткость угловой связи, соответствующая изгибной жесткости настила, определяемая по Б.2.9.

Таблица Б.4 – Коэффициент  $k$  потери устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием для прогонов с горизонтально закрепленной верхней полкой при кручении

Статическая схема	Значение коэффициента $k$ при приложении нагрузки	
	вниз (прижимная)	вверх (подъемная/отрывающая)
	*	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5
* Если однопролетный прогон работает под нагрузкой, действующей вни (прижимная нагрузка), и верхняя полка прогона раскреплена на всей его длине, то $\chi_{LT} = 1,0$ (в соответствии с Б.2.3).		

Б.2.5 Принимая, что крепления настила к прогону расположены в середине его полки, значение  $C_{D,A}$ , для настила с трапецевидными гофрами, соединенного с верхней полкой прогона, определяют следующим образом:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT} \quad (\text{Б.12})$$

где

$k_{ba} = (b_a/100)^2$	при $b_a < 100$ мм
$k_{ba} = 1,25(b_a/100)^2$	при $125 \leq b_a \leq 200$ мм
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$	при $t_{nom} \geq 0,75$ мм благоприятное положение (см. Б.2.7)
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,5}$	при $t_{nom} \geq 0,75$ мм неблагоприятное положение
$k_t = (t_{nom}/0,75)^{1,1}$	при $t_{nom} < 0,75$ мм
$k_{bR} = 1,0$	при $b_R \leq 185$ м
$k_{bR} = 185/b_R$	при $b_R > 185$ м

- для прижимной (направленной вниз) нагрузки:

$k_A = 1.0 + (A - 1.0) \cdot 0,08$	при $t_{nom} = 0,75$ мм благоприятное
------------------------------------	---------------------------------------

положение

$$k_A = 1.0 + (A - 1.0) \cdot 0,16 \quad \text{при} \quad t_{nom} = 0,75 \text{ мм неблагоприятное}$$

положение

$$k_A = 1.0 + (A - 1.0) \cdot 0,095 \quad \text{при} \quad t_{nom} = 0,75 \text{ мм благоприятное}$$

положение

$$k_A = 1.0 + (A - 1.0) \cdot 0,095 \quad \text{при} \quad t_{nom} = 0,75 \text{ мм неблагоприятное}$$

положение

$A$  – нагрузка, передаваемая балке настилом,  $A[kH/м] \leq 12 \text{ kH/м}$ ;

$b_a$  – ширина полки прогона, мм;

$b_R$  – ширина волны настила, мм;

$C_{100}$  – коэффициент поворота, равный  $C_{D,A}$  при  $b_a = 100$  мм и принимаемый по таблице Б.5;

$t_{nom}$  – номинальная толщина настила.

Значения коэффициентов при толщинах  $1,0 \text{ мм} > t_{nom} > 0,75 \text{ мм}$  следует определять линейной интерполяцией:

при  $t_{nom} < 0,75 \text{ мм}$  – формула (Б.12) недействительна;

при  $t_{nom} > 1,0 \text{ мм}$  – принимают  $t = 1,0 \text{ мм}$ ;

- для подъемной нагрузки (например, ветровой отсос):

$$k_A = 1,0$$

$$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,max}}{b_T}} \quad \text{Если} \quad b_T > b_{T,max}, \quad \text{иначе} \quad k_{bT} = 1 \quad (\text{Б.13})$$

где  $b_T$  – ширина полки настила, прикрепленной к прогону;

$b_{T,max}$  – принимают по таблице Б.5;

Б.2.6 В качестве альтернативы Б.2.5  $C_{D,A}$ , Н м/м/рад, может быть принят равным

$$C_{D,A} = 130p \quad (\text{Б.14})$$

где  $p$  – количество креплений настила к прогону на 1 пог. м длины прогона (в каждой волне настила учитывается не более одного закрепления).

Формула (Б.14) применима при соблюдении следующих условий:

- ширина  $b_T$  полки настила в месте крепления к прогону не должна превышать 120 мм;

- номинальная толщина  $t$  настила должна быть не менее 0,65 мм;

- расстояние  $a$  или  $b - a$  (зависящее от направления поворота) между центром метиза и центром поворота прогона должно быть не менее 25 мм (см. рисунок Б.2).

Б.2.7 Положение настила по таблице Б.5 считается благоприятным, если его узкие полки расположены на прогоне, и неблагоприятным, если на прогоне расположены его широкие полки.

Таблица Б.5 – Коэффициент поворота  $C_{100}$  для стального настила с трапециевидными гофрами

Положение настила		Настил закреплен через полку		Шаг креплений		Диаметр шайбы, мм	$C_{100}$	$b_{T,max}$
Благо- приятное	Неблаго- приятное	Нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$		кН·м/м	мм
Для нагрузки, направленной вниз								
✓		✓		✓		22	5,2	40
✓		✓			✓	22	3,1	40
	✓		✓	✓		$K_a$	10,0	40
	✓		✓		✓	$K_a$	5,2	40
	✓	✓		✓		22	3,1	120
	✓	✓			✓	22	2,0	120
Для нагрузки, направленной вверх								
✓		✓		✓		16	2,6	40
✓		✓			✓	16	1,7	40
								
								
<div>Примечания</div> <div>1 В настоящей таблице применены следующие обозначения: <math>b_g</math> – ширина волны; <math>b_T</math> – ширина полки настила, в месте крепления к прогону; ✓ – сочетание условий по положению настила, креплению и шагу крепления.</div> <div>2 Значения настоящей таблицы применимы для крепления настила самонарезающими винтами диаметром <math>\varnothing=6.3</math> мм, стальных шайб толщиной <math>t_w \geq 1,0</math> мм.</div>								

Б.2.8 Значение  $C_{D,B}$  определяют по формуле

$$C_{D,B} = \frac{Et^3}{4(1 - \nu^2)(h_d + b_{mod})} \quad (\text{Б.15})$$

где  $b_{mod}$  определяют следующим образом:

$b_{mod} = a$  – для случаев, когда под действием нагрузки прогон стремится закрутиться так, что его стенка прижимается к настилу;

$b_{mod} = 2a + b$  – для случаев, когда под действием нагрузки прогон стремится закрутиться так, что обрез его полки (краевой отгиб) прижимается к настилу;

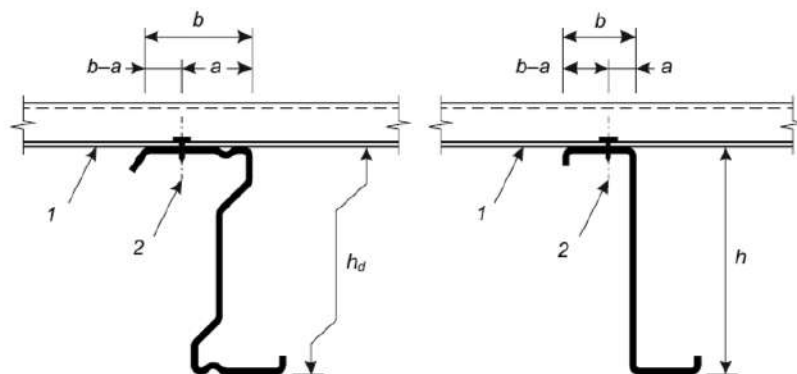
$a$  – расстояние от метиза крепления настила к прогону до его стенки (рисунок Б.2);

$b$  – ширина полки прогона, соединенной с настилом;

$h_d$  – развернутая высота стенки прогона;

$t$  – толщина прогона.

**П р и м е ч а н и е** – Если нагрузка на прогон направлена вниз, то она считается приложенной к стенке прогона. Если нагрузка направлена вверх, то она считается приложенной в месте крепления настила к полке прогона. При определении направления закручивания прогона следует учитывать эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра сдвига сечения прогона.



1 – настил; 2 – крепление

Рисунок Б.2 – Прогон и прикрепленный настил

Б.2.9 Жесткость  $C_{D,C}$ , соответствующую изгибной жесткости настила, определяют по формуле

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{ef}}{a_{pur}} \quad (\text{Б.16})$$

где  $I_{ef}$  – момент инерции эффективного сечения настила единичной ширины;

$k = 2$  – для крайнего прогона, ситуация по рисунку Б.3, а;

$k = 3$  – для крайнего прогона, ситуация по рисунку Б.3, б;

$k = 4$  – для среднего прогона, ситуация по рисунку Б.3, а;

$k = 6$  – для среднего прогона, ситуация по рисунку Б.3, б;

$a_{pur}$  – шаг прогонов.

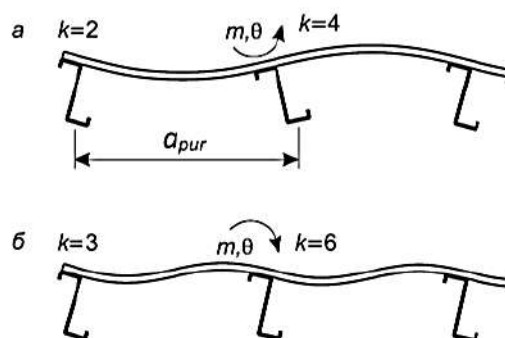


Рисунок Б.3 – К определению  $C_{D,C}$

Б.2.10 Следует принимать постоянное значение момента инерции эффективного сечения настила  $I_{ef}$ , полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

Б.2.11 Если учитывается влияние деформации поперечного сечения прогона  $C_{D,B}$ , то в формуле (Б.11) допускается не учитывать  $C_{D,C}$ , так как общая жесткость угловой связи  $C_D$  в основном зависит от значения  $C_{D,A}$  и  $C_{D,B}$ .

Б.2.12 Прогибы следует определять в предположении упругой работы стали.

Б.2.13 Метизы, прикрепляющие настил к прогону, должны проверяться на совместное действие срезающего усилия  $g_s e$ , действующего в плоскости полки прогона, и растягивающего усилия  $g_t e$ , где  $g_s$  и  $g_t$  можно рассчитать по таблице.

Б.6,  $e$  – шаг креплений настила к прогону. Срезающее усилие от настила, работающего в качестве диафрагмы жесткости, направленное вдоль прогона, суммируется с усилием поперек прогона  $g_s$  геометрически.

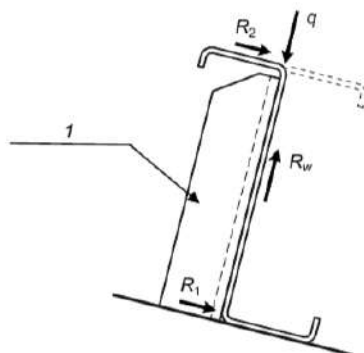
Таблица Б.6 – Срезающее и растягивающее усилия на метиз крепления вдоль прогона

Балка	Приложение нагрузки	Срезающее усилие на единицу длины $q_s$	Растягивающее усилие на единицу длины $q_t$
Z-образная	вниз (прижимная)	$(1+\xi)k_h q$ может быть принято равным 0	0
	вверх (подъемная/отрывающая)	$(1+\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h q h/a) + q; a \cong b/2$
С-образная	вниз (прижимная)	$(1-\xi)k_h q$	$\xi k_h q h/a$
	вверх (подъемная/отрывающая)	$(1-\xi)(k_h - a/h)q$	$(\xi k_h q h/(b-a)) + q$

Коэффициент  $\xi$  принимают как  $\xi = \sqrt[3]{\zeta}$ , где  $\zeta$  определяют по Б.2.14.

Б.2.14 Метизы, закрепляющие прогоны на опорах, необходимо проверять на действие реакции  $R_w$  в плоскости стенки и поперечных реакций  $R_1$  и  $R_2$  в плоскостях полок (рисунок Б.4). Силы  $R_1$  и  $R_2$  определяют по формулам, приведенным в таблице Б.7. Если  $R_1$  положительна, то растягивающая сила в метизе крепления отсутствует.  $R_2$  передается от настила к верхней полке прогона и далее на стропильную конструкцию (главную балку) через соединительный элемент (опорный элемент). Для кровель с уклоном к силе  $R_2$  также должна быть прибавлена скатная составляющая. Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона принимают в 2,2 раза больше значений, приведенных в таблице Б.7.

**П р и м е ч а н и е** – Для наклонных кровель поперечные нагрузки на прогон рассматривают как составляющие вертикальной нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости кровли и параллельно этой плоскости.



1 – опорный элемент  
Рисунок Б.4 – Реакции на опоре

Таблица Б.7 – Реакции на опоре свободно опертой балки

Балка и нагрузка	Реакция на нижний пояс $R_1$	Реакция на верхний пояс $R_2$
Z-образная, нагрузка вниз	$(1 - \zeta)k_{hq}L/2$	$(1 + \zeta)k_{hq}L/2$
Z-образная, нагрузка вверх	$-(1 - \zeta)k_{hq}L/2$	$-(1 + \zeta)k_{hq}L/2$
C-образная, нагрузка вниз	$-(1 - \zeta)k_{hq}L/2$	$(1 - \zeta)k_{hq}L/2$
C-образная, нагрузка вверх	$(1 - \zeta)k_{hq}L/2$	$-(1 - \zeta)k_{hq}L/2$

Коэффициент  $\zeta$  принимают как  $\zeta = \sqrt[3]{k_R}$ , где  $k_R$  – коэффициент, определяемый по Б.2.15.

Б.2.15 Поправочный коэффициент  $k_R$  для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий неразрезной многопролетной балки определяют по формулам:

- для первой промежуточной опоры

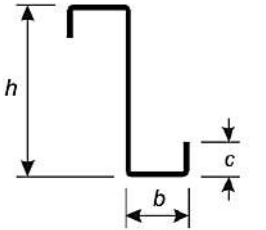
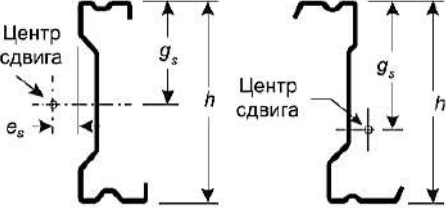
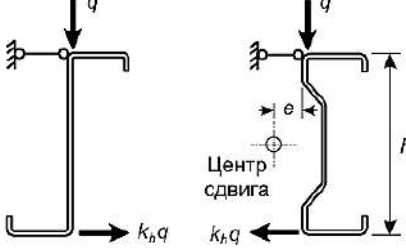
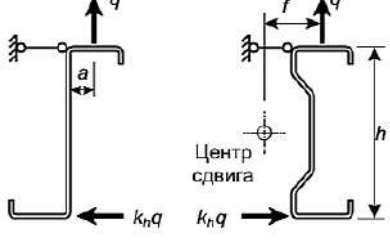
$$k_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R} \quad (\text{Б.17})$$

- для остальных промежуточных опор

$$k_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R} \quad (\text{Б.18})$$

$$\text{где } R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 EI_{fy}} \quad (\text{Б.19})$$

Таблица Б.8 – Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную поперечную нагрузку  $k_h q$ 

 <p>Типовое симметричное Z-образное сечение</p>	 <p>Z-образное, С-образное или <math>\Sigma</math>-образное сечение</p>
$k_h 0$ – коэффициент для боковой нагрузки на свободной нижней полке (соответствует нагрузке, приложенной в центре сдвига)	
 <p>Прижимная нагрузка</p>	 <p>Подъемная нагрузка</p>
$k_h 0$ – коэффициент эквивалентной поперечной нагрузки.	
<p>* Если центр изгиба расположен справа от нагрузки <math>q</math>, то <math>k_h q</math> действует в противоположном направлении.</p> <p>** Если <math>a/h &gt; k_h 0</math>, то <math>k_h q</math> действует в противоположном направлении.</p> <p>*** Величина <math>f</math> ограничена положением нагрузки <math>q</math> между краями верхней полки.</p>	

Б.2.17 Погонную боковую жесткость связи  $K$  (см. рисунок Б.1) на единицу длины определяют по формуле

$$K = \frac{C_D}{h^2} \quad (\text{Б.20})$$

где  $C_D$  – общая жесткость угловой связи, накладываемой настилом на верхнюю полку прогона, определяемая по формуле (Б.11);  
 $h$  – общая высота прогона (рисунок Б.2).

### Б.3 Расчет прогонов и подобных балочных конструкций, раскрепленных настилом, при возможном наличии осевой силы $N$

#### Б.3.1 Несущая способность по прочности

Б.3.1.1 Несущую способность поперечного сечения прогона на совместное действие осевой силы и поперечной нагрузки следует определять



суммированием напряжений:

- от изгибающего момента  $M_x$ ;
- от осевой силы  $N$ ;
- от эквивалентной поперечной нагрузки  $q_h$ , действующей на свободную полку и вызывающей кручение и изгиб из плоскости (см. Б.2.16 и Б.3.1.3);
- для неразрезных прогонов также должна быть выполнена проверка прочности на совместное действие изгибающего момента и поперечной и продольной сил согласно 8.8.

Б.3.1.2 При наличии в прогонах осевой силы  $N$  должны выполняться следующие условия прочности:

- для раскрепленной полки должно быть выполнено условие (8.33), которое примет вид:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} \leq 1 \quad (\text{Б.21})$$

где  $A_{ef}$  – эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{ef,x}$  – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси  $x$ – $x$ , вычисленный для раскрепленной полки;

$\Delta M_x$  – дополнительный изгибающий момент от смещения центральной оси  $x$ – $x$  относительно положения оси действия силы (см. 8.2.3);

- для свободной полки:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x}R_y\gamma_c} + \frac{M_{fy}}{W_{fy}R_y\gamma_c} \leq 1 \quad (\text{Б.22})$$

где  $M_{fy}$  – изгибающий момент в свободной полке (определяемый по (Б.24)), вызванный эквивалентной поперечной нагрузкой  $q_h$ , определяемой по (Б.23);

$W_{fy}$  – упругий момент сопротивления полного сечения свободной полки с примыкающей частью стенки при изгибе относительно оси  $y$ – $y$  (высоту примыкающего участка стенки принимают равной  $0,2h$  – для Z-образного и С-образного профилей и  $0,17h$  – для  $\Sigma$ -образного профиля). Б.3.1.3 Боковую нагрузку  $q_h$  на свободной полке, эквивалентную действию кручения и изгиба из плоскости, принимают равной

$$q_h = k_h q \quad (\text{Б.23})$$

где  $k_h$  – коэффициент, определяемый по формулам таблицы Б.8.

Б.3.1.4 Изгибающий момент в свободной полке  $M_{fy}$ , вызванный эквивалентной поперечной нагрузкой  $q_h$ , определяют (за исключением балки со свободной растянутой полкой, где благодаря благоприятному влиянию кривизны полки и эффекта деформации геометрической схемы момент  $M_{fy}$  может быть принят равным нулю) по формуле

$$M_{fy} = k_R M_{0,fy} \quad (\text{Б.24})$$

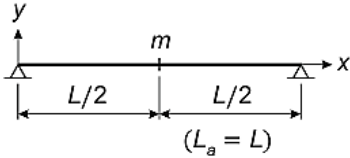
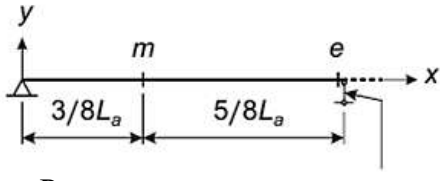
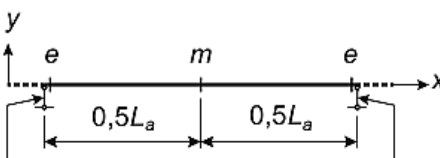
где  $M_{0,fy}$  – начальный изгибающий момент в свободной полке без учета упруго-податливой опоры;

$k_R$  – поправочный коэффициент для эффективной упругоподатливой опоры.

Б.3.1.5 Начальный изгибающий момент в свободной полке  $M_{0,fy}$  определяют по таблице Б.9 для критических точек в пролете, на опорах, в точках раскрепления и между ними. Область применения таблицы Б.9 ограничена неравенством  $R \leq 40$ .

Поправочный коэффициент  $k_R$  для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий определяют по таблице Б.9 (или с использованием теории расчета балок на упругом основании по Винклеру) с использованием значения коэффициента  $R$  для упруго-податливой опоры, определяемого по формуле (Б.19).

Таблица Б.9 – Значения начального момента  $M_{0,fy}$  и поправочного коэффициента  $k_R$

Расчетная схема прогона	Точка	$M_{0,fy}$	$k_R$
	$m$	$\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
	$m$	$\frac{9}{128} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	$e$	$-\frac{1}{8} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0314R}{1 + 0,396R}$
	$m$	$\frac{1}{24} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	$e$	$-\frac{1}{12} q_h L_a^2$	$k_R = \frac{1 - 0,0178R}{1 + 0,191R}$

### Б.3.2 Несущая способность по устойчивости

Б.3.2.1 Прогонь С-образного, Z-образного и  $\Sigma$ -образного сечений с дополнительными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитывают на выполнение следующих условий устойчивости:

- устойчивости сжатой свободной полки согласно Б.3.2.2;
- устойчивости стенок на действие опорной реакции согласно 8.9.1;

- устойчивости стенок при совместном действии опорной реакции и изгибающего момента на промежуточных опорах в неразрезных прогонах согласно 8.9.8;

- при наличии осевой сжимающей силы  $N$ , когда коэффициент устойчивости продольного изгиба относительно главной оси меньше, чем коэффициент устойчивости при проверке устойчивости полки из плоскости (см. Б.3.2.2), например, в случае с множеством раскреплений из плоскости, должна быть выполнена проверка на потерю плоской формы устойчивости (продольный изгиб) согласно 8.2.8.

Б.3.2.2 Если свободная полка сжата, то ее несущую способность по устойчивости возможно оценить, используя выражение

$$\frac{1}{\chi_{fy} R_y \gamma_c} \left( \frac{N}{A_{ef} R_y \gamma_c} + \frac{M_x + \Delta M_x}{W_{ef,x} R_y \gamma_c} \right) + \frac{M_{fy}}{W_{fy} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (\text{Б.25})$$

где  $\chi_{fy}$  – коэффициент устойчивости для плоской формы изгиба (плоская форма потери устойчивости свободной полки), определяемый по выражению (Б.26):

$$\chi_{fy} = \frac{1}{\Phi_{fy} + \sqrt{\Phi_{fy}^2 - 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2}} \leq \left( 1; \frac{1}{\bar{\lambda}_{fy}^2} \right) \quad (\text{Б.26})$$

$$\text{где } \Phi_{fy} = 0,5 [1 + 0,34(\bar{\lambda}_{fy} - 0,4) + 0,75 \bar{\lambda}_{fy}^2] \quad (\text{Б.27})$$

здесь  $\bar{\lambda}_{fy}$  – условная гибкость при проверке свободной полки на устойчивость, определяемая по формуле

$$\bar{\lambda}_{fy} = \frac{L_{fy}}{\pi i_{fy}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (\text{Б.28})$$

где  $L_{fy}$  – расчетная длина свободной полки, определяемая согласно Б.3.2.3 и Б.3.2.4;

$i_{fy}$  – радиус инерции полного поперечного сечения свободной полки с примыкающим к ней участком стенки высотой при изгибе относительно оси  $y$ – $y$  (высоту примыкающего участка стенки принимают равной  $0,2h$  – для  $Z$ -образного и  $C$ -образного профилей и  $0,17h$  – для  $\Sigma$ -образного профиля).

Б.3.2.3 Для прижимной (направленной вниз) или отрывной (направленной вверх) нагрузки при  $0 \leq R \leq 200$  расчетную длину свободной полки в проверке на устойчивость при изменении сжимающих напряжений по длине  $L$  (см. рисунки Б.5 и Б.6) определяют следующим образом:

$$L_{fy} = \eta_1 L_a (1 + \eta_2 R^{\eta_3})^{\eta_4} \quad (\text{Б.29})$$

где  $L_a$  – расстояние между раскреплениями сжатой свободной полки, а при их отсутствии – пролет  $L$  прогона;

$R$  – коэффициент, определяемый по формуле (Б.19);  $\eta_1 - \eta_4$  – коэффициенты приведенные в таблицах Б.10 и Б.11, а также Б.3.2.5. Б.3.2.4 Данные таблиц Б.10 и Б.11 применимы только:

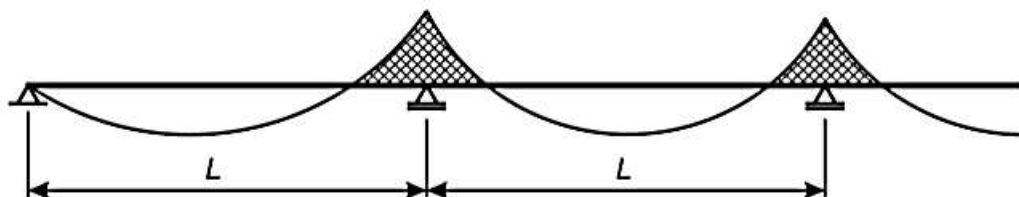
- при отсутствии продольной сжимающей силы  $N$  (при наличии продольной сжимающей силы коэффициенты  $\eta_1 - \eta_4$  определяют в соответствии с Б.3.2.5;

- для разрезных прогонов, равномерно нагруженных по длине, и неразрезных прогонов, имеющих равные пролеты и равномерно нагруженных на каждом участке;

- для прогонов без стыков внахлестку или на накладках;

- для прогонов с раскреплениями свободной полки (при их наличии), расположенными на равном расстоянии друг от друга.

Примечание – Из-за поворота в стыке внахлестку или на накладках момент в пролете может быть больше, чем момент без поворота, что приведет к увеличению расчетной длины в пролете. В этом случае расчет следует вести с учетом требований Б.3.2.5.



Примечание – Заштрихованы зоны сжатия свободной полки.

Рисунок Б.5 – Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии прижимной (направленной вниз) нагрузки

Таблица Б.10 – Коэффициенты  $\eta_i$  при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вниз (прижимной)

Место расположения	Число раскреплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Крайний пролет	0	0,414	1,72	1,11	–0,178
Промежуточный пролет		0,657	8,17	2,22	–0,107
Крайний пролет	1	0,515	1,26	0,868	–0,242
Промежуточный пролет		0,596	2,33	1,15	–0,192
Промежуточный и крайний пролеты	2	0,596	2,33	1,15	–0,192
Промежуточный и крайний пролеты	3 и 4	0,694	5,45	1,27	–0,168

Таблица Б.11 – Коэффициенты  $\eta_i$  при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вверх (отрывной)

Место расположения	Число раскреплений	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$	$\eta_4$
Один пролет	0	0,694	5,45	1,27	-0,168
Крайний пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Промежуточный пролет		0,306	0,232	0,742	-0,279
Один пролет и крайние пролеты	1	0,800	6,75	1,49	-0,155
Промежуточный пролет		0,515	1,26	0,868	-0,242
Один пролет	2	0,902	8,55	2,18	-0,111
Крайний и промежуточный пролеты		0,800	6,75	1,49	-0,155
Один пролет и крайние пролеты	3 и 4	0,902	8,55	2,18	-0,111
Промежуточный пролет		0,800	6,75	1,49	-0,155

Б.3.2.5 При наличии в прогонах продольной сжимающей силы  $N$ , а также, если прогоны не удовлетворяют условиям, приведенным в Б.3.2.4, коэффициенты  $\eta_1 - \eta_4$  следует принимать:

- для нагрузки, направленной вниз:  $\eta_1 = 0,75$ ;  $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$ ;
- для отрывной нагрузки:  $\eta_1 = 0,95$ ;  $\eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0$ ;

## **Б.4 Проектирование зданий с учетом диафрагмы жесткости из профилированного листа**

### **Б.4.1 Общие положения**

Б.4.1.1 В настоящем разделе рассмотрено взаимодействие между конструктивными элементами и настилом, работающими совместно как части комбинированной конструкции. Требования настоящего раздела относятся только к диафрагмам, изготовленным из стали.

Б.4.1.2 В качестве диафрагм жесткости в покрытиях или в перекрытиях применяют профилированный настил. В стеновых ограждениях в качестве диафрагм жесткости применяют кассетные профили.

## **Б.4.2 Работа диафрагмы**

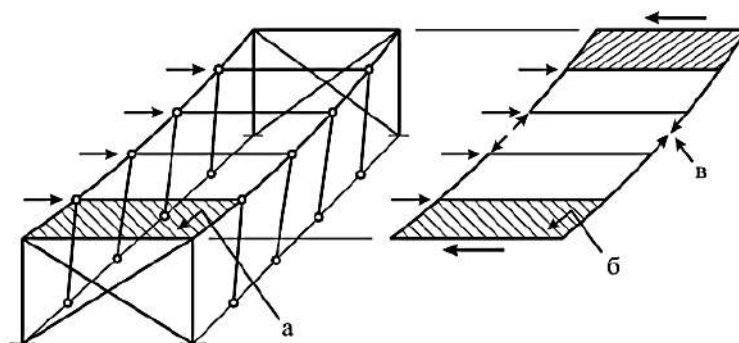
Б.4.2.1 В расчете необходимо учитывать, что, вследствие своей сдвиговой жесткости и прочности, диафрагмы из настила покрытий, перекрытий или обшивки стены увеличивают общую жесткость и прочность каркаса.

Б.4.2.2 Покрытия и перекрытия рассматривают как балки-стенки, расположенные по всей длине здания, воспринимающие горизонтальные поперечные нагрузки в своей плоскости и передающие их на торцы или промежуточные связевые рамы. Металлический настил рассматривают как стенку балки, воспринимающую сдвигающие поперечные нагрузки в ее плоскости, а краевые элементы – как пояса балки, воспринимающие осевые растягивающие и сжимающие усилия (см. рисунки Б.7 и Б.8).

## **Б.4.3 Условия применения настила в качестве диафрагмы жесткости**

Б.4.3.1 Применение настила в качестве диафрагмы жесткости, являющейся составной частью несущего каркаса, возможно только при следующих условиях:

- настил, кроме обеспечения своей основной функции, должен обладать достаточной сдвиговой жесткостью, чтобы препятствовать перемещениям конструкций в плоскости настила;
- диафрагмы должны иметь продольные краевые элементы, воспринимающие усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы;
- усилия от диафрагм покрытий и перекрытий передаются к фундаментам через связевые рамы, другие диафрагмы или другими методами, препятствующими смещению рам;
- несущая способность соединений должна соответствовать усилиям, передающимся от диафрагмы на основной стальной каркас и объединяющим настил с краевыми элементами для работы в качестве поясов;
- настил рассматривают как неотъемлемую конструктивную часть каркаса, которая не может быть удалена без надлежащей компенсации;
- в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обязательно отмечено то, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;
- для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы, воспринимаются самим настилом;
- сдвиговая жесткость не зависит от направления действия сдвигающей силы (вдоль или поперек гофров);
- поперечная нагрузка не влияет на сдвиговую жесткость настила.

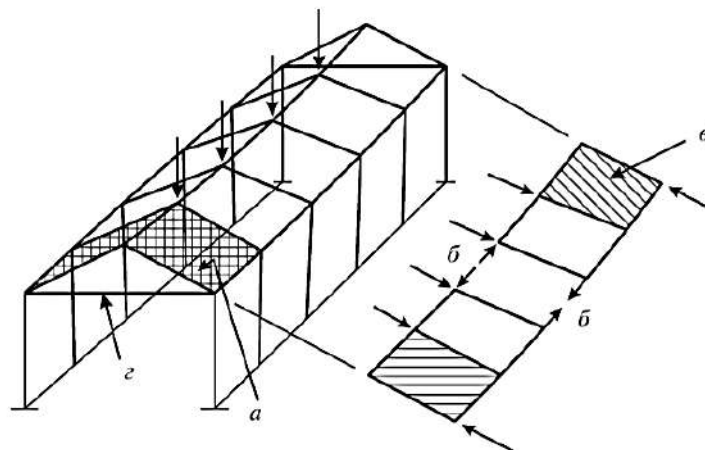


а – настил; б – зона сдвига в настиле; в – усилия в поясах краевых элементов

Рисунок Б.7 – Работа диафрагмы в здании с плоским покрытием

Б.4.3.2 Расчет с учетом работы вертикальных диафрагм жесткости используют прежде всего для невысоких зданий или для перекрытий и фасадов высоких каркасных зданий.

Б.4.3.3 Диафрагмы применяют для восприятия ветровых, снеговых и других нагрузок, передающихся непосредственно через настил. Их также применяют для восприятия небольших подвижных нагрузок, таких как тормозные усилия от легких подвесных кранов или подъемников на монорельсах. Диафрагмы не применяют для восприятия длительных внешних нагрузок, таких как нагрузка от оборудования и мостовых кранов.



а – настил; б – усилия в поясах краевых элементов; в – зона сдвига в настиле;

г – затяжка, требуемая для восприятия усилий от кровельного покрытия

Рисунок Б.8 – Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей

#### Б.4.4 Диафрагмы из стального профилированного настила

Б.4.4.1 В диафрагме из профилированного настила (рисунок Б.8) оба торца листов настила должны быть закреплены на опорных элементах самонарезающими винтами, дюбелями, сваркой, болтами или другими типами креплений. Соединения должны работать без отказа, не выдергиваться или не срезаться до разрушения настила. Все типы креплений должны устанавливаться непосредственно через

настил в опорный элемент, например через гофры профилированных листов, если не предусмотрены меры по обеспечению эффективной передачи усилий, определяемых расчетом.

Б.4.4.2 Если профилированный настил (с трапецидальными гофрами) соединен со сжатой полкой балки и выполняется условие неравенства (Б.1), то балку допускается рассматривать как непрерывно раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила. Если профилированный настил прикреплен к балке через волну, сдвиговую жесткость следует принимать равной  $0,2S$ .

П р и м е ч а н и е – Неравенство (Б.1) допускается также использовать при определении поперечной устойчивости полок балки, соединенных с другими типами настила, а не только с трапецидальным профилированным настилом, при условии, что их соединения обоснованы соответствующим расчетом.

Б.4.4.3 Продольные стыки между соседними листами следует выполнять на заклепках, самонарезающих винтах, точечной сварке или на других видах креплений, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до разрушения настила. Шаг таких креплений не должен превышать 500 мм.

Б.4.4.4 Расстояния от креплений всех типов до краев и торцов листов должны быть достаточными для предотвращения преждевременного прорыва кромки настила.

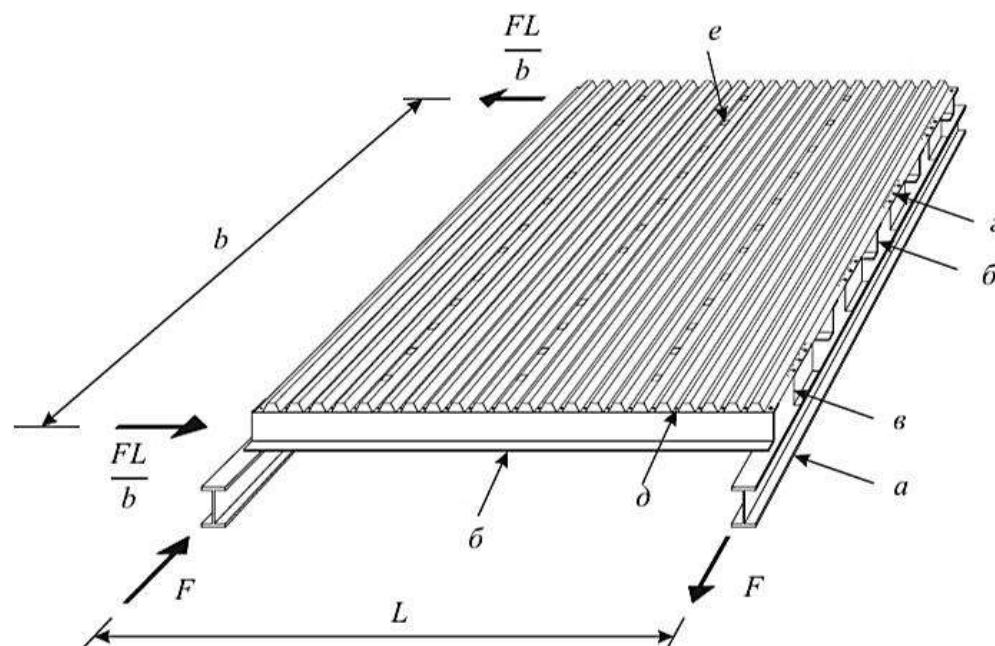
Б.4.4.5 Допускается выполнять без расчета небольшие произвольно расположенные отверстия, расположенные с суммарной площадью не более 3 % перекрываемой площади при условии, что общее расчетное количество креплений сохраняется. Отверстия, занимающие площадь до 15 % перекрываемой площади (площади поверхности диафрагмы, учитываемой в расчете), размещают согласно детальным расчетам. Участки с большими проемами должны быть разделены на меньшие участки, каждый из которых работает как диафрагма.

Б.4.4.6 Несущая способность диафрагмы на сдвиг определяется минимальным значением предельной прочности продольных стыков или креплений настила на опорах, параллельных гофрам, или для диафрагм, закрепленных только на продольных краевых элементах, креплений листов на торцах (рисунок Б.9). Расчетная несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум, %, не менее чем:

- на 40 – при разрушении креплений листов к прогонам от совместного действия сдвига и ветрового отсоса;
- 25 – при любой другой форме разрушения.

Б.4.4.7 Все настилы, которые образуют диафрагмы, должны быть предварительно рассчитаны на изгиб. Чтобы исключить снижение несущей способности настила на изгиб при его одновременной работе как диафрагмы, следует учитывать, что напряжения в настиле при работе его в качестве диафрагмы жесткости не должны превышать  $0,25 R_{yn}/\gamma_m$ .





*a* – балка; *б* – прогоны; *в* – связь сдвига; *з* – крепление настила к связи сдвига;  
*д* – крепление настила к прогону; *е* – крепление листов настила между собой

Рисунок Б.9 – Конструкция отдельной панели

#### Б.4.5 Диафрагмы из кассетных профилей

Б.4.5.1 Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

Б.4.5.2 Кассетные профили в диафрагмах следует соединять между собой по продольным краям (через стенки) метизами (обычно с помощью заклепок) с шагом креплений  $e_s \leq 300$  мм, расположенных на расстоянии  $e_u \leq 30$  мм от широкой полки (рисунок Б.10).

Б.4.5.3 Для стального кассетного профиля сдвиговую жесткость  $S$  определяют по формуле

$$S = S_v a_p \quad (\text{Б.30})$$

где  $S_v$  – жесткость диафрагмы из кассетных профилей на единицу длины, определяемая по Б.4.5.4;

$a_p$  – шаг элементов, к которым крепится кассетный профиль (пролет кассетного профиля).

Б.4.5.4 Жесткость диафрагмы из кассетных профилей на единицу длины определяют по формуле

$$S_v = \frac{k_a L_d b_u}{e_s (b - b_u)} \quad (\text{Б.31})$$

где  $L_d$  – общая длина сдвиговой диафрагмы (вдоль пролета кассетных профилей);

$b$  – общая ширина сдвиговой диафрагмы ( $b = \sum b_u$ )

$b_u$  – ширина кассетного профиля (см. рисунок Б.10);

$e_s$  – расстояние между метизами в направлении пролета (см. рисунок Б.10);  
 $k_\alpha$  – коэффициент жесткости (см. Б.4.5.5).

Б.4.5.5 Коэффициент жесткости  $k_\alpha$  определяют по результатам испытаний. При отсутствии натурных испытаний в запас значение  $k_\alpha$  принимают равным 2000 Н/мм.

Б.4.5.6 Сдвигающая сила  $T_v$  от расчетных нагрузок в предельной стадии не должна превышать значения  $T_{v,R}$ , определяемого по формуле

$$T_{v,R} = 8,43E \sqrt[4]{I_a \left(\frac{t}{b_u}\right)^9} \quad (\text{Б.32})$$

где  $I_a$  – момент инерции широкой полки относительно собственной оси  $a-a$  (см. рисунок 9.1);

$b_u$  – ширина кассетного профиля (см. рисунок Б.10).

Б.4.5.7 Сдвигающая сила  $T_v$  от нормативных нагрузок не должна превышать значения  $T_{v,C}$ , вычисляемого по формуле

$$T_{v,C} = \frac{S_v}{750} \quad (\text{Б.33})$$

где  $S_v$  – сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины, вычисляемая по формуле (Б.31).

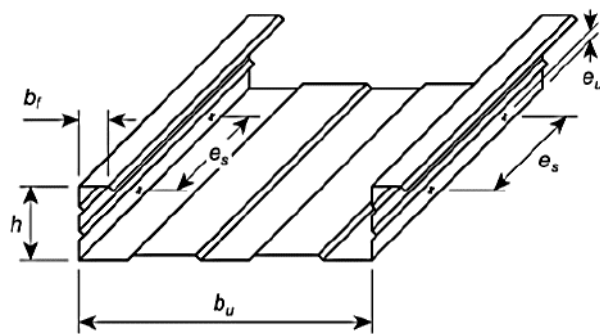


Рисунок Б.10 – Расположение метизов в продольном стыке

## Приложение В

### Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости

#### В.1 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с краевыми отгибами

В.1.1 Расчет одинарного краевого отгиба, укрепляющего полку профиля, следует проводить поэтапно. На рисунке В.1 представлено полное сечение брутто сжатой полки с теоретической шириной  $b_p$  и теоретической шириной одинарного краевого отгиба  $b_{p,c}$ .

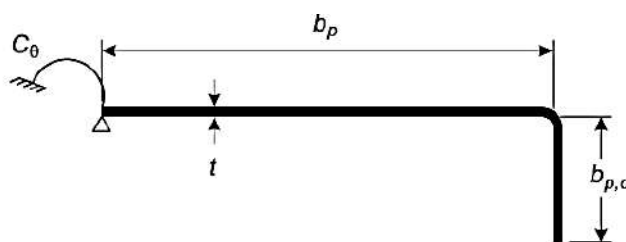


Рисунок В.1 – Сечение сжатой полки с краевыми условиями

#### В.1.2 Первый этап

Определяют основные параметры начального эффективного поперечного сечения полки с краевым элементом жесткости (см. рисунок В.2).

Для сжатой полки  $b_p$  определяют устойчивые участки  $b_{e1}$  и  $b_{e2}$  в соответствии с таблицей 7.2 и 7.3.1.7 или 7.3.1.8, по формулам (7.15), (7.16) или (7.23) как для пластины, опирающейся по двум сторонам. Предполагается при этом, что элемент жестко подкрепляет пластинку ( $K = \infty$ ), а уровень нормальных сжимающих напряжений в полке равен:

- при определении редукции в соответствии с требованиями, указанными в 7.3.1.7, в формулах таблицы 7.2 принимают  $\sigma_1 = R_y$ ;

- при определении редукции в сечении альтернативным методом, согласно 7.3.1.8, в формулах таблицы 7.2  $\sigma_1$  принимают равным максимальному напряжению сжатия в пластине, соответствующему определенной итерации.

Далее рассчитывают значение  $c_{ef}$  одинарного краевого отгиба полки по формуле (7.28):

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}$$

При определении редуционного коэффициента  $\rho$  краевого отгиба полки (пластинки шириной  $b_{p,c}$ ) по формулам (7.17), (7.18) или (7.24) значение коэффициента напряженного состояния  $k_\sigma$  определяют по формулам (7.29) и (7.30):

$$k_\sigma = 0,5$$

$$\text{если } \frac{b_{p,c}}{b_p} \leq 0,35$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{b_{p,c}}{b_p} - 0,35\right)^2}$$

$$\text{если } 0,35 < \frac{b_{p,c}}{b_p} < 0,60$$

Затем определяют площадь  $A_s$  и момент инерции  $I_s$  (относительно оси  $a-a$ ) начального расчетного сечения элемента жесткости (см. рисунки 7.8 и В.2).

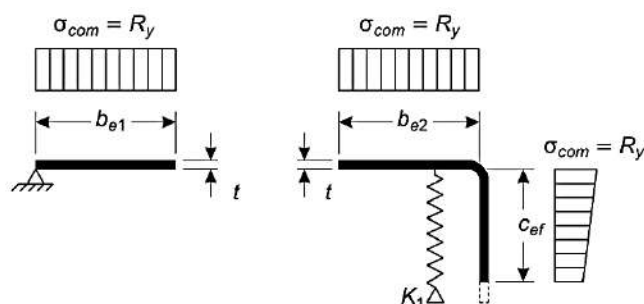


Рисунок В.2 – Первый этап. Начальное эффективное поперечное сечение сжатой полки с элементом жесткости при  $K = \infty$  и нормальных напряжениях

$$\sigma_{com} = R_y$$

### В.1.3 Второй этап

Определяют критическое напряжение потери устойчивости начального расчетного сечения краевого элемента жесткости, включающего участки  $b_{e2}$  и  $c_{ef}$  с полной толщиной  $t$ , в предположении, что краевой отгиб теряет общую устойчивость как центрально сжатый стержень (см. рисунок В.3).

Критическое напряжение упругой потери устойчивости определяют по формуле (7.34):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}$$

где  $K_1$  – жесткость упругоподатливой связи;

$I_s$  – момент инерции начального расчетного сечения краевого элемента жесткости относительно оси  $a-a$ ;

$A_s$  – площадь начального расчетного сечения краевого элемента жесткости из первого этапа (см. рисунки 7.8 и В.2).

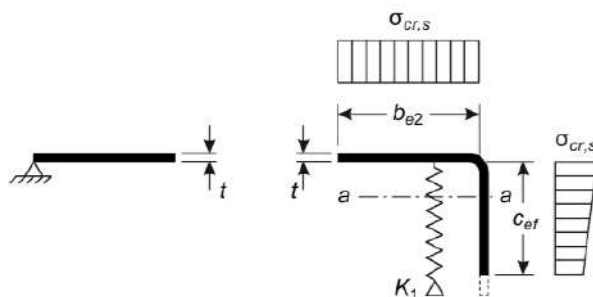


Рисунок В.3 – Второй этап. Критические напряжения потери устойчивости  $\sigma_{cr,s}$  краевого элемента жесткости, полученного на первом этапе

Далее определяют коэффициент  $\chi_d$  снижения несущей способности (см. рисунок В.4) вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) с учетом условной гибкости  $\bar{\lambda}_d$  по 7.3.2.9 и формулам (7.37)–(7.40):

$$\chi_d = 1,0, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \leq 0,65;$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d, \quad \text{если } 0,65 \leq \bar{\lambda}_d \leq 1,38;$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \geq 1,38,$$

где 
$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}.$$

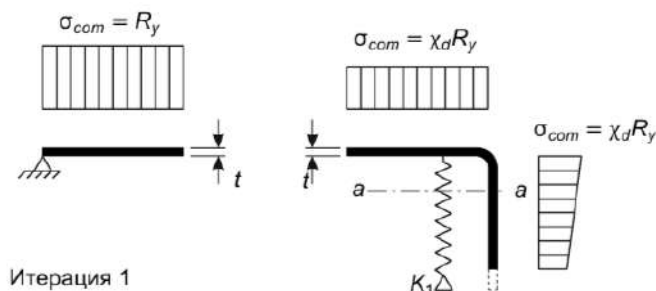


Рисунок В.4 – Второй этап. Сниженная прочность  $\chi_d R_y$  для начального расчетного сечения элемента жесткости с площадью  $A_s$

### В.1.4 Третий этап

Третий этап не обязателен и предполагает итерационное уточнение значения  $\chi_d$ , при котором напряжение в элементе жесткости принимают равным  $\chi_d R_y$  и при измененных значениях  $\rho$ .

Итерацию начинают с модифицированных значений  $\rho$ , полученных согласно 7.3.1.7, но вместо  $\bar{\lambda}_p$  принимают  $\bar{\lambda}_{p,red}$ , которую определяют по формуле

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad (\text{В.1})$$

В формуле (В.1) значение  $\bar{\lambda}_p$  принимают из первой итерации, а значение  $\chi_d$  из предыдущей итерации. При этом размеры устойчивых участков сжатых пластин, примыкающих к элементу жесткости ( $b_{e2}$  и  $c_{ef}$ ) в каждой итерации, уточняют исходя из полных значений  $b_p$  и  $c$ , а толщина не меняется и принимается равной  $t$  (см. рисунок В.5).

Итерации проводят до тех пор, пока не станут выполняться следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ .

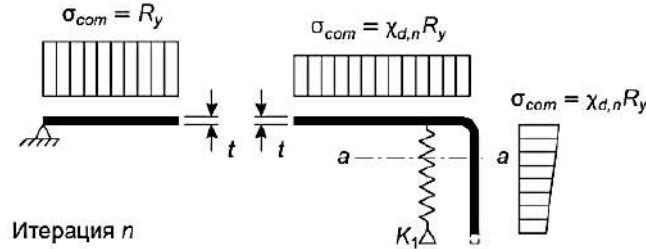


Рисунок В.5 – Третий этап. Сниженная прочность  $\chi_{d,n}R_y$  для уточненного расчетного сечения элемента жесткости с площадью  $A_{s,n}$  в итерации  $n$

### В.1.5 Четвертый этап

Определяют эффективную площадь элемента жесткости.

Эффективную площадь краевого элемента жесткости (см. рисунок В.6) вычисляют по 7.3.2.10 и формуле (7.41):

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq A_s.$$

При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективная площадь  $A_{s,red}$  определяется с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ . Значение  $t_{red}$  вычисляется по 7.3.2.11 и формулам (7.42) – (7.44):

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s};$$

$$t_{red} = \chi_d t \quad \text{при } \sigma_{com,s} = R_y;$$

$$t_{red} = \chi_d t \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{com,s}}} \leq t \quad \text{при } \sigma_{com,s} < R_y,$$

где  $\sigma_{com,s}$  – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

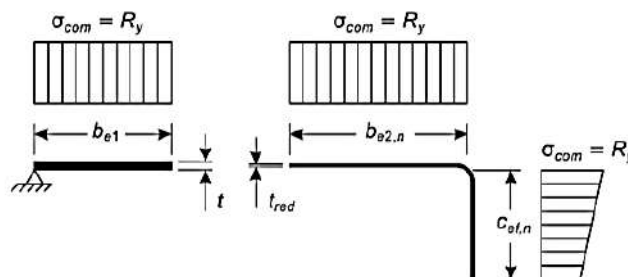


Рисунок В.6 – Четвертый этап. Окончательное эффективное поперечное сечение сжатой полки с краевым элементом жесткости

## В.2 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с промежуточным элементом жесткости

В.2.1 Расчет промежуточного элемента жесткости, подкрепляющего сжатую пластину, следует проводить поэтапно.

### В.2.2 Первый этап

Определяют начальное эффективное поперечное сечение пластины с промежуточным элементом жесткости (см. рисунок В.7). В соответствии с таблицей 7.2 и 7.3.1.7 или 7.3.1.8, а также формулами (7.15), (7.16) или (7.23), определяют значения  $b_{1,e1}$ ,  $b_{1,e2}$  и  $b_{2,e1}$ ,  $b_{2,e2}$ . Предполагают при этом, что элемент жестко подкрепляет пластину ( $K = \infty$ ), а уровень нормальных сжимающих напряжений в пластинке равен:

- при определении редукиции в соответствии с 7.3.1.7 в формулах таблицы 7.2 принимают  $\sigma_1 = R_y$ ;
- при определении редукиции в сечении альтернативным методом, указанным в 7.3.1.8, в формулах таблицы 7.2  $\sigma_1$  принимают равным максимальному напряжению сжатия в пластинке, соответствующему определенной итерации.

Далее определяют площадь  $A_s$  и момент инерции  $I_s$  (относительно оси  $a-a$ ) начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости (см. рисунки 7.9 и В.7).

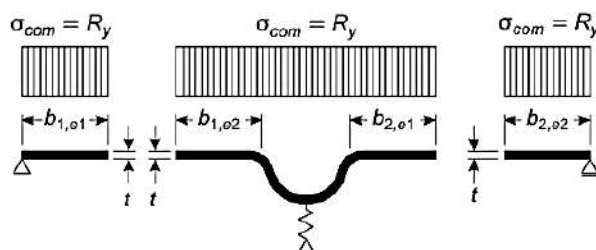


Рисунок В.7 – Первый этап. Начальное эффективное поперечное сечение сжатой пластины с промежуточным элементом жесткости при  $K = \infty$ , и нормальных напряжениях  $\sigma_{com} < R_y$

### В.2.3 Второй этап

Определяют критическое напряжение потери устойчивости начального расчетного сечения промежуточного элемента жесткости, включающего участки

$b_{1,e2}$ ,  $b_{2,e1}$  и  $b_s$  с полной толщиной  $t$  (см. рисунок В.8), в предположении, что элемент жесткости теряет общую устойчивость как центрально сжатый стержень.

Критическое напряжение упругой потери устойчивости определяют по 7.3.3.5 и формуле (7.46).

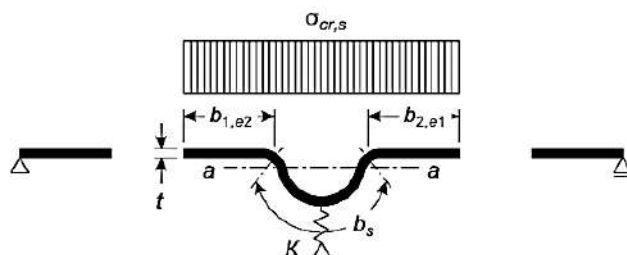


Рисунок В.8 – Второй этап. Критические напряжения потери устойчивости  $\sigma_{cr,s}$

Далее определяют коэффициент  $\chi_d$  снижения несущей способности (см. рисунок В.9) вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) с учетом условной гибкости  $\bar{\lambda}_d$  по 7.3.2.9 и формулам (7.37)–(7.40).

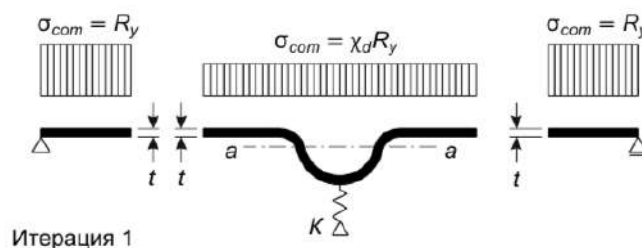


Рисунок В.9 – Второй этап. Сниженная прочность  $W_d R_y$  для начального расчетного сечения элемента жесткости с площадью  $A_s$

## В.2.4 Третий этап

Третий этап не обязателен и предполагает итерационное уточнение значения  $\chi_d$ , при котором напряжение в элементе жесткости принимают равным  $\chi_d R_y$ , и при измененных значениях  $\rho$ .

Итерацию начинают с модифицированных значений  $\rho$ , полученных согласно 7.3.1.7, но вместо  $\bar{\lambda}_p$  принимают  $\bar{\lambda}_{p,red}$  которую определяют по формуле (В.1).

В формуле (В.1) значение  $\bar{\lambda}_p$  принимают по первой итерации, а значение  $\chi_d$  – по предыдущей. При этом размеры устойчивых участков сжатых пластин, примыкающих к элементу жесткости ( $b_{1,e2}$ , и  $b_{2,e1}$ ) в каждой итерации уточняют исходя из полных значений  $b_{p1}$  и  $b_{p2}$ , а толщина не меняется и принимается равной  $t$  (см. рисунок В.10).

Итерации проводят до тех пор, пока не станут выполняться следующие условия:  $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ , но  $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ .



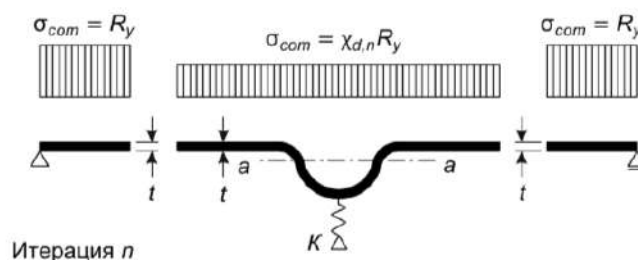


Рисунок В.10 – Третий этап. Сниженная прочность  $W_{d,n}R_y$  для уточненного расчетного сечения элемента жесткости с площадью  $A_{s,n}$  в итерации  $n$

### В.2.5 Четвертый этап

Определяют эффективную площадь сечения элемента жесткости. Эффективную площадь сечения промежуточного элемента жесткости (см. рисунок В.11) вычисляют по 7.3.2.10 и формуле (7.41).

При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения эффективную площадь  $A_{s,red}$  определяют с учетом уменьшенной толщины  $t_{red}$  для всех элементов, включенных в  $A_s$ . Значение  $t_{red}$  вычисляют по 7.3.2.11 и формулам (7.42)–(7.44).

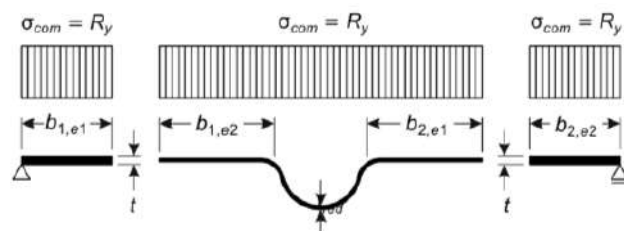


Рисунок В.11 – Четвертый этап. Окончательное эффективное поперечное сечение сжатой пластины с промежуточным элементом жесткости

## Приложение Г

## Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально сжатых элементов

Таблица Г.1 – Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная Гибкость $\bar{\lambda}\pi$	Коэффициенты для сечения типа			Условная Гибкость $\bar{\lambda}\pi$	Коэффициенты для сечения типа		
	$a$	$b$	$c$		$a$	$b$	$c$
0,4	1000	1000	984	5,4	261		255
0,6	994	986	956	5,6	242		241
0,8	981	967	929	5,8	226		
1,2	968	948	901	6,0	211		
1,4	953	927	872	6,2	198		
1,6	938	905	842	6,4	186		
1,8	920	881	811	6,6	174		
2,0	900	855	778	6,8	164		
2,2	877	826	744	7,0	155		
2,4	851	794	709	7,2	147		
2,6	821	760	672	7,4	139		
2,8	786	722	635	7,6	132		
3,0	747	683	598	7,8	125		
3,2	704	643	562	8,0	119		
3,4	660	602	527	8,5	105		
3,6	616	562	493	9,0	094		
3,8	572	524	460	9,5	084		
4,0	526	487	430	10,0	076		
4,2	475	453	402	10,5	0,69		
4,4	431	421	375	11,0	0,63		
4,6	393	392	351	11,5	0,57		
4,8	359		329	12,0	0,53		
5,0	330		308	12,5	0,49		
5,2	304		289	13,0	0,45		
5,4	281		271	14,0	0,39		
П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов в настоящей таблице увеличены в 1000 раз.							

## Приложение Д

### Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

Для сечений, у которых плоскость действия момента совпадает с плоскостью симметрии, критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии, в зависимости от расчетной схемы и схемы действия нагрузок, в общем виде вычисляют по формуле

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_{g,y}}{(k_y L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_{g,y}} + \frac{(k_y L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_{g,y}} + (C_2 y_g - C_3 y_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 y_g - C_3 y_j) \right\} \quad (Д.1)$$

где  $I_t$  – момент инерции при свободном кручении полного сечения;

$I_\omega$  – секториальный момент инерции полного сечения;

$I_{g,y}$  – момент инерции полного сечения из плоскости действия изгибающего момента;

$L$  – нераскрепленная длина балки;

$C_1, C_2, C_3$  – коэффициенты, зависящие от формы приложения нагрузки и условий закреплений балок на шарнирных опорах, представленные в таблицах Д.1 и Д.2, другие варианты закреплений представляют с помощью коэффициентов  $k_y$  и  $k_w$ ;

$k_y, k_w$  – коэффициенты эффективной длины, зависящие от условий закрепления торцевых сечений.  $k_y$  зависит от поворота торцевых сечений относительно более слабой оси  $y$ – $y$ , а коэффициент  $k_w$  характеризует ограничение деформаций сечения. Коэффициенты устанавливают в пределах от 0,5 при ограниченных деформациях до 1,0 при свободных деформациях. В случае свободных деформаций на одном конце балки и ограниченных на другом значение коэффициентов принимают равным 0,7. В запас несущей способности допускается принимать значения  $k_y = k_w = 1,0$ ;

$y_g = (y_a - y_s) - y_a$  и  $y_s$  –  $y$  координаты точки приложения нагрузки и центра кручения. Координаты положительны, если находятся в сжатой части сечения, и отрицательны в растянутой;

$y_j$  – параметр, отражающий степень асимметрии поперечного сечения относительно оси  $x$ – $x$ , равный нулю для сечений балок, симметричны относительно обеих осей. Параметр положителен, если при изгибе напряжения в поясе с наибольшим моментом инерции относительно оси  $y$ – $y$  являются сжимающими.

$$y_j = 0,8 \psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ если } \psi_f \geq 0 \quad (Д.2)$$

$$y_j = \psi_f \frac{h_c}{2} \quad , \text{ если } \psi_f < 0 \quad (Д.3)$$

где  $\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$  (Д.4)

здесь  $I_{fc}$  – момент инерции относительно оси  $y$ – $y$  сжатого пояса условного эквивалентного двутавра при изгибе относительно оси  $x$ – $x$  (см. рисунок Д.1);  
 $I_{ft}$  – момент инерции относительно оси  $y$ – $y$  растянутого пояса условного эквивалентного двутавра при изгибе относительно оси  $x$ – $x$  (см. рисунок Д.1);  
 $h_c$ – расстояние между центрами тяжести поясов условного эквивалентного двутавра (см. рисунок Д.1).

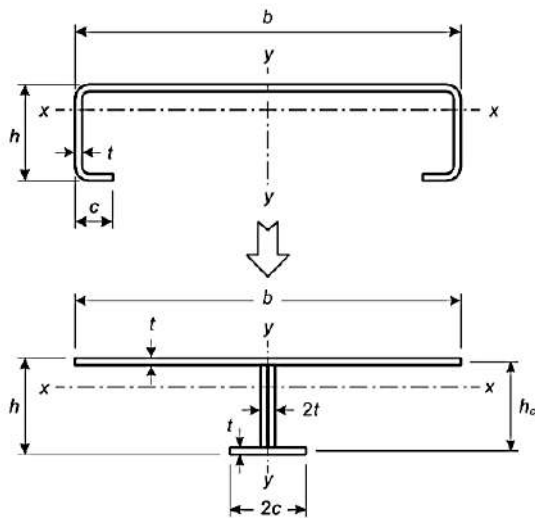
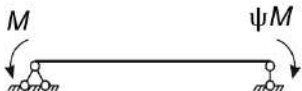
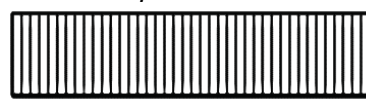





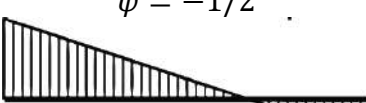
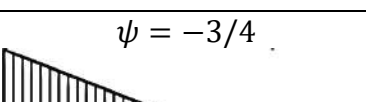
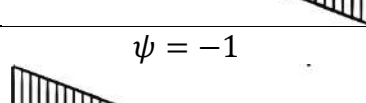


Рисунок Д.1 – Условное представление сечения с одной осью симметрии в виде двутавра для определения параметра  $y_j$

Таблица Д.1 – Коэффициенты  $C_1$ ,  $C_2$  и  $C_3$  для балок с изгибающей нагрузкой

Нагрузки и граничные условия	Эпюры моментов	$k_y$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0 0,5	1,127 0,970	0,454 0,360	0,525 0,438
		1,0 0,5	1,348 1,050	0,630 0,480	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,040 0,950	0,420 0,310	0,562 0,539

Таблица Д.2- Коэффициент  $C_1$  и  $C_3$  для балок с моментами на опорах

Нагрузки и граничные условия	Эпюры элементов	$k_y$	$C_1$	$C_3$	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
	$\psi = 0$ 	1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	1,3-1,2 $\psi_f$ 0,77 $\psi_f$
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	0,55 $\psi_f$ 0,33 $\psi_f$
	$\psi = -1$ 	1,0 0,5	2,60 2,45	- $\psi_f$ 0,125-0,7 $\psi_f$	- $\psi_f$ 0,125-0,7 $\psi_f$

Примечание – Для балок с моментами на опорах  $C_2 x_g = 0$ ;  $\psi_f = \frac{I_{f,c} - I_{f,p}}{I_{f,c} + I_{f,p}}$ ,  
где  $I_{f,c}$   $I_{f,p}$  – момент инерции сжатых и растянутых полков относительно слабой оси у–у  
когда  $\frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1,0$ ,  $C_1$  должен быть разделен на 1,05, но быть не менее 1,0.

## Приложение Е

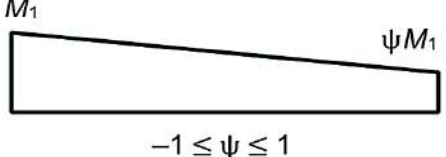
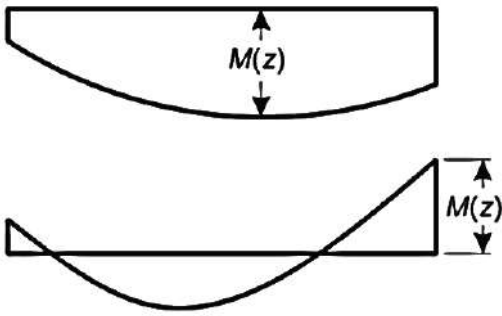
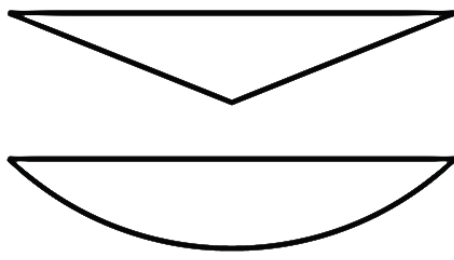
**Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$ , учитывающие совместное действие усилий в формулах взаимодействия для сечений, как подверженных, так и не подверженных деформациям кручения**

## Е.1 Метод 1

Таблица Е.1 – Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$ 

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения, 4-й класс НДС	Вспомогательные обозначения:
$k_{xx}$	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_x = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}{1 - \varphi_x \frac{N}{N_{cr,x}}}$ $\mu_y = \frac{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}{1 - \varphi_y \frac{N}{N_{cr,y}}}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_{g,x}}$ $C_{m,x} = C_{m,x,0} + (1 - C_{m,x,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_x} a_{LT}}$ $C_{m,y} = C_{m,y,0}$ $C_{m,LT} = C_{m,x}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N}{N_{cr,y}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$ $\varepsilon_x = \frac{M_x}{N} \frac{A_{ef}}{W_{ef,x}}$ <p> <math>N_{cr,x}</math> – критическая сила плоской формы потери устойчивости по Эйлеру относительно оси <math>x-x</math> в упругой стадии для полного сечения;  <math>N_{cr,y}</math> – критическая сила плоской формы потери устойчивости по Эйлеру относительно оси <math>y-y</math> в упругой стадии для полного сечения;  <math>N_{cr,T}</math> – критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии;  <math>I_t</math> – момент инерции полного поперечного сечения при свободном кручении;  <math>I_{g,x}</math> – момент инерции относительно оси <math>x-x</math> </p>
$k_{xy}$	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_x}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	
$k_{yx}$	$C_{m,x} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}}$	
$k_{yy}$	$C_{m,y} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}}$	

Таблица Е.2 – Коэффициент  $C_{m,i,o}$  перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов в таблице Е.1

Эпюра моментов	$C_{m,i,o}$
 <p style="text-align: center;"><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$C_{m,i,o} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,o} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  f_z }{l^2  M_i(z) } \right) \frac{N}{N_{cr,i}}$ <p>где <math>M_i(z)</math> – максимальный момент <math>M_x</math> или <math>M_y</math>;  <math> f_z </math> – максимальный прогиб элемента по его длине</p>
	$C_{m,i,o} = 1 - 0,18 \frac{N}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,o} = 1 - 0,03 \frac{N}{N_{cr,i}}$

**Е.2 Метод 2**Таблица Е.3 – Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для сечений, не чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Упругие свойства поперечного сечения ЛСТК
$k_{xx}$	Замкнутые прямоугольные двутавры	$C_{m,x} = \left( 1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,x} = \left( 1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y} \right)$
$k_{xy}$		$k_{xx}$
$k_{yx}$		$0,8k_{xx}$
$k_{yy}$		$C_{m,y} = \left( 1 + 0,6\bar{\lambda}_x \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right) \leq$ $\leq C_{m,y} = \left( 1 + 0,6 \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right)$

Таблица Е.4 – Коэффициенты взаимодействия  $k_{ij}$  для сечений, чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения ЛСТК
$k_{xx}$	$k_{xx}$ из таблицы Е.3
$k_{xy}$	$k_{xy}$ из таблицы Е.3
$k_{yx}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_y}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right] \geq$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{m,LT} - 0,25)} \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y} \right]$
$k_{yy}$	$k_{yy}$ из таблицы В.1

Таблица Е.5 – Коэффициенты  $C_m$  перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов в таблицах Е.3 и Е.4


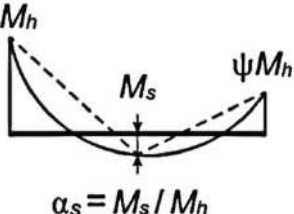
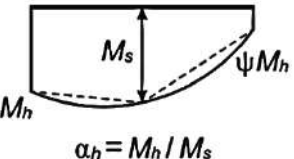
Эпюра моментов	Границы		$C_{m,x}, C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$	
			Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1 - \alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\alpha_s) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h \leq 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,5\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,5\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$
Примечания				
1 Для элементов, подверженных потере устойчивости, коэффициенты $C_m$ следует принимать соответственно $C_{m,x} = 0,9$ или $C_{m,y} = 0,9$ .				
2 $C_{m,x}, C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$ следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:				
коэффициент $C_m$				



Таблица Е.6 – Максимальные значения коэффициентов взаимодействия

Коэффициент взаимодействия	Сечения ЛСТК
$k_{xx}$	$1,6C_{tx}$
$k_{xy}$	$1,6C_{ty}$
$k_{yx}$	1,0
$k_{yy}$	$1,6C_{ty}$