МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

ПРИКАЗ

от "3" декабря 2016 г. № 881/пр

Москва

Об утверждении свода правил «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования»

В соответствии с Правилами разработки, утверждения, опубликования, изменения и отмены сводов правил, утвержденными постановлением Правительства Российской Федерации от 1 июля 2016 г. № 624, подпунктом 5.2.9 пункта 5 Положения о Министерстве строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, утвержденного постановлением Правительства Российской Федерации от 18 ноября 2013 г. № 1038, пунктом 244 Плана разработки и утверждения сводов правил и актуализации ранее утвержденных сводов правил, строительных норм и правил на 2015 г. и плановый период до 2017 г., утвержденного приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30 июня 2015 г. № 470/пр с изменениями, внесенными приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 14 сентября 2015 г. № 659/пр, **п р и к а з ы в а ю:**

1. Утвердить и ввести в действие через 6 месяцев со дня издания настоящего приказа свод правил «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования», согласно приложению.

2. Департаменту градостроительной деятельности и архитектуры в течение 15 дней со дня издания приказа направить утвержденный свод правил «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных

gost.e-ecolog.ru

профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» на регистрацию в национальный орган Российской Федерации по стандартизации.

3. Департаменту градостроительной деятельности и архитектуры обеспечить опубликование на официальном сайте Минстроя России в информационно-телекоммуникационной сети «Интернет» текста утвержденного свода правил «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования» в электронно-цифровой форме в течение 10 дней со дня регистрации свода правил национальным органом Российской Федерации по стандартизации.

4. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на заместителя Министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации Х.Д. Мавлиярова.

И.о. Министра Е.О. Сиэрра

**МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

СВОД ПРАВИЛ **СП 260.1325800.2016**

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

Правила проектирования

Издание официальное

РОССТАНДАРТ
ФГУП
«СТАНДАРТИНФОРМ»
ФЕДЕРАЛЬНЫЙ ИНФОРМАЦИОННЫЙ
ФОНД СТАНДАРТОВ

Дата регистрации
23 декабря 2016 г.

Москва 2016

Предисловие

Сведения о своде правил

1 ИСПОЛНИТЕЛЬ – Закрытое акционерное общество «Центральный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций им. Н.П. Мельникова» (ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»)

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»

3 ПОДГОТОВЛЕН К УТВЕРЖДЕНИЮ Департаментом градостроительной деятельности и архитектуры Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России)

4 УТВЕРЖДЕН приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 г. №841/пр и введен в действие с 4 июня 2017 г.

5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт)

6 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в установленном порядке. Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте разработчика (Минстрой России) в сети Интернет.

© Минстрой России, 2016

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания на территории Российской Федерации без разрешения Минстроя России.

Содержание

1 Область применения
2 Нормативные ссылки
3 Термины и определения
4 Основные буквенные обозначения величин и сокращения

5 Основные положения
5.1 Основные требования к конструкциям
5.2 Основные расчетные требования
5.3 Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала
5.4 Учет назначения и условий работы конструкций
5.5 Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса
5.6 Основные положения и требования к конструкциям
5.7 Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей
6 Материалы для конструкций и соединений
7 Расчет конструктивных систем зданий и сооружений на прочность и устойчивость
7.1 Общие положения
7.2 Расчет конструкций из тонкостенных профилей
7.3 Расчет тонкостенных профилей с учетом закритической работы сжатых пластин
7.4 Трапециевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости
7.5 Стенки гофров с элементами жесткости в количестве не более двух
7.6 Гофрированные листы с элементами жесткости на полках и стенках
7.7 Предельные состояния первой группы
8 Кассетные профили, раскрепленные гофрированными листами
8.1 Общие положения
8.2 Несущая способность при действии изгибающего момента
9 Предельное состояние по деформациям конструкций
10 Расчет соединений
10.1 Расчет несущей способности элементов в соединениях на метизах
10.2 Требования к расстановке метизов в соединениях
10.3 Требования и правила проектирования соединений выполненных точечной сваркой
10.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами

10.5 Дуговая точечная сварка.....

11 Требования к программному обеспечению для расчётов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей .....

12 Требования по обеспечению коррозионной стойкости .....

13 Требования по пожарной безопасности и огнестойкости .....

Приложение А (обязательное) Специальные требования к конструкциям .....

Приложение Б (обязательное) Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости .....

Приложение В (справочное) Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений, подверженных деформациям кручения

Приложение Г (справочное) Определение критического момента потери устойчивости в плоской формы изгиба в упругой стадии .....

Библиография .....

Введение

Настоящий свод правил обеспечивает соблюдение требований федеральных законов: № 184-ФЗ «О техническом регулировании», № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».

Настоящий свод правил разработан авторским коллективом ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова» (канд. техн. наук, доц. *Н.И. Пресняков*, канд. техн. наук *В.Ф. Беляев*, д-р техн. наук *В.М. Горицкий*, канд. хим. наук *Г.В. Оносов*, *Е.А. Понурова*, *С.И. Бочкова*) при участии АО «НИЦ «Строительство» – ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (д-р техн. наук, проф. *И.И. Ведяков*, д-р техн. наук, проф. *П.Г. Еремеев*), ООО «Техсофт» (д-р техн. наук, проф. *В.А. Семенов*, канд. техн. наук *З.Х. Зебельян*), ФГБОУ ВО «СибАДИ» (г. Омск) (д-р техн. наук, проф. *С.А. Макеев*), Фирма «УНИКОН» (г. Кемерово) (канд. техн. наук *В.В. Катюшин*), ОАО «Липецкий Гипромез» (*С.А. Федюнин*).

СВОД ПРАВИЛ

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ОЦИНКОВАННЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

Правила проектирования

Cold-formed thin-walled steel profile and galvanized corrugated plate constructions.

Design rules

Дата введения – 2017– 06-04

1 Область применения

Настоящий свод правил устанавливает правила проектирования и методы расчета и распространяется на стальные тонкостенные конструкции из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов, эксплуатируемых при расчетной температуре не выше плюс 100 °С и не ниже минус 55 °С.

Настоящий свод правил не распространяется на конструкции из холодноформованных профилей круглого или прямоугольного замкнутого сечения.

2 Нормативные ссылки

В настоящем своде правил использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 9.401–91 Единая система защиты от коррозии и старения. Покрытия лакокрасочные. Общие требования и методы ускоренных испытаний на стойкость к воздействию климатических факторов

ГОСТ 4784–97 Алюминий и сплавы алюминиевые деформируемые. Марки

ГОСТ 10299–80 Заклепки с полукруглой головкой классов точности В и С. Технические условия

ГОСТ 10300–80 Заклепки с потайной головкой классов точности В и С. Технические условия

Издание официальное

ГОСТ 10301–80 Заклепки с полупотайной головкой классов точности В и С. Технические условия

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

ГОСТ 10619–80 Винты самонарезающие с потайной головкой для металла и пластмассы. Конструкция и размеры

ГОСТ 14918–80 Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий. Технические условия

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

ГОСТ 21779–82 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски

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

ГОСТ 23118–2012 Конструкции стальные строительные. Общие технические условия

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

ГОСТ 27751–2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ Р 52146–2003 Прокат тонколистовой холоднокатаный и холоднокатаный горячеоцинкованный с полимерным покрытием с непрерывных линий. Технические условия

ГОСТ Р 52246–2004 Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия

ГОСТ Р ИСО 7050–2012 Винты самонарезающие с потайной головкой и крестообразным шлицем

ГОСТ Р ИСО 8765–2013 Болты с шестигранной головкой с мелким шагом резьбы. Классы точности А и В.

ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207–2010 Информационная технология. Системная и программная инженерия. Процессы жизненного цикла программных средств

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

СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты

СП 16.13330.2011 «СНиП II-23–81* Стальные конструкции» (с изменением № 1)

СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07–85* Нагрузки и воздействия»

СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11–85 Защита строительных конструкций от коррозии» (с изменением № 1)

СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции»

СП 131.13330.2012 «СНиП 23-01–99* Строительная климатология» (с изменением № 2)

Примечание — При пользовании настоящим сводом правил целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте федерального органа исполнительной власти в сфере стандартизации в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего свода правил в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде стандартов.

3 Термины и определения

В настоящем своде правил применены следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 долговечность: Способность строительной конструкции или сооружения сохранять физические и эксплуатационные свойства, устанавливаемые при проектировании и обеспечивающие его безаварийную

эксплуатацию в течение расчетного срока службы при надлежащем техническом обслуживании.

3.2 закрепление: Закрепление элемента или его части от линейных или угловых перемещений или деформаций от кручения или депланации сечения, которое повышает устойчивость аналогично жесткой опоре.

3.3 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.

3.4 механическая безопасность: Состояние зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей, а также систем инженерно-технического обеспечения, которое характеризуется возможностью предотвращения вреда жизни или здоровья человека, ущерба имуществу и окружающей среде вследствие разрушения или потери устойчивости зданий, сооружений или их частей.

3.5 надежность: Способность строительных конструкций выполнять заданные функции с требуемым качеством в течение предусмотренного периода эксплуатации.

3.6 номинальная толщина: Устанавливаемая средняя толщина, включающая в себя толщину слоев цинкового и других металлических покрытий после прокатки и определяемая поставщиком стали.

Примечание – Не включает в себя толщину органических покрытий.

3.7 опора: Узел конструкции, через который элемент способен передавать силы или моменты на фундамент или другой элемент конструкции.

3.8 относительная гибкость: Нормированное безразмерное значение гибкости.

3.9 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 его (пожара) опасных факторов.

3.10 расчетная толщина: Толщина стального листа, используемая в расчете.

3.11 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.

3.12 толщина стального листа: Номинальная толщина стального листа без учета толщины слоев цинкового и других металлических покрытий.

3.13 тонколистовой прокат: Прокат толщиной менее 4 мм, шириной 500 мм и более.

3.14 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.

3.15 эффект диафрагмы: Работа профилированного листа на сдвиг в своей плоскости влияющая на жесткость, пространственную неизменяемость и прочность каркаса.

3.16 эффективная ширина: Площадь сечения, ширина или толщина сечения элемента, уменьшенная вследствие потери устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия.

4 Основные обозначения

В настоящем своде правил применены следующие основные обозначения:

A_{ef} – эффективная площадь поперечного сечения;

A_g – площадь сечения брутто;

A_{gn} – площадь сечения нетто с учётом ослаблений A_g;

E – модуль упругости;

G – модуль сдвига;

K – линейная жесткость упругой связи;

L_{ef} – эффективная длина для расчета на поперечные силы;

M – момент, изгибающий момент;

ΔM – дополнительный изгибающий момент в стержне от смещения центра тяжести сечения при выключении части сжатых элементов сечения

N – продольная сила;

P – расчетная нагрузка, определяемая по формуле $P = \gamma_f \cdot P_n$;

P_n – нормативная нагрузка, определяемая по правилам СП 20.13330 и СП 16.13330;

Q – поперечная сила, сила сдвига;

Q_w – поперечная сила, воспринимаемая стенкой;

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу;

R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{un} – временное сопротивление стали, равное значению предела текучести $\sigma_в$ по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{yn} – предел текучести стали, равный значению предела текучести σ_m по государственным стандартам и техническим условиям на сталь;

S – наименьшая (предельная) несущая способность конструктивного элемента, зависящая от прочности материала, размеров поперечного сечения и условий его работы;

W_{ef} – момент сопротивления эффективного упругого сечения;

a – длина пластины между элементами жесткости или без них;

b – ширина пластины между элементами жесткости или без них;

b_{ef} – расчетная (эффективная) ширина сжатой полки, стенки, пояса;

f – прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;

f_u – предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;

h_w – высота стенки между поясами;

r – радиус;

t – расчетная толщина стального листа, без учета металлических и органических покрытий;

t_{cor} – номинальная толщина листа без учета цинкового и других металлических покрытий;

t_{nom} – номинальная толщина листа после холодного формования, включая цинковые и другие металлические покрытия, но без учета органических покрытий;

t_w – толщина стенки;

β – коэффициент эффективной ширины для сдвига в упругой стадии;

γ_c – коэффициент условия работы;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности.

Примечание – Минимальные значения коэффициента указаны в [1] и ГОСТ 27751;

δ – максимальное перемещение конструктивного элемента в условиях нормальной эксплуатации (от нормативных значений воздействий);

ε – деформация;

λ_p – условная гибкость;

ρ – коэффициент редукции, зависящий от граничных условий пластины и ее напряженного состояния;

σ_{cr} – упругое критическое напряжение потери устойчивости;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, внецентренном сжатии либо сжатии с изгибом ($\varphi \rightarrow \varphi_e$), балочный коэффициент устойчивости при изгибе ($\varphi \rightarrow \varphi_b$), при растяжении ($\varphi = 1$).

5 Общие положения

5.1 Основные требования к конструкциям

5.1.1 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных профилей следует соблюдать требования ГОСТ 27751 и СП 16.13330.2011 (раздел 4.1).

5.1.2 Защита конструкций от воздействия огня для обеспечения пожарной безопасности и огнестойкости строительных конструкций при проектировании из стальных тонкостенных профилей должна быть в соответствии с требованиями СП 2.13130.

5.2 Основные расчетные требования

5.2.1 При расчете конструкций из стальных тонкостенных профилей следует соблюдать требования, изложенные в СП 16.13330.2011 (раздел 4.2, пункты 4.2.1 – 4.2.6).

5.2.2 При необходимости допускается подтверждать расчеты экспериментальными исследованиями.

5.2.3 Элементы конструкций, рассматриваемые в настоящем своде правил, относятся к 4-му классу напряженно-деформированного состояния (НДС), в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Примечание – Для определения несущей способности при снижении работоспособности сжатых элементов от потери местной устойчивости используется эффективная ширина (см. 7.2).

5.3 Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала

5.3.1 При расчете конструкций и соединений из стальных тонкостенных профилей следует учитывать коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и

материалу γ_m, а также коэффициенты условий работы γ_c и коэффициент надежности по ответственности сооружения (элемента сооружения) γ_n.

5.3.2 Для обеспечения надежности несущих конструкций следует использовать нормативные и расчетные значения нагрузок и сопротивления. Коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и материалу γ_m представляют собой отношения:

$$\gamma_f = P/P_n\,,\ \gamma_m = R_n/R\ , \qquad (5.1)$$

где P_n и R_n – нормативная нагрузка и нормативное сопротивление, определяемые по ГОСТ 27751, ГОСТ 14918, ГОСТ 16523, СП 20.13330, СП 16.13330;

P, R – расчетная нагрузка и расчетное сопротивление, представляющие собой максимальную нагрузку и минимальное сопротивление (в статистически-вероятностном смысле) за срок службы сооружения.

5.3.3 Допускается использовать в расчетах изменчивость механических свойств стали по сечению гнутых профилей, полученные на основании экспериментальных данных. По сечению гнутого профиля следует выделять три зоны упрочнения: места гиба; плоские участки, прилегающие к местам гиба и средние зоны плоских участков. Нормативные и расчетные сопротивления, а также коэффициенты γ_m для этих зон необходимо определять и обосновывать статистической обработкой с использованием распределений минимальных значений механических свойств.

5.4 Учет назначения и условий работы конструкций

5.4.1 Для учета особенностей работы конструктивного элемента (динамика, усталость, искажение формы сечения под нагрузкой, низкие температуры, возможность потери устойчивости) применяют коэффициент условия работы γ_c, на который умножается нормативное сопротивление. Значение данного коэффициента определяют по ГОСТ 27751, СП 16.13330 и в соответствии таблицей 5.1.

Таблица 5.1

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы γ_c
1 Балки, прогоны из одиночных гнутых профилей С-, Z- и Σ-образных сечений	0,95

Элемент конструкции	Коэффициент условия работы γ_c
2 Колонны и стойки из спаренных профилей С- и Σ- образных сечений	0,95
3 Сжатые и внецентренно сжатые колонны и стойки из спаренных швеллеров	0,80
4 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки и подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,90
5 Сжатые элементы ферм из спаренных профилей С- и Σ-образных сечений	0,90
6 Прогоны несимметричного сечения	0,90
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 неокаймлёнными 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
11 Соединения, работающие на срез, на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях:	
-смятие листа толщиной до 0,7 мм включ.	0,8
- смятие листа толщиной до 2,0 мм включ.	0,85
- отрыв листа вокруг головки или пресс-шайбы	1,05
- вырыв винта из листа основания	1,05
Примечание – Коэффициенты γ_c <1 в расчетах не следует учитывать совместно.	

5.4.2 Для учета ответственности сооружаемого объекта, в том числе с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей, используют коэффициент надежности по ответственности γ_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, а также значения коэффициента надежности по ответственности устанавливаются генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование, но не ниже значений, приведенных в ГОСТ 27751–2014 (таблица 2).

5.4.4 Для различных конструктивных элементов сооружений допускается устанавливать различные уровни ответственности и назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности.

5.4.5 Значения γ_c для конструкций из горячекатаного проката и гнутых профилей с коэффициентом редукции $\rho = 1,0$ следует принимать по СП 16.13330.2011 (таблица 1).

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 исходных данных при разработке технологий изготовления и монтажа конструкций. В зависимости от класса точности и номинального размера конструкции по ГОСТ 23118–2012 (таблица Б.1, приложение Б) выбирают значение максимального начального искривления конструкции.

5.5.2 Местные изгибные отклонения элементов учтены в формулах определения несущей способности элементов по устойчивости. Относительные начальные местные изгибные несовершенства 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 по СП 16.13330.2011 (таблица Д.1)		
	a	*b*	*c*
e_0/L	1/300	1/250	1/200

5.6 Основные положения и требования к конструкциям

5.6.1 Несущая способность и жесткость конструкций должны быть обеспечены в соответствии с СП 70.13330, установленным к геометрическим параметрам конструкций, конструктивным элементам, сварным, болтовым и другим соединениям, а также, при необходимости, к другим элементам и деталям конструкций в зависимости от характера и условий их работы.

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

5.6.3 Проектные решения по обеспечению полной собираемости конструкций должны опираться на данные расчета точности геометрических параметров. Допуски на точность технологических процессов приведены в ГОСТ 21779 и выбираются при проектировании на основании расчета точности.

5.6.4 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 в реальных технологических условиях при наименьших затратах.

5.6.5 Наряду с применением холодногнутых оцинкованных профилей, в каркасах можно применять горячекатаные и составные сварные элементы.

5.7 Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей

5.7.1 Формы сечений тонкостенных гнутых профилей зависят от требований проектировщиков, но ограничены технологическими возможностями заводов-изготовителей. При проектировании необходимо учитывать стоимость холодногнутых оцинкованных профилей, которая отличается от стоимости горячекатаного проката. На рисунке 5.1 приведены примеры типичных поперечных сечений гнутых профилей отвечающих требованиям настоящего свода правил.

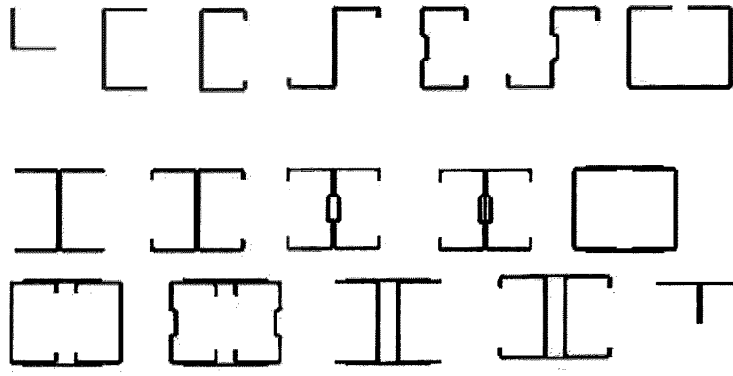


Рисунок 5.1 **– Типичные формы несущих профилей и составных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных, холодногнутых профилей**

В редких случаях могут быть использованы профили открытого и замкнутого сечений, представленные на рисунке 5.2.

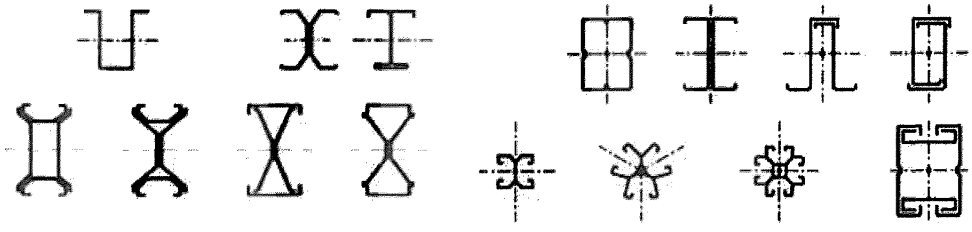


Рисунок 5.2 – **Открытые и замкнутые сечения элементов конструкций из стальных тонкостенных, холодногнутых профилей**

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

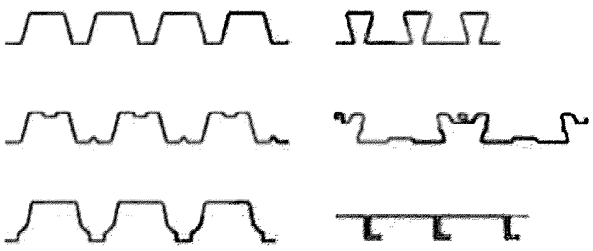
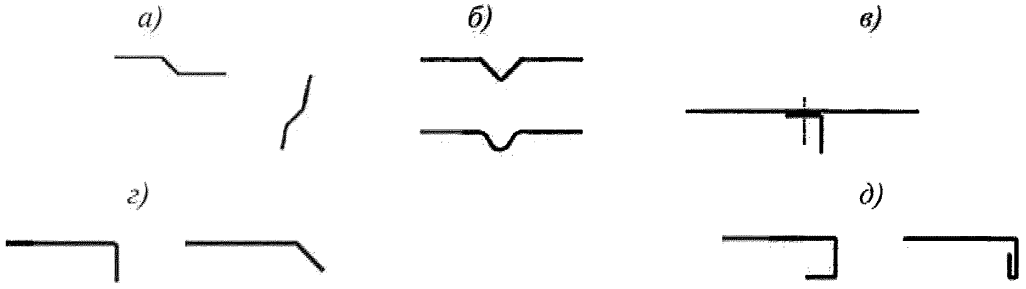


Рисунок 5.3 **– Формы сечений профилированных листов и кассетных профилей**

5.7.2 Пластинчатые элементы профилей должны укреплять продольными элементами жесткости. Типичные формы продольных элементов жесткости холодноформованных профилей и профилированных листов, которые могут быть краевыми или промежуточными, 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 профилированных листов

Рисунок 5.4 **– Типичные формы элементов жесткости холодногнутых профилей**

6 Материалы для конструкций и соединений

6.1 Стальные, холодногнутые, оцинкованные профили следует изготавливать из холоднокатаного листового проката из углеродистой стали, оцинкованной в агрегатах непрерывного цинкования по ГОСТ Р 52246 толщиной от 1 до 4 мм, повышенной точности проката по толщине и ширине, нормальной плоскостности с обрезной кромкой и цинковым покрытием класса

275, или по ГОСТ 14918 толщиной до 2,5 мм включительно, группы ХП, ПК повышенной точности проката по толщине и ширине, нормальной плоскостности с обрезной кромкой и цинковым покрытием класса 1.

6.2 Допускается применение неоцинкованной холоднокатаной стали или тонколистовой горячекатаной стали по ГОСТ 16523 при условии надежной защиты от коррозии лакокрасочным покрытием.

6.3 Расчетные сопротивления гнутых профилей следует определять по формулам, приведенным в таблице 6.1.

Значение $\gamma_m = 1{,}025$ – для проката с пределом текучести до 350 Н/мм^2 и $\gamma_m = 1{,}05$ – для проката с пределом текучести 350 Н/мм^2 и выше.

Таблица 6.1

Напряженное состояние	Расчетное сопротивление проката
Растяжение, сжатие, изгиб	$R_y = {R_{yn}}/{\gamma_m}$
Сдвиг	$R_s = {0{,}58R_{yn}}/{\gamma_m}$
Смятие при плотном касании	$R_{lp} = {0{,}5R_{un}}/{\gamma_m}$

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

Таблица 6.2

Марка стали	Нормативный документ	Нормативное сопротивление, Н/мм^2		Расчетное сопротивление, Н/мм^2		
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_s	R_{lp}
220	ГОСТ Р 52246	220	300	215	125	105
250		250	330	245	140	120
280		280	360	270	155	135
320		320	390	310	180	155
350		350	420	330	190	165
ХП, ПК	ГОСТ 14918	230	300	225	130	110

Допускается применение стального тонколистового проката с алюмоцинковыми покрытиями по [1] классов не менее AZ150, AZ255.

6.4 При необходимости усиления антикоррозионной защиты следует применять гнутые сортовые профили и гофрированные профили изготовленные из горячеоцинкованного, холоднокатаного листа по ГОСТ Р 52146.

6.5 Допускается применение импортных сталей, показатели качества которых соответствуют требованиям, указанным в 6.1 и таблице 6.2.

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 Основными видами соединений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей являются болтовые, на самонарезающих и самосверлящих винтах и соединения на вытяжных заклепках.

6.8 Общие технические условия на самонарезающие и самосверлящие винты определены в ГОСТ 10618, ГОСТ 10619, ГОСТ Р ИСО 7050.

Другие типы метизов, такие как пристреливаемые дюбели и комбинированные заклепки, могут быть использованы в соответствии с действующими техническими условиями и стандартами организаций на изделия. Технические условия на вытяжные заклепки определены в ГОСТ 10299 – ГОСТ 10301. Особенности расчета соединений приведены в разделе 8.

6.9 Нормативные значения несущей способности на срез и минимальной несущей способности на растяжение метизов принимают по стандартам организаций на эти изделия.

6.10 Район размещения неотапливаемых зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей с использованием сталей марок 220 ÷ 250 (по ГОСТ Р 52246) и аналогичных им импортных ограничивается расчетной температурой не ниже минус 55 °С.

Примечание – За расчетную температуру принимают среднюю температуру самых холодных суток для данной местности, устанавливаемую с обеспеченностью 0,98 по таблице температур наружного воздуха.

6.11 Требования к сварным соединениям и сварочным материалам должны соответствовать СП 16.13330.2011 (подраздел 14.1).

Примечание – Сварные соединения следует выполнять в заводских условиях с последующей защитой зоны шва от воздействия коррозии.

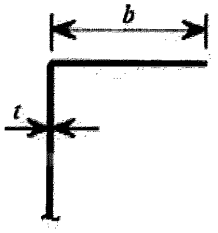
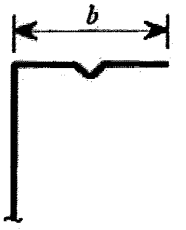
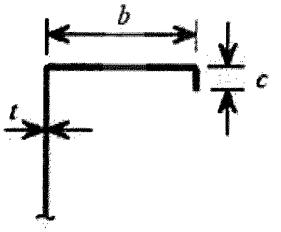
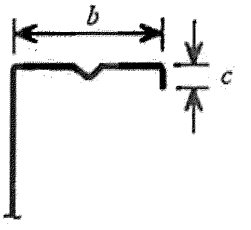
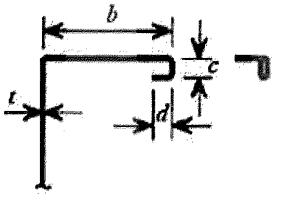
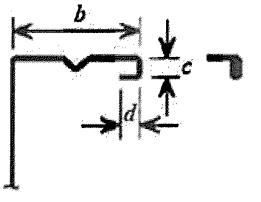
6.12 Не допускается использование в неотапливаемых помещениях конструкций из стальных тонкостенных профилей с соединениями электродуговой и контактной сваркой при расчетной температуре ниже минус 45 °С.

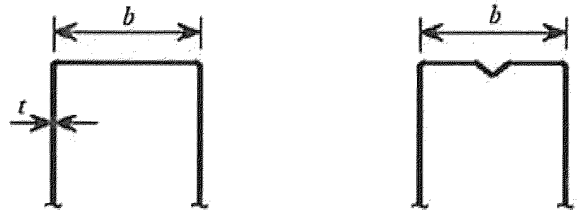
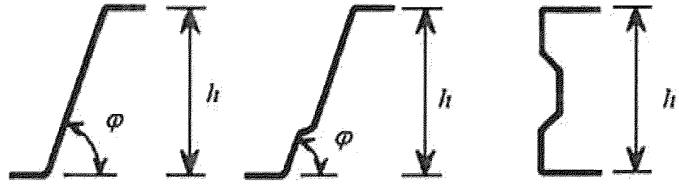
7 Расчет конструктивных систем зданий и сооружений на прочность и устойчивость

7.1 Общие положения

7.1.1 В настоящем разделе приведены общие требования по расчету неподкрепленных и подкрепленных тонких, сжатых пластинок, а также профилей и профилированных настилов. Специальные требования по расчету отдельных видов конструкций приведены в приложении А. Требования настоящего свода правил по расчету 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
 	$b/t \leq 60$
 	$b/t \leq 100$ $c/t \leq 40$
 	$b/t \leq 100$ $c/t \leq 50$ $d/t \leq 40$

Элементы поперечного сечения	Максимальное значение
	$b/t \leq 300$
	$h/t \leq 300 \sin\varphi$ $45° \leq \varphi \leq 90°$

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

$$0{,}2 \leq c/b \leq 0{,}5; \qquad (7.1)$$

$$0{,}1 \leq d/b \leq 0{,}25, \qquad (7.2)$$

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

Примечания

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 и профилированных листов (ширина b, высота h, внутренний радиус гиба r и другие размеры) измеряют по поверхности профиля (см. таблицу 7.1 и рисунок 7.1).

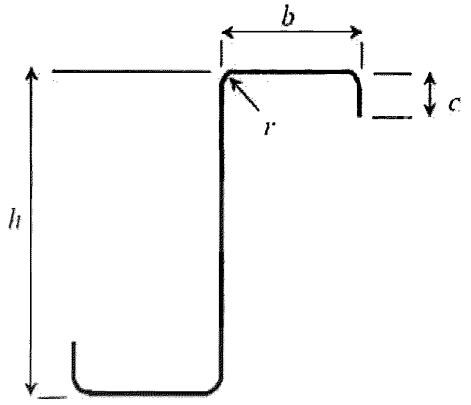


Рисунок 7.1 – **Пример обозначения размеров *S*-образного сечения**

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

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.

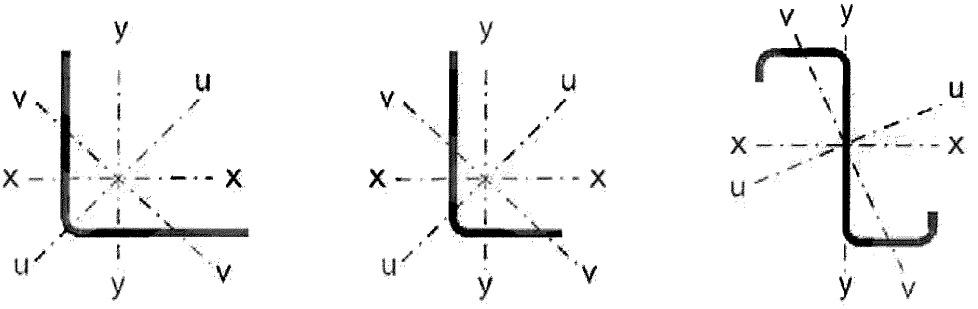


Рисунок 7.2 – **Обозначения осей**

7.1.5 В качестве расчетной следует использовать скорректированную толщину стали t_{cor}, при этом:

$t_{cor} = t$ – при предельном допуске $t_g \leq 5$ % толщины листа;

$t_{cor} = t \cdot \frac{100 - t_g}{95}$ – при предельном допуске $t_g > 5$ % толщины листа,

где $t_{cor} = t - t_{m.p}$;

t_g – минусовой допуск на толщину листовой заготовки, %;

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

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

7.1.6 Рекомендуемые значения толщины листа:

0,5 мм ≤ t_{cor} ≤ 4 мм – для изготовления профилей и профилированных листов;

0,5 мм ≤ t_{cor} ≤ 4 мм – для 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 поперечный профиль конструктивного элемента (например, стенки и полки С-образного, либо двутаврового профиля), при условии обеспечения общей несущей способности конструктивного элемента.

7.2.2 Потеря местной устойчивости элемента учитывается в расчете путем 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 первому и второму предельным состояниям. Проверку несущей способности на примере центрально сжатого сечения следует проводить по формуле

$$\frac{\gamma_m F}{\gamma_c \cdot R_n \cdot G_{ef}} \leq 1, \qquad (7.3)$$

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;

R_n – нормативное сопротивление стали, временное сопротивление или предел текучести;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_c – коэффициент условий работы.

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

Проверку по второму предельному состоянию следует выполнять от воздействия на конструкцию нормативных нагрузок с учетом редукции сечения по формуле

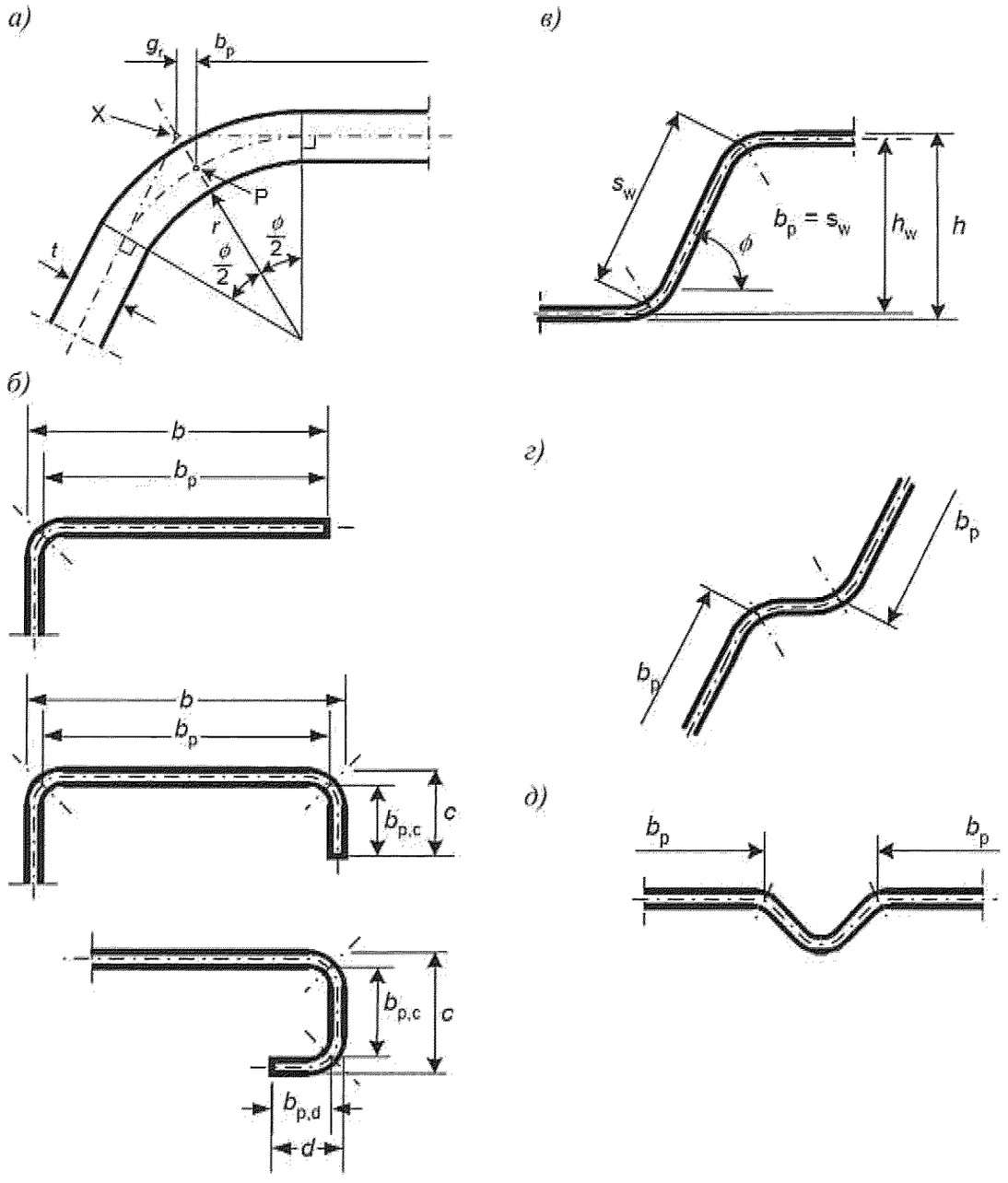
$$f \leq f_u, \tag{7.4}$$

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

f_u – предельный прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции по СП 20.13330.2011 (приложение Е).

7.2.4 При определении геометрических характеристик сечения профилей следует отдавать предпочтение приближенному способу, без учета радиусов закругления в углах профилей. Влияние радиусов углов сгиба на несущую способность сечения может не учитываться, если внутренний радиус $r \leq 5t$ и $r \leq 0{,}10\ b_p$. В этом случае поперечное сечение допускается 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 углов сгиба.

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



а) средняя точка угла или сгиба; *б)* теоретическая ширина b_p для плоских частей полок; *в)* теоретическая ширина b_p плоской части стенки (b_p = наклонная высота s_w); *г)* теоретическая ширина b_p плоских частей, смежных с элементом жесткости на стенке; д) теоретическая ширина b_p плоских участков, смежных с элементом жесткости на полке; *X* – точка пересечения срединных линий плоских участков; *P* – точка пересечения биссектрисы угла φ со срединной линией поперечного сечения; g_r – уменьшенный радиус изгиба пластинки, вычисляемый по формуле

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

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

Рисунок 7.3 **– Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающих к углу**

7.2.6 Влияние зон сгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значений, рассчитанных для подобного сечения с сопряжениями под углом (см. рисунок 7.4), используя следующие приближенные формулы

$$A_g \approx A_{g,sh}(1-\delta); \tag{7.5}$$

$$I_g \approx I_{g,sh}(1-2\delta); \tag{7.6}$$

$$I_w \approx I_{w,sh}(1-4\delta); \tag{7.7}$$

$$\delta = 0{,}43 \cdot \frac{\sum_{j=1}^{n} r_j \cdot \frac{\varphi_j}{90^\circ}}{\sum_{j=1}^{m} b_{p,i}}, \tag{7.8}$$

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_w – секториальный момент инерции поперечного сечения;

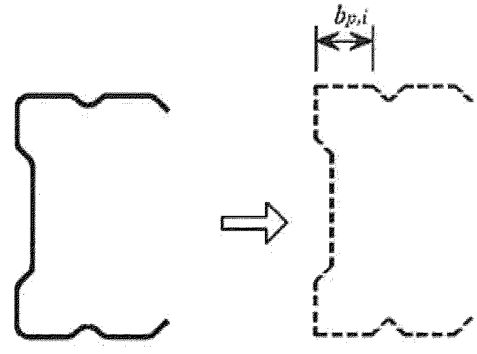
$I_{w,sh}$ – значение I_w для сечения с острыми углами;

φ_j – угол между двумя плоскими элементами;

m – количество плоских элементов;

n – количество криволинейных элементов;

r_j – внутренний радиус криволинейного j-го элемента.



а) действительное поперечное сечение

б) идеализированное поперечное сечение

***Рисунок 7.4* – Приближенные допущения для углов сгиба**

7.2.7 Уменьшенные значения, определяемые по формулам (7.5)–(7.8), могут также использоваться для расчета эффективных характеристик поперечного сечения A_{ef}, $I_{y,ef}$, $I_{z,ef}$ и $I_{w,ef}$, с учетом того, что теоретическая ширина плоских элементов измеряется от точек пересечения их срединных линий.

7.2.8 Если внутренний радиус $r > 0{,}04tE / R_{yn}$, то несущую способность поперечного сечения профиля следует 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 холодногнутых элементов и профилированных листов 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

$$A_{red} = \rho \cdot A. \qquad (7.9)$$

7.3.1.2 Допускается не учитывать влияние кривизны более широкой сжатой полки профиля на несущую способность относительно проектной оси полки профиля при изгибе или полки изгибаемого арочного профиля, в котором наружная сторона сжата, если ее кривизна составляет менее 5 % высоты сечения профиля, ее влияние см. на рисунке 7.5. Если кривизна больше, то следует учитывать снижение несущей способности, например, путем уменьшения свеса широких полок и путем учета возможного изгиба стенок.

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.

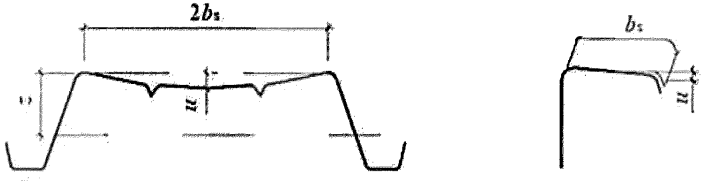


Рисунок 7.5 – **Пример кривизны полки профиля, прямолинейного до приложения нагрузки**

7.3.1.4 Кривизну сжатой полки (деформацию изгиба полки внутрь к нейтральной оси) u вычисляют по приведенным ниже формулам. Расчет применим для сжатых и растянутых полок с продольными элементами жесткости и без них, но не применим для полок с близко расположенными поперечными гофрами.

$$u = 2\frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z}; \quad (7.10)$$

Для арочной балки:

$$u = 2\frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 r}; \quad (7.11)$$

где b_s – половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного сечений или свес полки;

t – толщина полки;

z – расстояние от рассматриваемой полки до нейтральной оси;

r – радиус кривизны арочной балки;

σ_a – главное напряжение в полках, рассчитанное по полной площади.

Если напряжение рассчитано для эффективного поперечного сечения, главное напряжение определяется умножением данного напряжения 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, приведённых на рисунке 7.6.

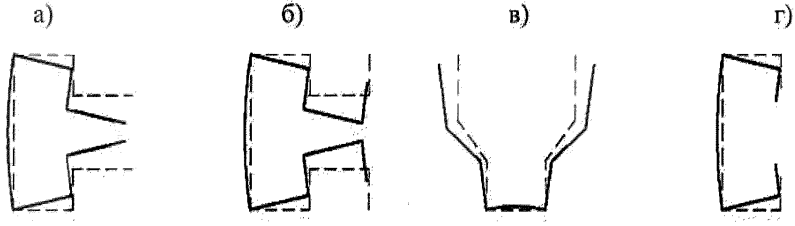


Рисунок 7.6 – **Примеры потери устойчивости формы сечения**

7.3.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на рисунках 7.6 а) – 7.6 г). 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 $b_{ef} = \rho b$, допускается также осуществлять редукцию изменением 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:

$$\rho = 1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \le 0{,}673; \tag{7.12}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1{,}0; \text{ при } \bar{\lambda}_p > 0{,}673, \tag{7.13}$$

где $(3 + \psi) \ge 0$.

Для гладких пластин, имеющих закрепление на одной кромке, например, полка двутаврового, уголкового или швеллерного сечения (свес полки):

$$\rho = 1{,}0 \quad \text{для} \quad \bar{\lambda}_p \le 0{,}748; \tag{7.14}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \le 1{,}0 \text{ для } \bar{\lambda}_p > 0{,}748, \tag{7.15}$$

где $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}}$. (7.16)

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 устойчивости пластинки σ_{cr}:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2}, \tag{7.17}$$

где k_σ – коэффициент, зависящий от граничных условий и характера напряжений в пластинке (приведен в таблицах 7.2 и 7.3);

b – ширина пластинки;

t – толщина пластинки;

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

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

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28{,}4t\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}, \tag{7.18}$$

где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y}}$.

В качестве альтернативы методу согласно 7.3.1.7 допускается для определения эффективных площадей при уровне сжимающих напряжений ниже расчетного сопротивления применять следующие формулы:

для гладкой промежуточной сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p{}^2} + 0{,}18\frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0{,}6)} \leq 1; \qquad (7.19)$$

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

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p{}^2} + 0{,}18\frac{(\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{p,c})}{(\bar{\lambda}_p - 0{,}6)} \leq 1; \qquad (7.20)$$

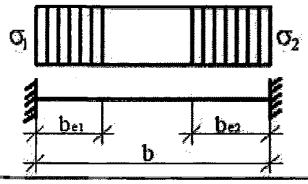
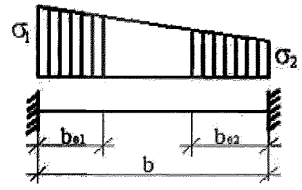
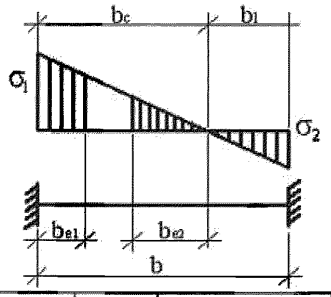
где $\bar{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$;

σ_{com} – реальные напряжения сжатия в редуцированном сечении пластинки от нагрузки.

ψ – отношение меньшего напряжения к большему, сжатие считается положительным.

7.3.1.8 Для определения геометрических характеристик редуцированного сечения (A_{red}, I_{red}, W_{red}) необходимо знать эффективную ширину b_{ef}, и коэффициент k_σ, определяемые по формулам, приведенным в таблицах 7.2 и 7.3.

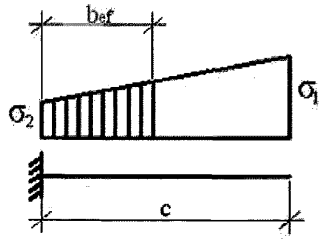
Таблица 7.2 – **Пластины с двумя закрепленными кромками**

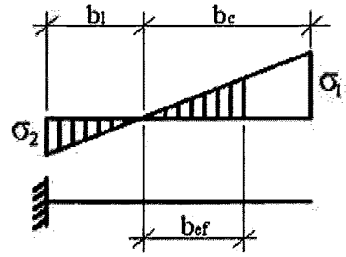
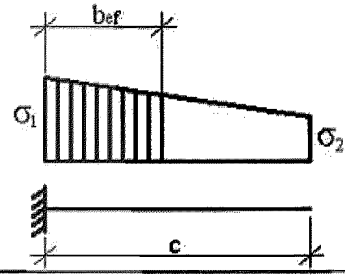
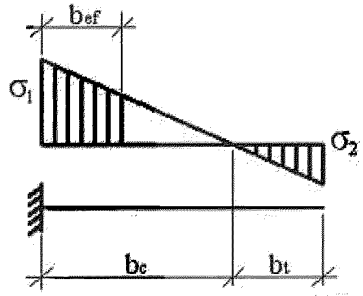
Распределение напряжений (сжатие положительно)	Эффективная ширина b_{ef}
	$\psi = 1$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = 0{,}5 b_{ef}$ $\quad b_{e2} = 0{,}5 b_{ef}$
	$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef}$ $\quad b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$
	$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho \cdot b_c = {\rho \cdot b}/{(1 - \psi)}$ $b_{e1} = 0{,}4 b_{ef}$ $\quad b_{e2} = 0{,}6 b_{ef}$

$\psi = \sigma_2/\sigma_1$*	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент k_σ	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 согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.3.

Таблица 7.3 – Пластины с одной закрепленной кромкой

Распределение напряжений (сжатие положительно)	Эффективная ширина b_{ef}
	$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho c$
	$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = {\rho c}/{(1 - \psi)}$

<table>
<tr><td colspan="3">Распределение напряжений
(сжатие положительно)</td><td colspan="3">Эффективная ширина b_{ef}</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3"></td></tr>
<tr><td>$\psi = \sigma_2/\sigma_1$*</td><td>1</td><td>0</td><td>– 1</td><td colspan="2">$1 \geq \psi \geq -3$</td></tr>
<tr><td>Коэффициент k_σ</td><td>0,43</td><td>0,57</td><td>0,85</td><td colspan="2">$0{,}57 - 0{,}21\ \psi + 0{,}07\psi^2$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$1 > \psi > 0$
$b_{ef} = \rho c$</td></tr>
<tr><td colspan="3">
</td><td colspan="3">$\psi < 0$
$b_{ef} = \rho b_c = {}^{\rho c}/_{(1-\psi)}$</td></tr>
<tr><td>$\Psi = \sigma_2/\sigma_1$*</td><td>1</td><td>$1 > \psi > 0$</td><td>0</td><td>$0 > \psi > -1$</td><td>– 1</td></tr>
<tr><td>Коэффициент k_σ</td><td>0,43</td><td>$0{,}578/(\psi + 0{,}34)$</td><td>1,70</td><td>$1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\ \psi^2$</td><td>23,8</td></tr>
<tr><td colspan="6">* $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ – отношение меньшего напряжения к большему согласно эпюрам напряжений, показанным на рисунках в настоящей таблице и таблице 7.2.</td></tr>
</table>

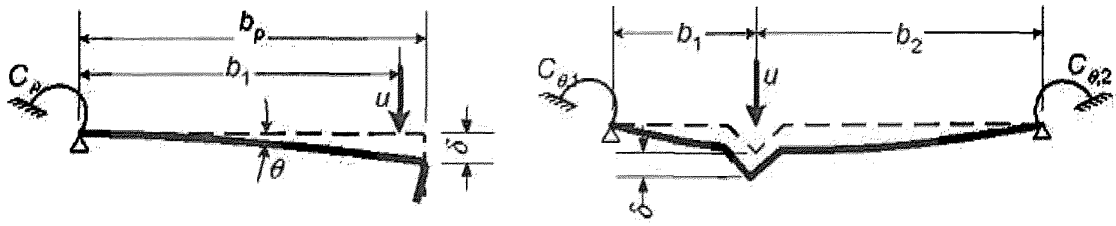
7.3.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости

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

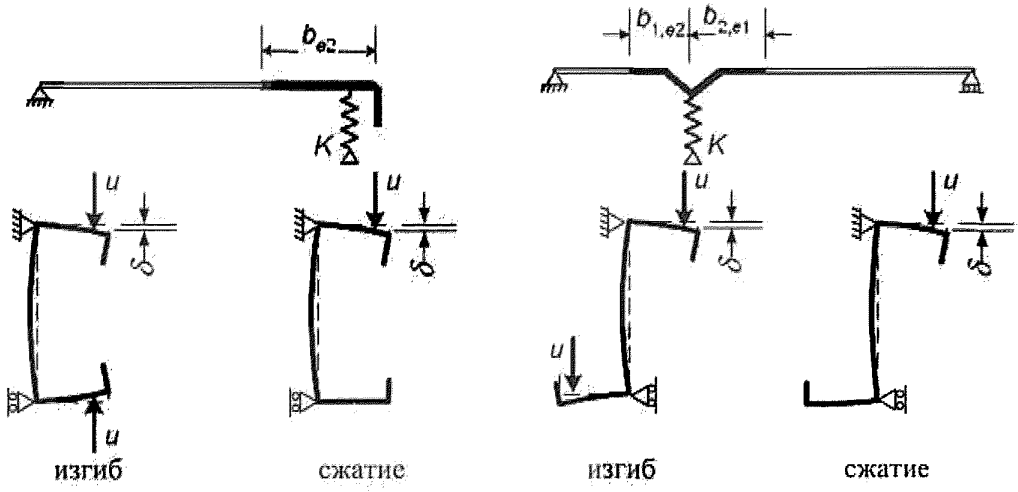
7.3.2.2 Жесткость упругоподатливых связей, накладываемых на пластинку элементами жесткости, должна учитываться приложением погонной единичной нагрузки u, как показано на рисунке 7.7. Жесткость связей K на единицу длины вычисляют по формуле

$$K = u/\delta, \tag{7.21}$$

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



а) фактическая схема



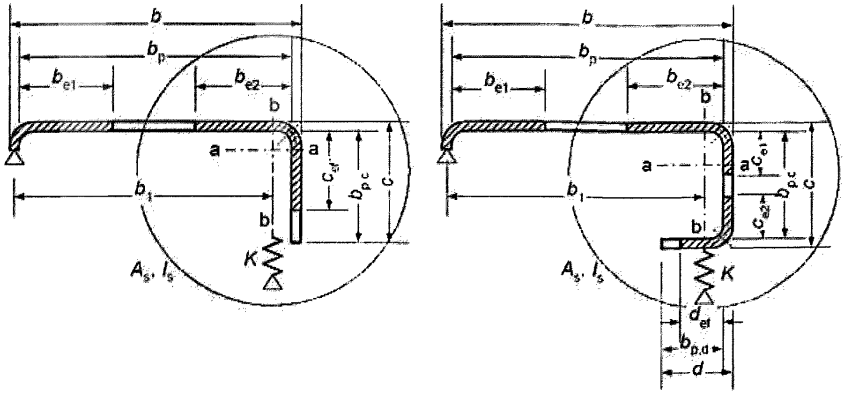
б) эквивалентная схема

Рисунок 7.7 **– Схемы к определению жесткости связей**

Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяет по формуле

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3} \tag{7.22}$$

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



$b/t \le 60$
а) одинарный краевой отгиб;

$b/t \le 90$
б) двойной краевой отгиб

***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 или двойных отгибов, параметры «*c*» или «*c*» и «*d*» для двойного отгиба 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 с допущением, что плоский элемент (b_p) оперт по двум сторонам.

7.3.2.6 Начальные значения эффективной ширины c_{ef} и d_{ef}, приведенные на рисунке 7.8, следует определять следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба:

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}, \tag{7.23}$$

где ρ определяют с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ:

$$k_\sigma = 0{,}5, \qquad \text{если } b_{p,c}/b_p \le 0{,}35;$$

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

б) для двойного краевого отгиба:

$$c_{ef} = \rho b_{p,c}, \tag{7.24}$$

где ρ определяют по 7.3.1.7 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ как для пластинки опертой по двум сторонам;

$$d_{ef} = \rho b_{p,d}, \tag{7.25}$$

где ρ определяют по 7.3.1.6 с учетом коэффициента k_σ как для пластинки опертой по одной стороне.

Эффективную площадь поперечного сечения A_s краевого отгиба определяют по формулам:

$$A_s = t\,(b_{e2} + c_{ef}) \tag{7.26}$$

или

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{ef}). \tag{7.27}$$

Примечание – При необходимости учитывают закругления.

7.3.2.7 Коэффициент снижения несущей способности χ_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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\cdot\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}, \tag{7.28}$$

где K_1 – жесткость связи, накладываемая отгибом на единицу длины полки;

I_s – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s относительно центральной оси a-a эффективного поперечного сечения (см. рисунок 7.8).

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

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5\, h_w k_f b_1 b_2}, \tag{7.29}$$

где b_1 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на сжатой полке (см. рисунок 7.7);

b_2 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки) на сжатой полке 1;

h_w – высота стенки;

$k_f = 0$ – если нижняя полка растянута (т.е. для балки, изгибаемой относительно оси *x-x*),

$k_f = 1$ – для сжатого симметричного сечения.

Для промежуточного элемента жесткости перемещение δ определяют по формуле

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}; \quad (7.30)$$

7.3.2.9 Коэффициент снижения несущей способности ребра χ_d вследствие плоской формы потери устойчивости элемента жесткости следует определять с учетом относительной гибкости $\bar{\lambda}_d$ следующим образом:

$$\chi_d = 1{,}0, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \leq 0{,}65; \quad (7.31)$$

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d, \quad \text{если } 0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38; \quad (7.32)$$

$$\chi_d = \frac{0{,}66}{\bar{\lambda}_d}, \quad \text{если } \bar{\lambda}_d \geq 1{,}38, \quad (7.33)$$

где $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$.

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости, определяемое по формуле (7.28).

Как вариант, критическое напряжение элемента жесткости может быть определено на основании расчета устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчетов.

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

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{R_{yn}}{\sigma_{com}} \leq A_s, \quad (7.34)$$

где σ_{com} – сжимающее напряжение вдоль центральной оси элемента жесткости от нагрузки, действующей на конструкцию, рассчитанное для эффективного поперечного сечения.

7.3.2.11 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть

определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = tA_{s,red}/A_s$ для всех элементов, включенных в A_s.

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

7.3.3 Сжатые пластинки с промежуточными элементами жесткости

7.3.3.1 Промежуточные элементы жесткости устанавливают в середине пластинок, закрепленных по двум продольным сторонам. В поперечное сечение промежуточного элемента жесткости включают сам элемент жёсткости и примыкающие к нему участки эффективных частей пластинки $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$, показанных на рисунке 7.9.

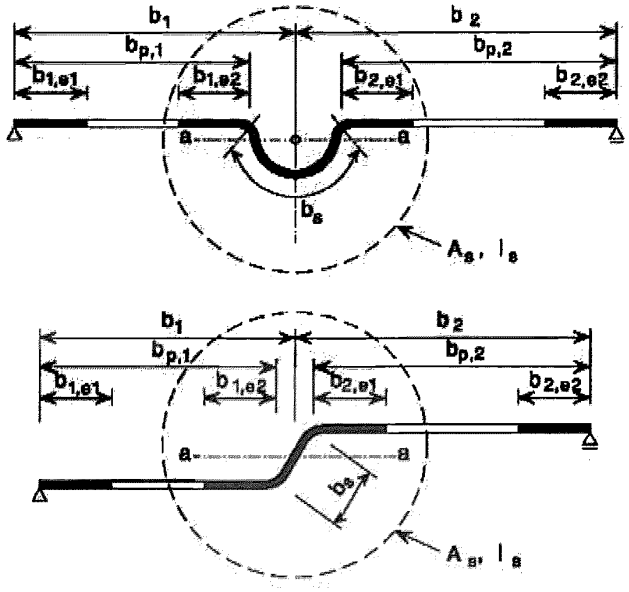


***Рисунок 7.9* – Промежуточные элементы жесткости**

7.3.3.2 При расчете промежуточного ребра жесткости определяют начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины пластинок, примыкающих к ребру, определяемой с учетом того, что элемент жесткости обеспечивает полное защемление $K = \infty$ и напряжение в ребре равно R_{ym}/γ_m.

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 Эффективную площадь поперечного сечения A_s промежуточного элемента жесткости определяют по формуле

$$A_s = t \cdot (b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s), \quad (7.35)$$

где b_s – ширина элемента жесткости, показанная на рисунке 7.8.

Примечание – При необходимости учитывают закругления углов.

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \quad (7.36)$$

где K – жесткость связи на единицу длины;

I_s – момент инерции эффективного сечения элемента жесткости, определенного по эффективной площади A_s относительно центральной оси a-a эффективного поперечного сечения (см. рисунок 7.9).

Для промежуточного элемента жесткости значения коэффициента K вычисляют по формуле

$$K = \frac{(b_1+b_2)Et^3}{4b_1^2b_2^2(1-\nu^2)} \quad (7.37)$$

7.3.3.6 Коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) определяют в зависимости от значения $\sigma_{cr,s}$ (см. 7.3.2.7).

7.3.3.7 Уменьшенную эффективную площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, вызванную потерей устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости элемента жесткости), определяют по формуле

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{R_y}{\sigma_{com}} \leq A_s, \quad (7.38)$$

7.3.3.8 При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения промежуточного элемента жесткости уменьшенную эффективную площадь $A_{s,red}$ следует определять с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = tA_{s,red}/A_s$ для всех элементов, включенных в A_s.

7.3.3.9 После проведения первого приближения в расчете площади промежуточного ребра жесткости проводят второе приближение.

7.3.3.10 Последовательность проведения расчета тонкостенных профилей с промежуточными элементами жесткости приведена в приложении Б.

7.4 Трапециевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости

7.4.1 Общие положения

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

7.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости

7.4.2.1 При равномерном сжатии эффективное поперечное сечение полки с промежуточными элементами жесткости должно состоять из уменьшенной эффективной площади $A_{s,red}$, включающей сечение элемента жесткости, и двух примыкающих полос шириной $0{,}5b_{ef}$ или $15t$, показанных на рисунке 7.10.

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4{,}2E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}}, \qquad (7.39)$$

где b_p – теоретическая ширина плоского элемента, показанная на (см. рисунок 7.9);

b_s – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (см. рисунок 7.9);

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости (см. рисунок 7.8).

Формула (7.39) может быть использована для элементов жесткости в виде широких гофров (канавок), плоская часть которых уменьшена из условия потери местной устойчивости, а для b_p в формуле (7.39) берется большее из значений: b_p или $0{,}25(3b_p + b_r)$ (см. рисунок 7.11). Подобный метод применим для полок с двумя или несколькими широкими гофрами.

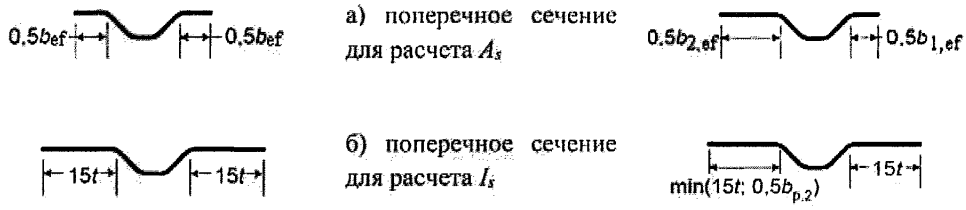


Рисунок 7.10 **– Включение в ребро жесткости примыкающих участков полки**

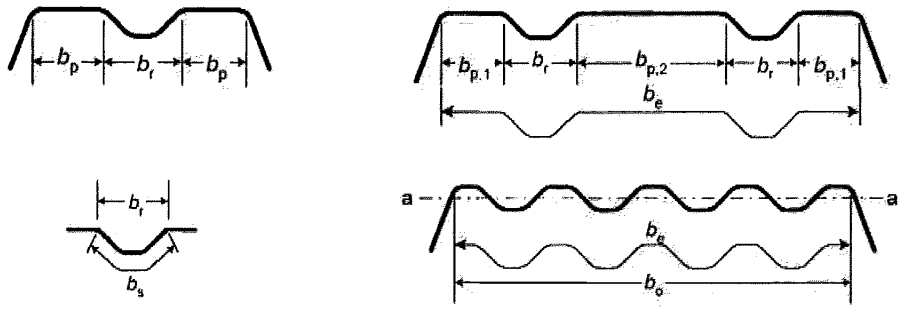


Рисунок 7.11 **– Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости**

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4{,}2E}{A_s}\sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e - 4b_1)}}, \qquad (7.40)$$

где $b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s$; $b_1 = b_{p,1} + 0{,}5b_r$,

здесь $b_{p,1}$ – теоретическая ширина крайнего плоского элемента (см. рисунок 7.11);

$b_{p,2}$ – теоретическая ширина среднего плоского элемента (см. рисунок 7.11);

b_r – общая ширина элемента жесткости (см. рисунок 7.11);

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции поперечного сечения элемента жесткости (см. рисунок 7.11).

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

$$A_{ef} = \rho b_{el} t \text{ (см. таблицы 7.2 и 7.3)}, \qquad (7.41)$$

где ρ – понижающий коэффициент, соответствующий гибкости $\bar{\lambda}_p$, основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии:

$$\sigma_{cr,s} = 1{,}8E\sqrt{\frac{I_s t^3}{b_0^2 b_e^3}} + 3{,}6\frac{Et^2}{b_0^2}, \quad (7.42)$$

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 (см. рисунок 7.11);

b_e – развернутая ширина полки (см. рисунок 7.11).

7.5 Стенки гофров с элементами жесткости в количестве не более двух

7.5.1 Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на рисунке 7.12, должно включать в себя:

а) полосу шириной $s_{ef,1}$, примыкающую к сжатой полке;

б) уменьшенную 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.

7.5.2 Эффективная площадь элементов жесткости должна определяться следующим образом:

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

$$A_{sa} = t \cdot (s_{ef,2} + s_{ef,3} + s_{sa}); \quad (7.43)$$

- для второго элемента жесткости:

$$A_{sb} = t \cdot (s_{ef,4} + s_{ef,5} + s_{sb}), \quad (7.44)$$

где размеры $s_{ef,1}$, ..., $s_{ef,n}$, s_{sa} и s_{sb} показаны на рисунке 7.12.

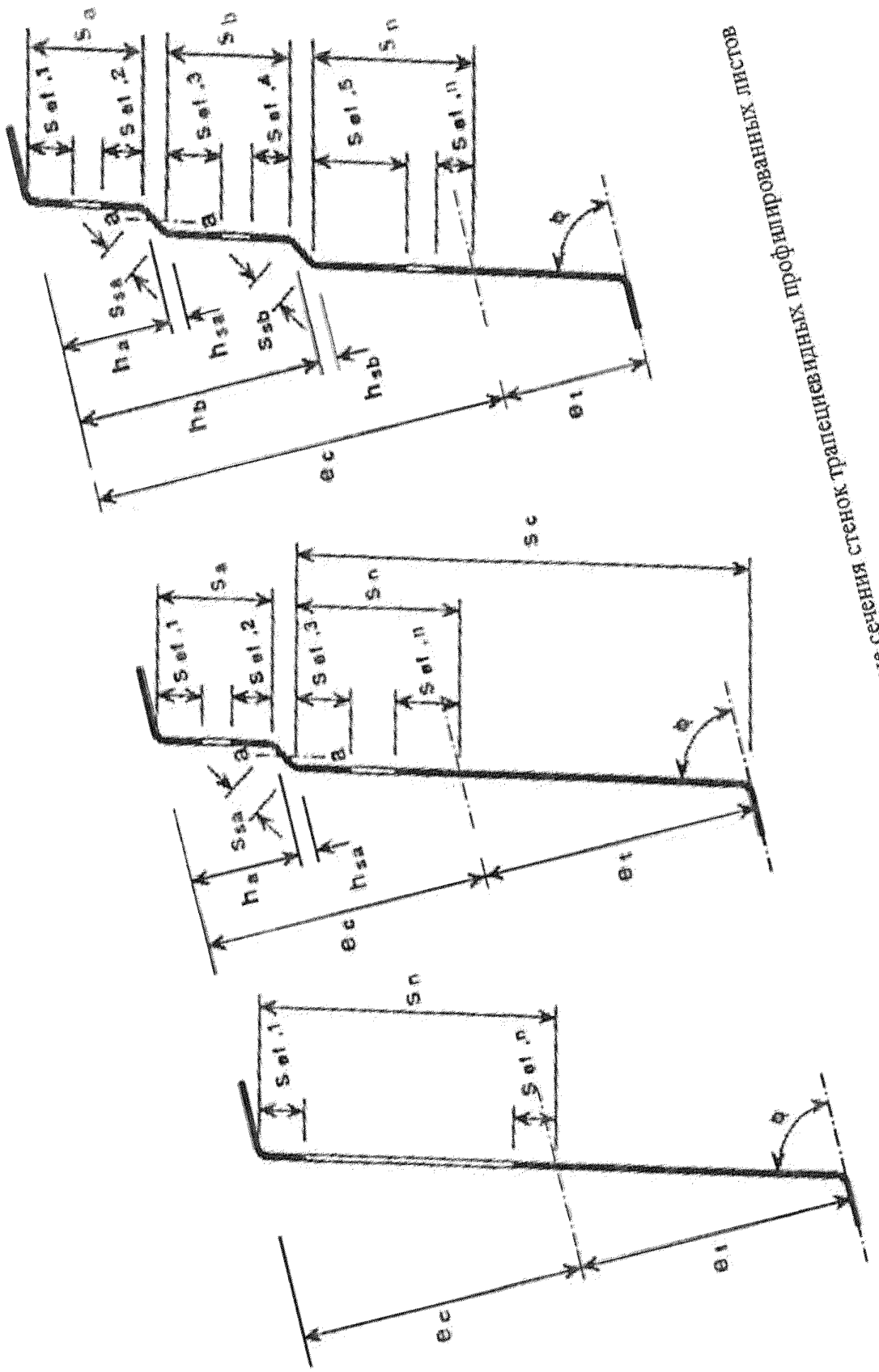


Рисунок 7.12 – Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных профилированных листов

7.5.3 Первоначальное положение эффективной нейтральной оси следует определять, используя эффективные сечения горизонтальных полок, и полное поперечное сечение стенок. В этом случае базовую эффективную ширину стенки $s_{ef,0}$ определяют по формуле

$$s_{ef,0} = 0{,}76t\sqrt{\frac{E}{\gamma_m \sigma_{com}}}, \tag{7.45}$$

где σ_{com} – напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности.

7.5.4 Если стенка неустойчива ($\sigma_{com} > \sigma_{cr}$), то размеры от $s_{ef,1}$ до $s_{ef,n}$ определяют следующим образом:

$$s_{ef,1} = s_{ef,0}; \tag{7.46}$$

$$s_{ef,2} = (1 + 0{,}5h_d/e_c)s_{ef,0}; \tag{7.47}$$

$$s_{ef,3} = [1 + 0{,}5(h_a + h_{sa})/e_c]s_{ef,0}; \tag{7.48}$$

$$s_{ef,4} = (1 + 0{,}5h_b/e_c)s_{ef,0}; \tag{7.49}$$

$$s_{ef,5} = [1 + 0{,}5(h_b + h_{sb})/e_c]s_{ef,0}; \tag{7.50}$$

$$s_{ef,n} = 1{,}5s_{ef,0}, \tag{7.51}$$

где e_c – расстояние от эффективной центральной оси до нейтральной линии сжатой полки (см. рисунок 7.12);

h_a, h_b, h_{sa} и h_{sb} – размеры, показанные на рисунке 7.12.

7.5.5 Размеры $s_{ef,1}$, ..., $s_{ef,n}$ следует изначально определять по формулам (7.46)–(7.51), 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, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,1} = 0{,}4s_n; \tag{7.52}$$

$$s_{ef,n} = 0{,}6s_n; \tag{7.53}$$

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

$$s_{ef,1} = \frac{s_a}{2+0{,}5^{h_a}/_{e_c}}; \tag{7.54}$$

$$s_{ef,2} = s_a\frac{\left(1+0{,}5^{h_a}/_{e_c}\right)}{\left(2+0{,}5^{h_a}/_{e_c}\right)}; \tag{7.55}$$

- для стенки с одним элементом жесткости, если $s_{ef,3} + s_{ef,n} \geq s_n$ и часть стенки s_n устойчива, то в эффективную площадь стенки включают:

$$s_{ef,3} = s_n \frac{\left[1+{}^{0,5(h_a+h_{sa})}/_{e_c}\right]}{2,5+{}^{0,5(h_a+h_{sa})}/_{e_c}}; \quad (7.56)$$

$$s_{ef,n} = \frac{1,5s_n}{2,5+{}^{0,5(h_a+h_{sa})}/_{e_c}}; \quad (7.57)$$

- для стенки с двумя элементами жесткости:

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

$$s_{ef,3} = s_b \frac{\left[1+{}^{0,5(h_a+h_{sa})}/_{e_c}\right]}{2,0+{}^{0,5(h_a+h_{sa}+h_b)}/_{e_c}}; \quad (7.58)$$

$$s_{ef,4} = s_b \frac{1+0,5{}^{h_b}/_{e_c}}{2,0+{}^{0,5(h_a+h_{sa}+h_b)}/_{e_c}}; \quad (7.59)$$

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

$$s_{ef,5} = s_n \frac{\left[1+{}^{0,5(h_b+h_{sb})}/_{e_c}\right]}{2,5+{}^{0,5(h_b+h_{sb})}/_{e_c}}; \quad (7.60)$$

$$s_{ef,n} = \frac{1,5s_n}{2,5+{}^{0,5(h_b+h_{sb})}/_{e_c}} \quad (7.61)$$

7.5.6 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

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{1,05E\sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa}s_2(s_1-s_2)}, \quad (7.62)$$

где s_1 и s_2 вычисляют по формулам:

- для одиночного элемента жесткости

$$s_1 = 0,9 \cdot (s_a + s_{sa} + s_c); \quad (7.63)$$

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

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0,5(s_{sb} + s_c), \quad (7.64)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa}, \quad (7.65)$$

здесь s_c – размер, показанный на рисунке 7.12;

I_s – момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего ширину выступа по образующей s_{sa} и два примыкающих участка стенки шириной $s_{ef,1}$ каждый, относительно собственной центральной оси, параллельной плоскости элементов стенки (см. рисунок 7.12).

При определении I_s возможное различие уклонов плоских элементов стенки по обе стороны от элемента жесткости допускается не учитывать.

7.5.7 Для одиночного сжатого элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости эффективную площадь $A_{sa,red}$ определяют по формуле

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1-(h_a+0{,}5h_{sa})/e_c}; \text{ но } A_{sa,red} \le A_{sa} \qquad (7.66)$$

7.5.8 Если полки не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d следует определять, используя $\sigma_{cr,sa}$ и по формуле (7.28).

7.5.9 При усилении полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d следует определять по 7.3.2.9, но с уточненным $\sigma_{cr,mod}$ по формуле (7.67).

7.5.10 Для одиночного растянутого элемента жесткости площадь сечения следует принимать равной A_{sa}.

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

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

7.5.13 Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения элементов жесткости при расчете по второму предельному состоянию следует определять с учетом расчетной толщины t.

7.6 Гофрированные листы с элементами жесткости на полках и стенках

Для гофрированных листов с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках (см. рисунки 7.13 и 7.14) взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости элементов жесткости пояса 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

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1+\left(\beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}}\right)^4}}, \quad (7.67)$$

где $\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для промежуточного элемента жесткости полки, см. 7.4.2.2 для полки с одним элементом или 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. 7.5.6);

A_s – эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

A_{sa} – эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости стенки;

$\beta_s = 1 - (h_a + 0{,}5h_{ha})/e_c$ – для изгибаемого профиля;

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

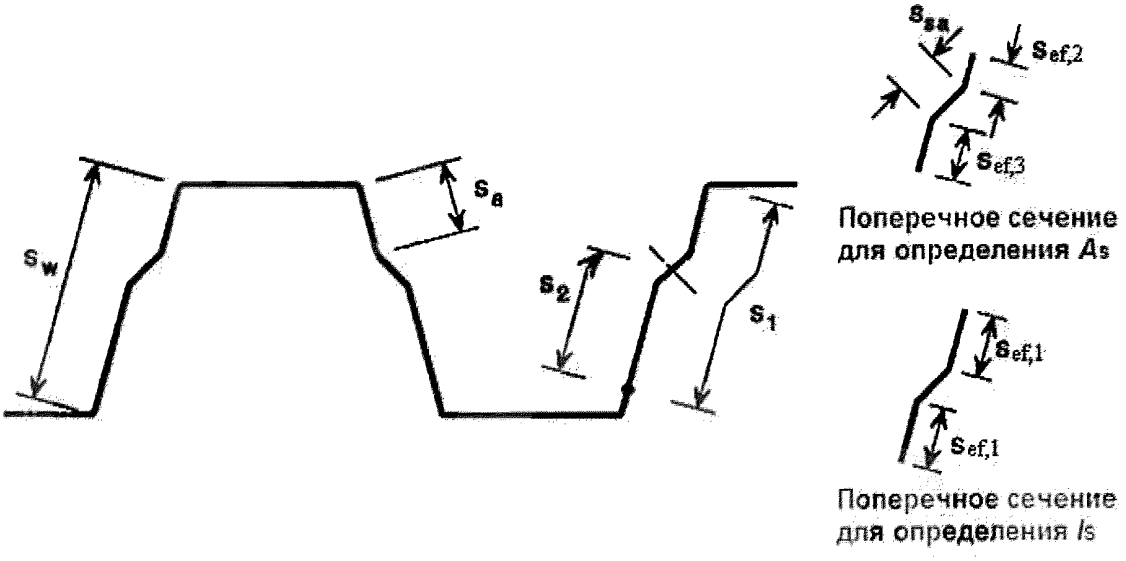


Рисунок 7.13 – Элементы жесткости стенок для трапециевидных гофрированных листов

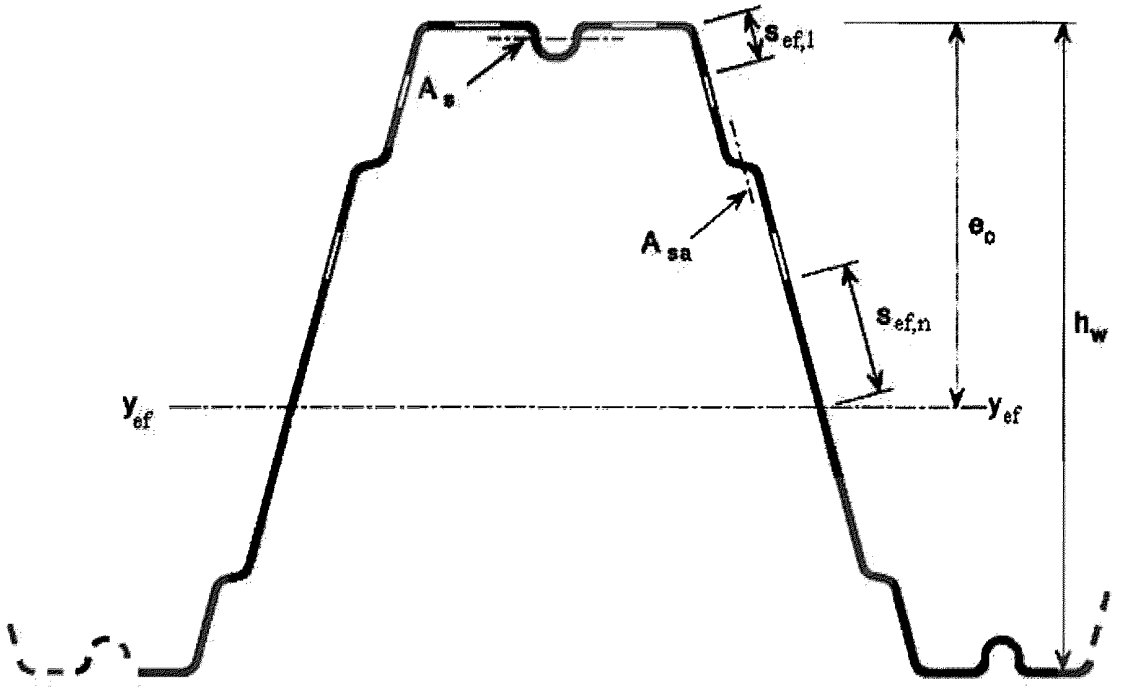


Рисунок 7.14 – **Трапециевидный гофрированный лист с элементами жесткости на полках и стенках**

7.7 Предельные состояния первой группы

7.7.1 Общие положения

При определении несущей способности поперечного сечения вместо расчета на прочность по предельным состояниям при проектировании могут быть использованы результаты экспериментальных исследований.

Примечание – Проектирование, основанное на результатах экспериментальных исследований, предпочтительно для оценки несущей способности сечений с относительно высоким отношением b_p/t при искривлениях стенки или при учете влияния сдвига.

При выполнении расчетов влияние местной потери устойчивости элементов должно учитываться путем использования геометрических характеристик эффективного сечения, определяемого согласно 7.3–7.6.

7.7.2 Элементы центрально растянутые и сжатые

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

$$\frac{N}{A_{gn}R_y\gamma_c} \leq 1; \qquad (7.68)$$

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

$$\frac{N}{A_{ef,n}R_y\gamma_c} \leq 1. \quad (7.69)$$

7.7.2.3 Если центр тяжести эффективного поперечного сечения не совпадает с центром тяжести полного сечения, то следует учитывать момент от смещения $e_{N,(x,y)}$ центральных осей x-x и y-y относительно положения оси действия силы (см. рисунок 7.15).

Дополнительные моменты ΔM_y, и ΔM_z, от смещения центральных осей определяют по формулам

$$\Delta M_x = N \cdot e_{Nx} \quad (7.70)$$

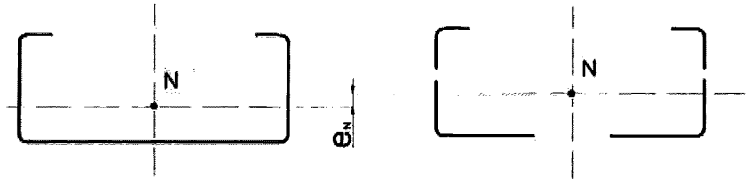
$$\Delta M_y = N \cdot e_{Ny} \quad (7.71)$$

где e_{Nx} и e_{Ny} — смещение центральных осей y-y и z-z 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.



а) полное поперечное сечение

б) эффективное поперечное сечение

***Рисунок 7.15* – Эффективное поперечное сечение при сжатии**

7.7.2.4 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 380 Н/мм^2 следует рассчитывать по формуле

$$\frac{N}{A_{ef,n}R_u}\cdot\frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}}\leq 1; \qquad (7.72)$$

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;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – принимаются по СП 16.13330.2011 (таблица 6).

7.7.2.5 Ветви составных стержней на расчетной длине, равной расстоянию между планками, должны быть проверены на крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости.

7.7.2.6 Расчет составных сечений из уголков швеллеров, С- и Σ-образных профилей, соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают для сжатых элементов $30i_{ef}$ – для сжатых элементов и $70i_{ef}$ – для растянутых, при условии проверки ветвей на изгибно-крутильную форму потери устойчивости с учетом расцентровки, на расчетной длине ветви, равной расстоянию между планками или узлами решетки.

7.7.2.7 Расчет распорок, уменьшающих расчетную длину сжатых элементов, следует выполнять на усилие, равное условной поперечной силе Q_u в основном сжатом элементе по формуле

$$Q_u=\gamma_c\cdot 7{,}15\cdot 10^{-6}\left(2330-\frac{E}{R_y}\right)\frac{N}{\varphi}, \qquad (7.73)$$

где N – полное продольное усилие в сквозном стержне;

φ - коэффициент устойчивости при центральном сжатии составного стержня.

7.7.3 Расчет элементов при изгибе

7.7.3.1 Расчетная несущая способность поперечного сечения по изгибающему моменту относительно одной из главных осей M_x определяют следующим образом:

- если момент сопротивления эффективного сечения $W_{x,ef}$ менее, чем момент сопротивления полного упругого сечения W_x,

$$\frac{M_x}{W_{x,ef}R_y\gamma_c}\leq 1; \qquad (7.74)$$

- если момент сопротивления эффективного сечения W_{ef} равен моменту сопротивления полного упругого сечения $W_{x,\,min}$,

$$\frac{M_x}{W_{x,min}R_y\gamma_c} \leq 1. \qquad (7.75)$$

При изгибе в двух главных плоскостях:

$$\frac{M_x}{W_{x,ef}R_y\gamma_c} + \frac{M_y}{W_{y,ef}R_y\gamma_c} \leq 1{,}0. \qquad (7.76)$$

Формулы (7.75) и (7.76) применимы при соблюдении следующих условий:

а) изгибающий момент действует только относительно одной из главных осей поперечного сечения;

б) конструктивный элемент не подвержен кручению или крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости, или плоской формы потери устойчивости изгиба, или потери устойчивости формы сечения;

в) угол φ между стенкой и полкой профиля более 60°.

7.7.3.2 Эффективный момент сопротивления W_{ef} должен определяться на основе эффективного поперечного сечения, испытывающего изгиб только относительно той главной оси, относительно которой происходит изгиб стержня.

Примечание – Допускается отношение $\psi = \sigma_2/\sigma_1$ при расчете W_{ef}, используемое для определения эффективных участков стенки, вычислять с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (см. рисунок 7.16).

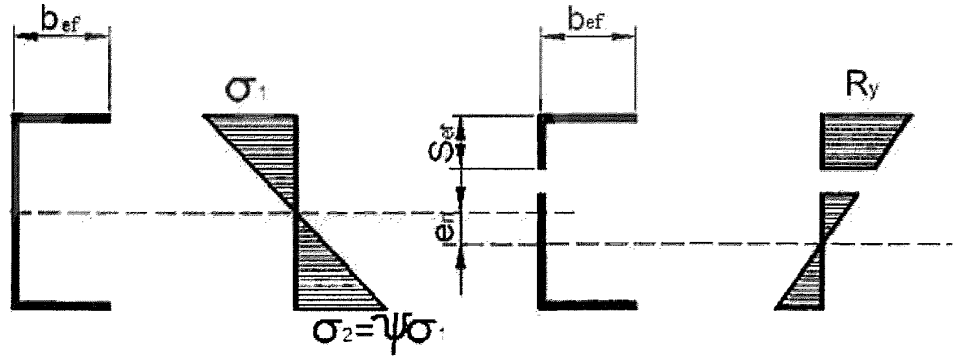


Рисунок 7.16 – **Эффективное поперечное сечение для определения предельного изгибающего момента**

7.7.4 Совместное действие изгиба продольной силы

При совместном действии изгибающих моментов и продольной сжимающей силы и отсутствии поперечной силы, должно выполняться следующее условие:

$$\frac{N}{A_{ef}R_y}+\frac{M_x+Ne_{N,x}}{W_{ef,x}R_y}+\frac{M_y+Ne_{N,y}}{W_{ef,y}R_y}\le 1, \qquad (7.77)$$

где A_{ef} — эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

$W_{ef,x,(y)}$ — минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

$e_{N,x(y)}$ — смещение центральных осей x-x и y-y относительно положения оси действия силы, см. 7.7.2.3.

Примечание — Обозначения N_{Ed}, $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ и $\Delta M_i = N_{Ed}e_{N,i}$ зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

7.7.5 Совместное действие продольной, поперечной силы и изгибающих моментов

Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q влияние последней не учитывается, если $Q \le 0{,}5Q_w$. При значении поперечной силы более половины предельного значения несущей способности по 7.7.4 при совместном действии момента и поперечной силы расчетное значение несущей способности поперечного сечения следует определять по уменьшенному значению расчетного сопротивления:

$$(1-\rho_Q)R_y, \qquad (7.78)$$

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

7.7.6 Расчет на поперечную силу

7.7.6.1 Расчет балочных конструкций на поперечную силу ведется 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 поперечного сечения от действия поперечной силы Q_w вычисляют по формуле

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{\sin\alpha}, \quad (7.79)$$

где R_s – расчетное напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки, приведенное в таблице 7.4;

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

α – угол наклона стенки относительно полок.

Таблица 7.4 – **Расчетные напряжения R_s при сдвиге**

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

7.7.6.2 Условную гибкость стенки λ_w вычисляют по формулам:

- для стенок без продольных элементов жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346\frac{s_w}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad (7.80)$$

- для стенок с продольными элементами жесткости

$$\bar{\lambda}_w = 0{,}346\frac{s_d}{t}\sqrt{\frac{5{,}34R_y}{k_t E}}, \text{ но не менее } \bar{\lambda}_w = 0{,}346\frac{s_w}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (7.81)$$

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

I_s – момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенного, относительно оси a-a, проходящей через центр тяжести сечения ребра, параллельно плоскости стенки;

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

s_w – наклонная высота стенки.

7.7.7 Кручение

Касательные напряжения от поперечных сил, свободного кручения, нормальные и касательные напряжения от стесненного кручения определяют с использованием геометрических характеристик полного сечения. В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия:

$$\sigma_{t,r} \leq \gamma_c R_y; \tag{7.82}$$

$$\tau_{t,r} \leq \gamma_c R_s; \tag{7.83}$$

$$\sqrt{\sigma_{t,r}{}^2 + 3\tau_{t,r}{}^2} \leq \gamma_c R_y, \tag{7.84}$$

где $\sigma_{t,r}$ – расчетное суммарное нормальное напряжение, рассчитанное для соответствующего рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

$\tau_{t,r}$ – расчетное суммарное касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

Суммарное нормальное напряжение $\sigma_{tot,r}$ и суммарное касательное напряжение $\tau_{tot,r}$ вычисляют по формулам:

$$\sigma_{tot,r} = \sigma_{N,r} + \sigma_{My,r} + \sigma_{Mx,r} + \sigma_{w,r}; \tag{7.85}$$

$$\tau_{tot,r} = \tau_{Qy,r} + \tau_{Qx,r} + \tau_{t,r} + \tau_{w,r}, \tag{7.86}$$

где $\sigma_{My,r}$ – нормальное напряжение от изгибающего момента $M_{y,Ed}$ (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{Mx,r}$ – нормальное напряжение от изгибающего момента $M_{z,Ed}$ (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{N,r}$ – нормальное напряжение от осевой силы N_{Ed} (определяется для эффективного поперечного сечения);

$\sigma_{w,r}$ – нормальные напряжения от депланации (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Qy,r}$ – сдвигающее напряжение от поперечной силы $V_{y,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

$\tau_{Qx,r}$ – сдвигающее напряжение от поперечной силы $V_{z,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

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

$\tau_{w,r}$ – касательное напряжение от депланации (определяется для полного поперечного сечения).

7.7.8 Расчет на устойчивость центрально сжатых стержней

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

$$\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1, \tag{7.87}$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый в зависимости от приведенной гибкости $\bar{\lambda}$ по СП 16.13330.2011 (пункт 7.1.3 или таблица Д.1 приложения Д, тип сечения в соответствии с данными таблицы 6.3):

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i_{ef}} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}}, \tag{7.88}$$

где l_{ef} – расчетная длина стержня;

i_{ef} – радиус инерции эффективного сечения, брутто.

Для элементов несимметричных сечений следует учитывать дополнительный момент $\Delta M = Ne_N$, вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения (см. рисунок 7.15), а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по 7.7.10.3.

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

- открытые сечения с одной осью симметрии (см. рисунок 7.17) 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 формы потери устойчивости, которая может быть менее, чем несущая способность элемента из условия потери плоской формы устойчивости.

Расчетную несущую способность N из условия потери устойчивости по крутильной или изгибно-крутильной форме следует определять в соответствии с 7.7.8.1 и 7.7.8.4.

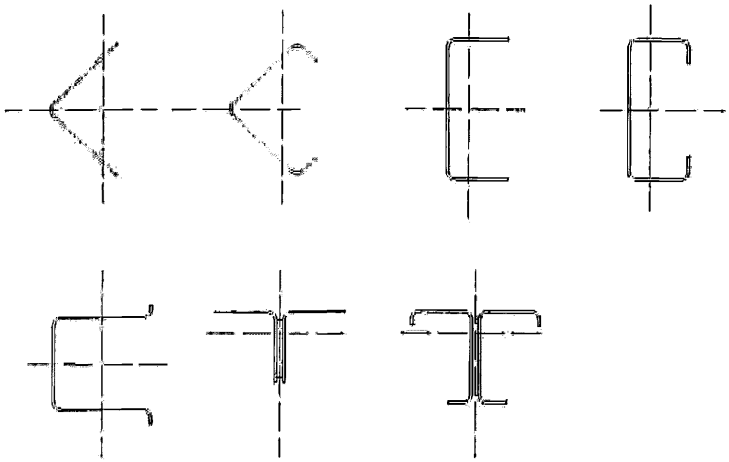


Рисунок 7.17 – **Поперечные сечения, предрасположенные к изгибно-крутильной форме потери устойчивости**

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

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2}\left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2}\right); \qquad (7.89)$$

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

где G — модуль сдвига;

I_t — момент инерции при свободном кручении полного сечения;

I_w — секториальный момент инерции полного сечения;

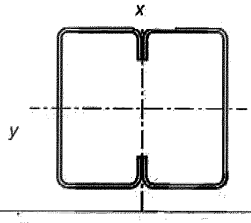
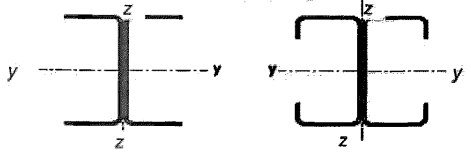
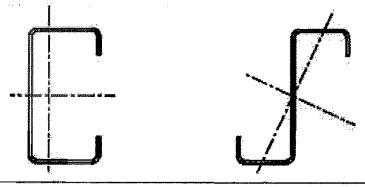
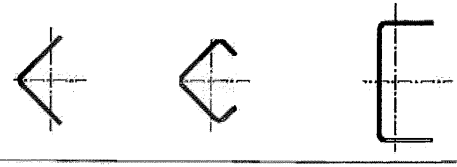
i_y — радиус инерции полного сечения относительно оси y-y;

i_x — радиус инерции полного сечения относительно оси z-z;

l_T — расчетная длина элемента, теряющего устойчивость по крутильной форме;

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

Таблица 7.5 — **Кривые потери устойчивости для различных типов поперечных сечений**

Тип поперечного сечения	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
	Любая	*b*
	*y-y* *z-z*	*a* *b*
	Любая	*b*
	Любая	*c*
 или другое поперечное сечение		

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

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T}, \tag{7.90}$$

при этом $N_{cr,TF} < N_{cr,y}$ и $N_{cr,TF} < N_{cr,x}$.

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

$$\overline{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{of} R_y}{N_{cr}}}, \qquad (7.91)$$

где $N_{cr} = N_{cr,TF}$, если $N_{cr} < N_{cr,T}$; здесь $N_{cr,TF}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по изгибно-крутильной форме;

$N_{cr,T}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме.

При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующие предельные значения местных изгибов можно определить по СП 16.13330.2011 (таблица Д.1), соответствующие оси *x*, для $\overline{\lambda} = \pi\overline{\lambda}_T$, для типов сечений по таблице 7.5.

7.7.8.5 Для поперечных сечений, симметричных относительно оси *y*-*y* (например, $z_0 = 0$), в упругой стадии критическую силу $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости вычисляют по формуле

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta}\left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right], \qquad (7.92)$$

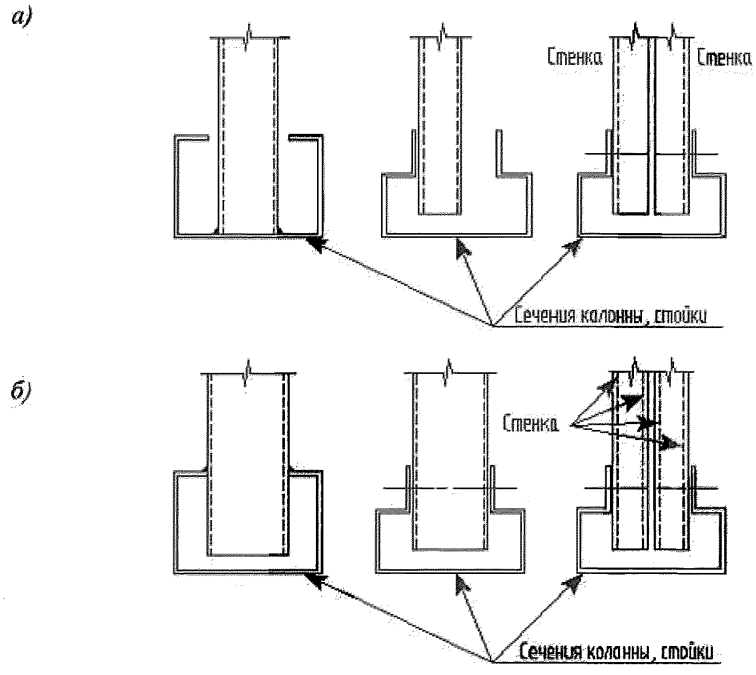
где $\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)$.

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

В зависимости от типа соединения на концах элемента могут приниматься следующие значения l_T/L_T:

1,0 – для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и депланации (см. рисунок 7.18 а));

0,7 — для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и депланации (см. рисунок 7.18б)).



а) соединения, обеспечивающие частичное закрепление от кручения и депланации;

б) соединения, обеспечивающие значительное закрепление от кручения и депланации (замкнутые сечения или сечения с болтами, проходящими через две стенки элемента)

Рисунок 7.18 **– Закрепление от кручения и депланации**

7.7.8.7 Расчет составных сечений из уголков швеллеров, С-образных и Σ-образных профилей, соединенных вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают для сжатых элементов $30i_{ef}$ – для сжатых элементов и $70i_{ef}$ – для растянутых, при условии проверки ветвей на изгибно-крутильную форму потери устойчивости с учетом дополнительных моментов $\Delta M=Ne_{N(x,y)}$, на расчетной длине ветви, равной расстоянию между планками или узлами решётки.

7.7.8.8 Условная гибкость между узлами ветвей, раскрепленных решетками, должна быть не более 2,3 и не должна превышать условную приведённую гибкость стержня в целом.

7.7.9 Общая устойчивость изгибаемых балок

7.7.9.1 Расчетное значение несущей способности по устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента, следует принимать равным

$$\frac{M_b}{\chi_{LT} W_{ef} R_y} \leq 1, \qquad (7.93)$$

где χ_{LT} — понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба.

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

7.7.9.2 Для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение $\chi_{LT} \leq 1{,}0$ при соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ вычисляют по формуле

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \qquad (7.94)$$

где $\Phi_{LT} = \left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$, (7.95)

здесь α_{LT} — коэффициент, учитывающий начальные несовершенства принимаемый равным 0,34 (таблица 7.6, кривая потери устойчивости *b*);

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_x R_y}{M_{cr}}}, \qquad (7.96)$$

где M_{cr} — критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии, определение M_{cr} приведено в приложении Г;

χ_{LT} – значение вычисляется по формулам (7.94, 7.95) или соответствует значению φ по СП 16.13330.2011 (таблица Д.1) для типа сечения *b* и $\bar{\lambda} = \pi\bar{\lambda}_T$.

Таблица 7.6 — **Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба**

Кривая потери устойчивости	*a*	*b*	*c*
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49

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

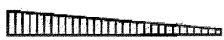
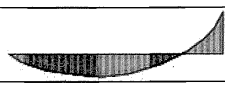
Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент χ_{LT} можно скорректировать следующим образом:

$$\chi_{LT,m} = \frac{\chi_{LT}}{f_m} \leq 1; \qquad (7.97)$$

$$f_m = 1 - 0{,}5(1 - k_c)\left[1 - 2{,}0\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8\right)^2\right] \leq 1, \qquad (7.98)$$

где k_c — поправочный коэффициент, принимаемый по таблице 7.7.

Таблица 7.7 — **Поправочные коэффициенты 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

7.7.10 Устойчивость при внецентренном сжатии элементов сплошного сечения

7.7.10.1 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых стержней составного сечения, соединенными непосредственно стенками или через прокладки (рисунок 7.19) следует выполнять как расчёт стержня в целом, так и отдельных его ветвей.

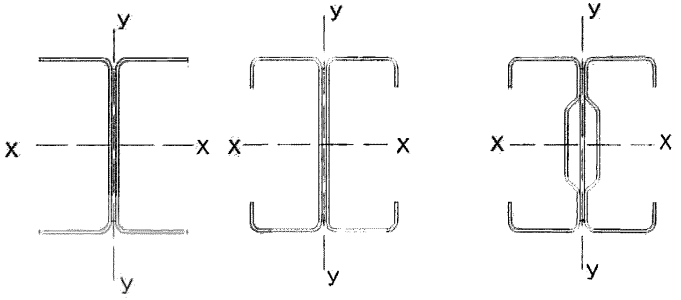


Рисунок 7.19 – **Сечения сплошных стержней колонн и стоек**

7.7.10.2 Статический расчет свободно опертых однопролетных элементов с шарнирными опирами концов с непрерывным или дискретным боковым раскреплением проводят с учетом начальных несовершенств, указанных в 5.3.2, проверку на устойчивость элементов постоянного сечения с двумя осями симметрии, не чувствительных к кручению, следует выполнять в соответствии со следующими положениями:

- 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.

Проверку несущей способности элементов конструктивных систем допускается выполняться как для отдельных однопролетных элементов, «вырезанных» из системы.

7.7.10.3 Для сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) элементов должны выполняться следующие условия:

$$\frac{N_p}{\varphi_x A_{ef} R_y} + k_{xx}\frac{M_{x,p} + \Delta M_{x,p}}{\chi_{LT} W_{x,ef} R_y} + k_{xy}\frac{M_{y,p} + \Delta M_{y,p}}{W_{y,ef} R_y} \leq 1; \qquad (7.99)$$

$$\frac{N_p}{\varphi_y A_{ef} R_y} + k_{yx}\frac{M_{x,p} + \Delta M_{x,p}}{\chi_{LT} W_{x,ef} R_y} + k_{yy}\frac{M_{y,p} + \Delta M_{y,p}}{W_{y,ef} R_y} \le 1, \qquad (7.100)$$

где N_p, $M_{x,p}$, и $M_{y,p}$ – расчетные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей $x-x$ и $y-y$ соответственно;

$\Delta M_{x,p}$, $\Delta M_{e,p}$ – моменты от смещения центра тяжести относительно осей $x-x$ и $y-y$;

φ_x и φ_y – понижающие коэффициенты при плоской форме потери устойчивости;

χ_{LT} – понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба, см. 7.7.9. Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения, $\chi_{LT} = 1{,}0$;

k_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy} – коэффициенты взаимодействия (могут быть определены по приложению В).

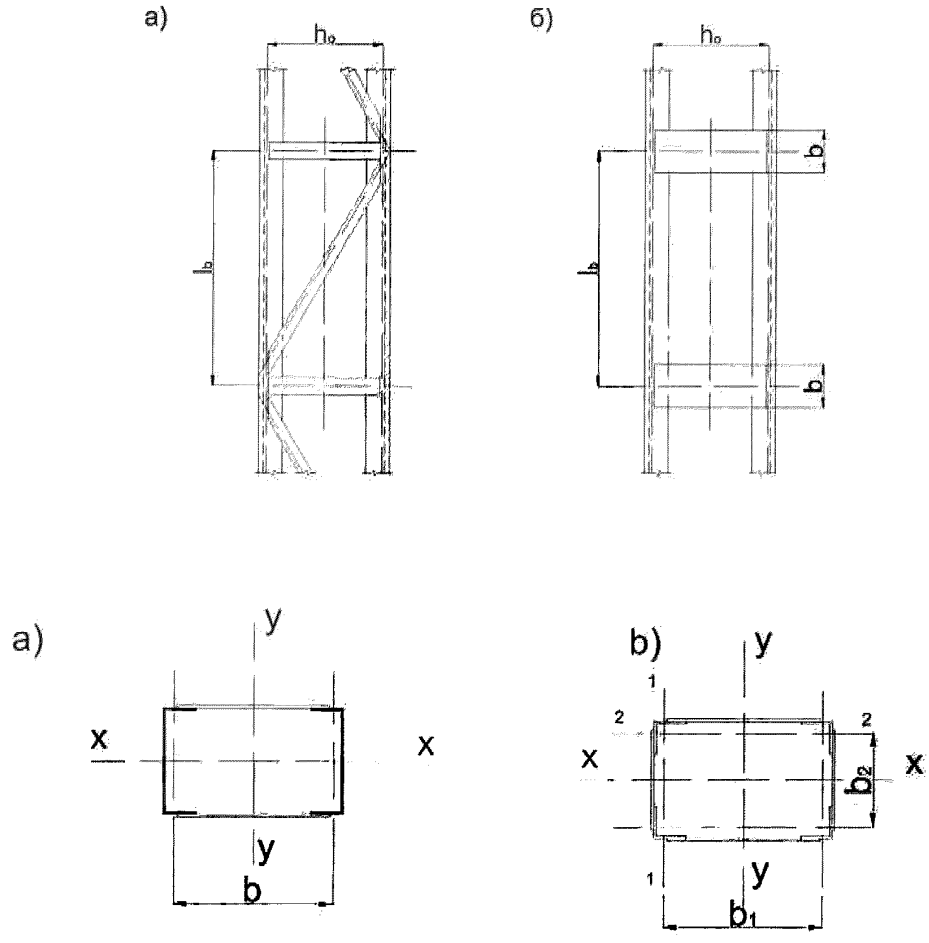
7.7.10.4 При определении M_{cr} принимают геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитывают условия загружения, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.

7.7.10.5 Допускается для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов использовать упрощённую формулу

$$\left(\frac{N_p}{\varphi_x A_{ef} R_y}\right)^{0,8} + \left(\frac{M_x}{\chi_{LT} W_{x,ef} R_y}\right)^{0,8} \le 1{,}0. \qquad (7.101)$$

7.7.11 Расчет центрально сжатых и растянутых элементов сквозного сечения

7.7.11.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения на прочность при центральном растяжении и сжатии двух профилей составленных из швеллеров, С-образных и Σ-образных профилей, соединенных планками или решетками (см. рисунок 7.20), следует проводить по формулам (7.87) и (7.88), где A_g и A_{ef} – полная и эффективная площадь всех рабочих стержней, входящих в состав решетчатого элемента.



а) двухветвевой стержень б) стержень с четырьмя ветвями

Рисунок 7.20 **– Стержни сквозного сечения, объединенные планками и решеткой**

7.7.11.2 Расчет на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения типа *a*, две ветви которых соединены планками или решетками, следует выполнять по формуле (7.86), при этом коэффициент φ относительно оси, перпендикулярной планкам и решеткам, следует определять по СП 16.13330.2011 (таблица Д.1 для сечений типа *b* из швеллеров, С-образных и Σ-образных профилей) с заменой $\bar{\lambda}_{ef}$ на значение $\bar{\lambda}_{ef,c}$, которое следует определять в зависимости от $\lambda_{ef,c}$ по 7.7.11.3.

7.7.11.3 Устойчивость отдельных ветвей должна быть проверена как на изгибную форму потери устойчивости так и на крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости по 7.7.8.4 – 7.7.8.6. Следует так же учитывать появление дополнительных моментов $\Delta M=Ne_N$, вызванных

смещением центральных осей *y-y* и *z-z* относительно осевых усилий по 7.7.2.3, а так же расцентровкой решетки.

7.7.11.4 Приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef,c}$ для сечений типа *a* с двумя ветвями (рисунок 7.20а) вычисляют по формулам:

- для креплений планками

$$\bar{\lambda}_{ef,c} = \sqrt{\bar{\lambda}^2_{y,ef} + 0{,}82(1+n)\bar{\lambda}^2_{b1,ef}}, \qquad (7.102)$$

где $n = \frac{I_{b1,ef} h_0}{I_s a}$;

–для соединения решетками $\bar{\lambda}_{ef,c} = \sqrt{\bar{\lambda}^2_{y,ef} + \alpha \frac{A_{ef}}{A_{d1,ef}}}$, (7.103)

где $\alpha = 10\frac{d^3}{h_0^2 a}$.

Приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef,c}$ для сечений типа *b* с четырьмя ветвями (рисунок 7.20б) вычисляют по формулам:

- для соединения планками

$$\bar{\lambda}_{ef,c} = \sqrt{\bar{\lambda}^2_{y,\max,ef} + \left[0{,}82(1+n)\bar{\lambda}^2_{b1,ef} + (1+n_2)\bar{\lambda}^2_{b2,ef}\right]}, \qquad (7.104)$$

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

- для соединения решетками

$$\bar{\lambda}_{ef,c} = \sqrt{\bar{\lambda}^2_{y,\max,ef} + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1,ef}}{A_{d2,ef}}\right)\frac{A_{ef}}{A_{d1,ef}}}, \qquad (7.105)$$

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

$\bar{\lambda}_{ef,c}$ – приведенная, эффективная гибкость сквозного стержня в целом в плоскости перпендикулярной оси $y-y$;

$\bar{\lambda}_{b1,ef}$ – приведенная, эффективная гибкость ветви относительно собственной оси параллельной оси $y-y$;

$\bar{\lambda}_{b2,ef}$ – приведенная, эффективная гибкость ветви относительно

собственной оси параллельной оси $x-x$;

h_0 – расстояние между центрами тяжести стержней;

l_b – шаг планок, высота панели решетки;

$I_{b1,ef}$ – эффективный момент инерции ветви относительно собственной оси параллельной оси $y-y$;

I_{b2ef} – эффективный момент инерции ветви относительно собственной оси параллельной оси $x-x$;

I_{s1}, I_{s2} – моменты инерции планок относительно осей *1-1* и *2-2*;

A_{ef} - эффективная площадь всего сквозного стержня;

A_{d1}, A_{d2} – площадь сечения раскосов решетки (при крестовой решетке – двух раскосов), расположенных в плоскостях, перпендикулярных *1-1* и *2-2*.

7.7.11.5 В сквозных сечениях с планками условная гибкость отдельной ветви на участке между сварными швами или крайними болтами должна быть не менее 1,15. Ветви на расчетной длине между планками должны быть проверены на изгибно-крутильную форму потери устойчивости ветви в пределах расчетной длины между креплениями планок или решеток по формулам (7.91) и (7.102).

7.7.11.6 Условная гибкость между узлами ветвей, раскрепленных решетками, должна быть не более 2,3 и не должна превышать условную приведенную гибкость стержня в целом.

7.7.11.7 Расчет соединительных планок и элементов решеток сжатых стержней сквозного сечения следует выполнять на условную поперечную силу Q_u, принимаемую постоянной по всей длине стержня по формуле

$$Q_u = \gamma_c \cdot 7{,}15 \cdot 10^{-6}\left(2330 - \frac{E}{R_y}\right)\frac{N}{\varphi}, \qquad (7.106)$$

где N – полное продольное усилие в сквозном стержне;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии ((для сечений типа по таблице 7.5) и СП 16.13330.2011 (приложение Д.1)).

7.7.11.8 Условную поперечную силу Q_u следует распределять поровну между решетками и планками, лежащими в плоскости, перпендикулярной оси, относительно которой проводится проверка устойчивости. Расчет соединительных планок и их прикреплений следует выполнять по СП 16.13330.2011 (пункты 7.2.8 и 7.2.9).

7.7.11.9 Расчет распорок, уменьшающих расчетную длину сжатых элементов, следует выполнять на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе по формуле (7.106).

7.7.12 Расчет потери устойчивости стенки от местной нагрузки

7.7.12.1 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 поперечной силы $Q_{w,p}$, которая должна удовлетворять условию

$$\gamma_c \, Q_r \leq Q_{w,p}, \qquad (7.107)$$

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

7.7.12.2 Поперечное сечение с одной стенкой без элементов жесткости (см. рисунок 7.21) должно отвечать следующим критериям:

$$h_w/t \leq 200; \qquad r/t \leq 6; \qquad 45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$$

где h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

φ – угол наклона стенки относительно полок (в градусах).

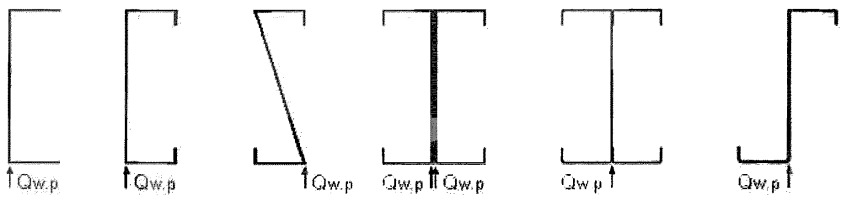


Рисунок 7.21 **– Примеры сечений профилей с одной стенкой**

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

$$Q_{w,p} = \gamma_c C t^2 R_y \sin\varphi \left(1 - C_r\sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(1 + C_b\sqrt{\frac{b}{t}}\right) \cdot \left(1 - C_h\sqrt{\frac{h}{t}}\right), \qquad (7.108)$$

где C – коэффициент из таблиц 7.8–7.12;

t – толщина стенки;

φ – угол между плоскостью стенки и плоскостью опорной поверхности;

r – внутренний радиус изгиба;

C_r – коэффициент, учитывающий гибкость стенки из таблиц 7.8–7.12;

b – длина опорной части или местной распределенной нагрузки;

C_b – коэффициент, учитывающий длину приложения локальной нагрузки на опоре или в пролете из таблиц 7.8–7.12;

h – высота плоской части стенки профиля;

C_h – коэффициент, учитывающий высоту стенки из таблиц 7.8–7.12.

Примечания

1 Для конструктивных элементов, состоящих из двух и более стенок, значение $Q_{w,p}$ рассчитывается для каждой стенки профиля и суммируется;

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 7.8 – **Составные стержни из двух швеллеров, С-образных и Σ-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	$r/t \le 5$
			Промежуточная	20	0,15	0,05	0,003	$r/t \le 5$
Не закрепленная на опоре	Полка окаймлена	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$r/t \le 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$r/t \le 3$
		На две полки	Концевая	15,5	0,09	0,08	0,04	$r/t \le 3$
			Промежуточная	36	0,14	0,08	0,04	
	Неокаймленная полка	На одну полку	Концевая	10	0,14	0,28	0,001	$r/t \le 5$
			Промежуточная	20,5	0,17	0,11	0,001	$r/t \le 3$

Примечания

1 Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \le 210$; $b/h \le 1,0$.

2 Коэффициенты C приведены для составных двутавров, полученных от соединения стенок непосредственно друг к другу либо через сухари, последнее решение предпочтительно, так как позволяет контролировать появление щелевой коррозии и увеличивает момент инерции сечения из плоскости.

3 Расстояние между осями креплений сухарей изгибаемых элементов должны быть не более $40i_{ef}$.

Таблица 7.9 – **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	$r/t \le 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$r/t \le 5$
		На две полки	Концевая	7,5	0,08	0,12	0,048	$r/t \le 12$
			Промежуточная	20	0,10	0,08	0,031	$r/t \le 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,14	0,35	0,02	$r/t \le 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$r/t \le 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$r/t \le 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$r/t \le 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$r/t \le 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	

Примечание – Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \le 210$; $b/h \le 2,0$.

Таблица 7.10 – **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	$r/t \le 9$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	$r/t \le 5$
		На две полки	Концевая	9	0,05	0,16	0,052	$r/t \le 12$
			Промежуточная	24	0,07	0,07	0,04	$r/t \le 12$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	5	0,09	0,02	0,001	$r/t \le 5$
			Промежуточная	13	0,23	0,14	0,01	
		На две полки	Концевая	13	0,32	0,05	0,04	$r/t \le 3$
			Промежуточная	24	0,52	0,15	0,001	
	Полка без отгиба	На одну полку	Концевая	4	0,40	0,60	0,03	$r/t \le 2$
			Промежуточная	13	0,32	0,10	0,01	$r/t \le 1$
		На две полки	Концевая	2	0,11	0,37	0,01	$r/t \le 1$
			Промежуточная	13	0,47	0,25	0,04	

Примечание – Значения коэффициентов действительны для отношений $b/t \le 210$; $b/h \le 2,0$.

7.7.12.4 В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая профилированные листы (см. рисунок 7.22), несущую способность стенки без элементов жесткости при местном поперечном воздействии следует определять, при следующих условиях:

- если расстояние c от нагруженного участка до свободного края (см. таблицу 7.3) не менее 40 мм;

- если поперечное сечение удовлетворяет следующим критериям:

$$r/t \leq 10; \quad h_w/t \leq 200; \quad 45° \leq \varphi \leq 90°,$$

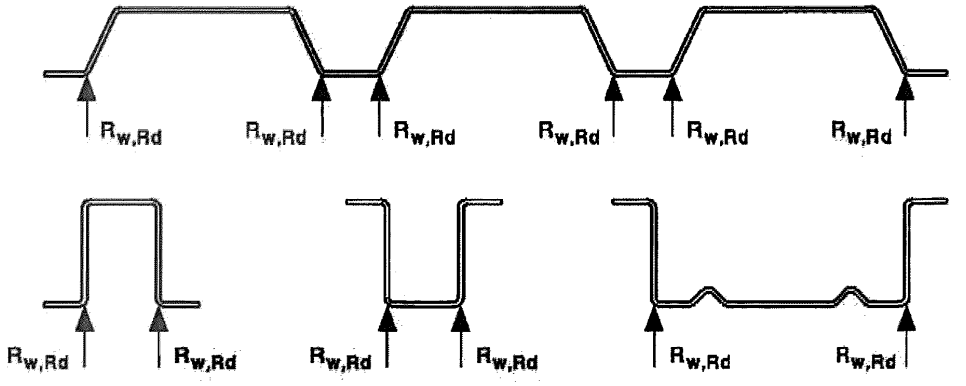


Рисунок 7.22 – **Примеры профилей с двумя и более стенками**

7.7.12.5 Несущую способность на одну стенку профилированных настилов, кассетных и шляпных профилей при местном поперечном воздействии $Q_{w,p}$ в виде опорной реакции или местной нагрузки следует определять по формуле (7.106) Значения коэффициентов C, C_r, C_b, C_h приведены в таблице 7.11 для одиночных кассетных и шляпных профилей и в таблице 7.12 – для профилированных настилов.

Таблица 7.11– **Стержни из одиночных кассетных и шляпных 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	0,25	0,68	0,04	$r/t \leq 5$
			Промежуточная	17	0,13	0,13	0,04	$r/t \leq 10$
		На две полки	Концевая	9	0,10	0,07	0,03	$r/t \leq 10$
			Промежуточная	10	0,14	0,22	0,02	$r/t \leq 4$
Не закрепленная на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$r/t \leq 4$
			Промежуточная	17	0,13	0,134	0,04	

Таблица 7.12 – **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	$r/t \le 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	$r/t \le 10$
	На две полки	Концевая	9	0,12	0,14	0,04	$r/t \le 10$
		Промежуточная	10	0,11	0,21	0,02	
Не закрепленная на опоре	На одну полку	Концевая	3	0,08	0,70	0,055	$r/t \le 7$
		Промежуточная	8	0,10	0,17	0,004	
	На две полки	Концевая	6	0,16	0,17	0,05	$r/t \le 5$
		Промежуточная	17	0,10	0,10	0,046	–

7.7.13 Расчет перфорированного настила

7.7.13.1 Перфорированный настил с круглыми отверстиями, расположенными в углах равностороннего треугольника при соотношении параметров $0{,}2 \le d/a \le 0{,}9$ (см. рисунок 7.23), может быть рассчитан при условии, что при определении сплошного сечения настила учтено ослабление его отверстиями путем введения эффективной толщины, приведенной ниже.

7.7.13.2 Характеристики полного сечения рассчитывают по 7.3.1 с заменой t на $t_{a,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{a,ef} = 1{,}18t\left(1 - \frac{d}{0{,}9a}\right). \qquad (7.109)$$

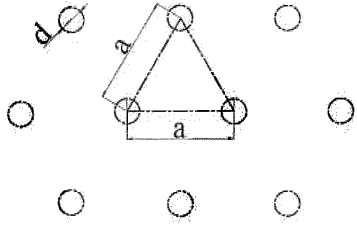


Рисунок 7.23 – **Схема расположения отверстий в перфорированном настиле**

Характеристики эффективного сечения рассчитывают по разделу 7.3.1 с заменой t на $t_{b,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{b,ef} = t \cdot \sqrt[3]{1{,}18\left(1 - \frac{d}{a}\right)}. \qquad (7.110)$$

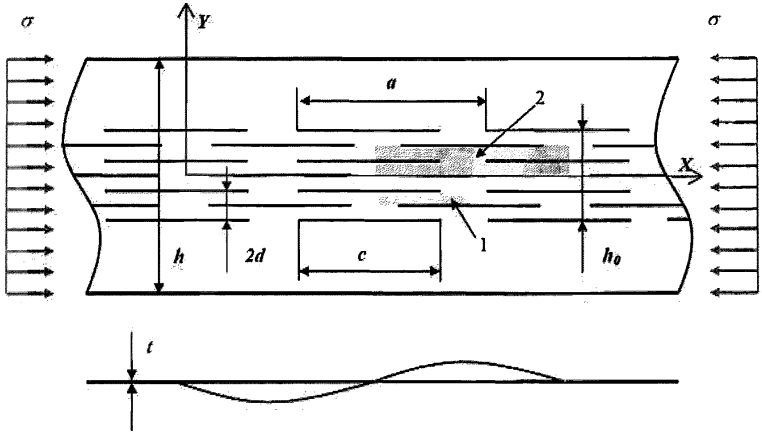
Несущую способность одной стенки при действии локальной поперечной силы рассчитывают по 7.7.2 с заменой t на $t_{c,ef}$, вычисляемую по формуле

$$t_{c,ef} = t \cdot \left[1 - \left(\frac{d}{a}\right)^2 \cdot \frac{h_p}{h_w}\right]^{3/2}, \qquad (7.111)$$

где h_p – наклонная высота перфорированной части стенки;

h_w – общая наклонная высота стенки.

7.7.13.3 Перфорированные сортовые профили (швеллер, Σ-, С- и Z-образные) с щелевой перфорацией (см. рисунок 7.24), так называемые термопрофили, следует рассчитывать при условии, что при определении параметров сечения профиля ослабление его отверстиями будет учтено путем введения эффективной толщины.



1; 2 – зоны ослаблений, по которым следует выполнять расчет

Рисунок 7.24 **– Параметры щелевой перфорации термопрофилей**

7.7.13.4 В общем случае пластинки (зона *1*, рисунок 7.24) стенки или полки с щелевой перфорацией и неравномерным распределением напряжений по ширине, критическое напряжение может быть определено формулой

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 D}{h^2 t}; \qquad (7.112)$$

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

$k_2 = \frac{kh}{kh_1+h_0}$;

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

h – ширина пластинки (см. рисунок 7.24);

h_1 – суммарная ширина участков пластинки без просечек;

h_0 – ширина участка с просечками;

d – шаг щелевых отверстий в направлении ширины пластинки;

a – шаг щелевых отверстий вдоль длины пластинки;

c – длина щелевого отверстия;

β – коэффициент, определяемый по таблице 7.13.

Таблица 7.13 – **Значения коэффициентов β**

a/d	2,5	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0	∞
β	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

7.7.13.5 По критическому напряжению определяют приведенную гибкость пластинки

$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}}$$

, по которой в соответствии с 7.3.1.7 вычисляют коэффициент редукции ρ и определяют t_{ef} пластинки с перфорациями. Далее расчет проводят в соответствии с 7.3.1.7 и 7.3.1.8 как для профиля, у которого перфорированная стенка имеет приведенную толщину t_{ef}.

7.7.13.6 Размеры просечек, для обеспечения превышения σ_{cr} зоны 2 (рисунок 7.24) перфорации над σ_{cr} всей перфорированной пластинки стенки или полки профиля (см. рисунок 7.24), должны отвечать требованию:

$$\frac{a}{h} < 0{,}907 + 0{,}832\frac{c}{a} - 8{,}84\frac{d}{h} + 0{,}944\frac{h_0}{h}. \qquad (7.113)$$

8 Кассетные профили, раскрепленные гофрированными листами

8.1 Общие положения

8.1.1 Кассетный профиль представляет собой большой профиль в виде лежащего швеллера с отгибами стенок, как это показано на рисунке 8.1. Предполагается, что узкие отгибы стенок должны быть раскреплены из плоскости прикрепляемым к ним гофрированным стальным листом.

8.1.2 Несущую способность стенок кассетных профилей на срез и восприятие местной поперечной нагрузки определяют в соответствии с 7.7.9 и 7.7.11, но с учетом значения M_c.

Предельный момент M_c для кассетного профиля определяют по 8.2.1 и 8.2.2, с учетом следующего:

- геометрические размеры соответствуют диапазонам, приведенным в таблице 8.1;

- высота гофров на широкой полке h_u не превышает $h/8$, где h – общая высота кассетного профиля.

8.1.3 Как вариант, предельный момент для кассетного профиля может быть определен посредством испытаний. При этом испытательное оборудование не должно создавать местные нагрузки в элементе сечения кассетного профиля.

Таблица 8.1 – **Предельные параметры кассетного профиля**

Наименование параметра	Предельные значения параметра
Толщина листа	0,6 мм $\le t_{nom} \le$ 1,5 мм
Ширина отгиба стенки	30 мм $\le b_f \le$ 60 мм
Высота стенки	60 мм $\le h \le$ 200 мм
Ширина полки	300 мм $\le b_u \le$ 600 мм
Момент инерции на единицу ширины	$I_a/b_u \le$ 10 мм^4/мм $s_1 \le$ 1000 мм

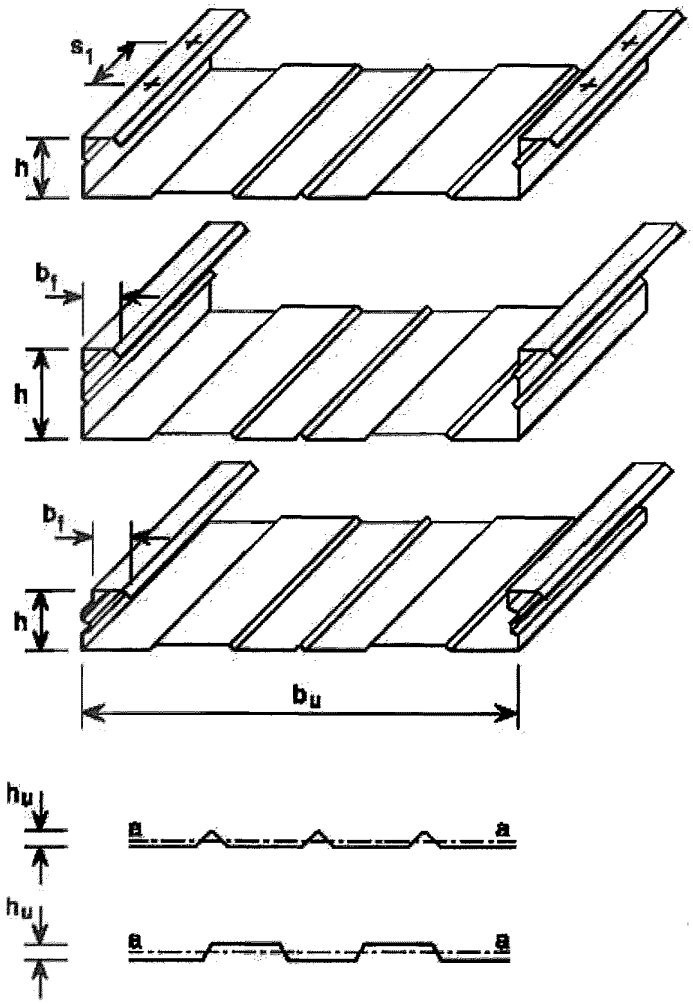


Рисунок 8.1 – **Типовая геометрия кассетных профилей**

8.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

8.2.1 Широкая полка сечения сжата

Предельный момент для кассетного профиля при сжатой широкой полке определяют с использованием поэтапной процедуры, представленной на рисунке 8.2:

- 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;

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

$$M_c = 0{,}8W_{ef,\min}R_y. \qquad (8.1)$$

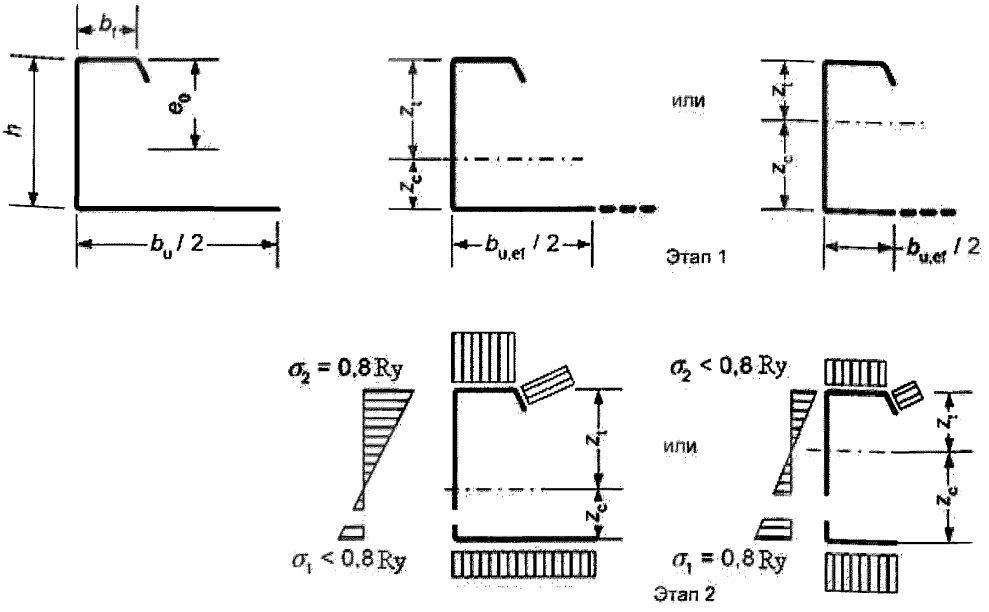


***Рисунок 8.2* – Определение предельного момента при сжатой широкой полке**

8.2.2 Широкая полка сечения растянута

8.2.2.1 Предельный момент для кассетного профиля с растянутой широкой полкой определяют с использованием поэтапной процедуры, представленной на рисунке 8.3:

- этап 1. Определяют центр тяжести полного поперечного сечения;

- этап 2. Определяют эффективную ширину широкой полки $b_{u,ef}$, с учетом ее возможного искривления, по формуле

$$b_{u,ef} = \frac{53{,}3 \cdot 10^6 e_0^2 t^3 t_{eq}}{hLb_u^3}, \qquad (8.2)$$

где b_u – полная ширина широкой полки;

e_0 – расстояние от центральной оси полного поперечного сечения до центральной оси узких полок;

h – общая высота кассетного профиля;

L – пролет кассетного профиля;

t_{eq} – эквивалентная толщина широкой полки, вычисляемая по формуле

$$t_{eq} = (12I_a/b_u)^{1/3}, \qquad (8.3)$$

где I_a – собственный момент инерции сечения широкой полки (см. рисунок 7.19);

- 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 выражения:

$$M_b = 0{,}8\beta_b W_{ef} R_y \quad M_b \le 0{,}8 W_{ef,t} R_y, \tag{8.4}$$

где $W_{ef} = I_{y,ef}/Z_c$; $W_{ef,t} = I_{y,ef}/Z_c$;

β_b – поправочный коэффициент, равный:

$\beta_b = 1{,}0$ – при $s_1 \le 300$ мм;

$\beta_b = 1{,}15$ – при 300 мм $\le s_1 \le 1000$ мм;

s_1 – расстояние между метизами (шаг), раскрепляющие узкие полки из плоскости (см. рисунок 8.1).

Искривление полки при определении прогибов не учитывается.

8.2.2.2 Для упрощения практических расчетов момент, воспринимаемый кассетным профилем с широкой полкой без элементов жесткости, может быть определен, приближенно принимая эффективную площадь сечения растянутой широкой полки равной площади сечения двух сжатых узких полок.

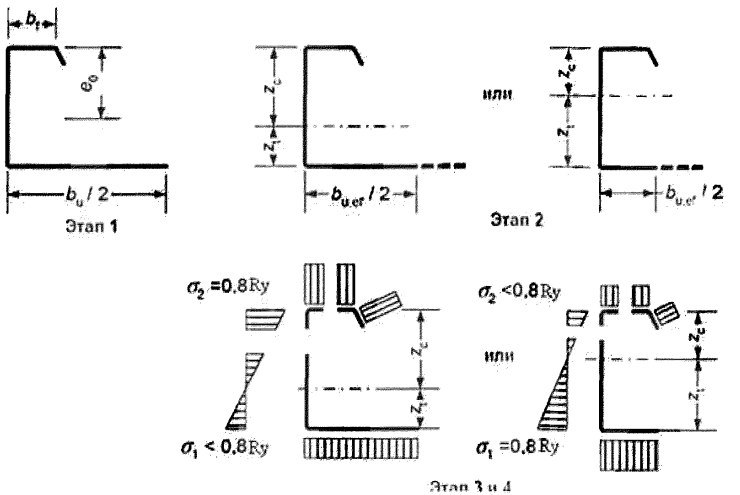


Рисунок 8.3 – **Определение предельного момента при растянутой широкой полке**

9 Предельное состояние по деформациям конструкций

9.1 При расчете холодноформованных профилей по второму предельному состоянию следует использовать геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, с учетом редукции сжатых частей сечений. Прогибы определяют в предположении упругой работы стали.

9.2 Для расчета эффективной площади и эффективного момента инерции сечений по 7.3 по требованиям деформативности для второго предельного состояния гибкость $\overline{\lambda}_{p,ser}$ может быть определена по формуле

$$\overline{\lambda}_{h,ser} = \overline{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,n}}{R_y}}, \qquad (9.1)$$

где $\sigma_{com,n}$ – максимальное сжимающее напряжение от реальной нормативной нагрузки (рассчитанное на основе эффективного поперечного сечения) в соответствующем элементе.

9.3 Как вариант, момент инерции сечения I_f при определении прогибов может быть рассчитан с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений по формуле

$$I_f = I_g - \frac{\sigma_g}{\sigma}\left(I_g - I(\sigma)_{ef}\right), \qquad (9.2)$$

где I_g — момент инерции полного поперечного сечения;

σ_g — максимальное сжимающее напряжение от изгиба, при расчете по второй группе предельных состояний, основанное на полном поперечном сечении (в формуле со знаком «плюс»);

$I(\sigma)_{ef}$ — момент инерции эффективного поперечного сечения, с учетом потери местной устойчивости, вычисленной при максимальном напряжении $\sigma \geq \sigma_g$. Максимальным напряжением является наибольшее по абсолютному значению напряжение в пределах рассматриваемой расчетной длины элемента.

9.4 Момент инерции эффективного сечения I_{ef} (или I_f) может быть принят переменным вдоль пролета. Как вариант, может использоваться постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

10 Расчет соединений

10.1 Расчет несущей способности элементов в соединениях на метизах

10.1.1 В соединениях на болтах, винтах, дюбелях и вытяжных заклепках их несущую способность N_{bp} определяют сопротивлением смятию соединяемых тонкостенных элементов в контакте с винтом или заклепкой по формуле

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c, \quad (10.1)$$

где d_b – номинальный внутренний диаметр резьбы по дну впадины самонарезающего винта, диаметр заклепки или дюбеля;

Σt – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов;

R_{bp} – расчетное сопротивление стали соединяемых элементов по пределу прочности;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения по СП 16.13330.2011 (таблица 41);

γ_c – коэффициент условий работы соединяемых элементов (см. таблицу 5.1).

10.1.2 Прочность на растяжение соединений F_n на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях определяют на основании данных национальных стандартов, стандартов организаций или полученных на основании результатов испытаний значений нормативной прочности F_{nn} на растяжение по формуле

$$F_n = \frac{F_{nn}}{\gamma_m}, \quad (10.2)$$

где F_{nn} – нормативное сопротивление метиза на растяжение;

γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1{,}25$.

10.1.3 Несущую способность F_b вытяжных заклепок, самонарезающих винтов, дюбелей и болтов по смятию основного металла определяют по формуле

$$F_b = \alpha \cdot \frac{R_{un}}{\gamma_m} \cdot d \cdot t; \quad (10.3)$$

для заклепок:

$$F_b \leq \frac{R_{un} e_1 t}{1{,}2 \gamma_m}, \quad (10.4)$$

где d – номинальный диаметр метиза;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

t_1 – толщина более толстого из соединяемых элементов;

α – коэффициент, определяемый по таблице 10.1;

γ_m – коэффициент безопасности основного металла.

10.1.4 Несущую способность F_w самонарезающих винтов и дюбелей по вырыванию тонкого листа под головкой метиза для статических нагрузок вычисляют по формуле

$$F_w = \alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t, \quad (10.5)$$

где R_u – расчетное сопротивление стали по пределу прочности;

d_w – диаметр головки (стальной шайбы) самонарезающего винта (дюбеля) + толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

Для ветровых нагрузок в сочетании с постоянными нагрузками и без них:

$$F_w = 0{,}5\alpha \cdot R_u \cdot d_w \cdot t. \quad (10.6)$$

Таблица 10.1 – **Значения коэффициента α**

Наименование крепежного элемента	Формулы для определения коэффициента α
Вытяжные заклепки	при $t=t_1$ $\alpha = 3{,}6\sqrt{t/d} \le 2{,}1$; $F_b \le \frac{R_{un} e_1 t}{1{,}2\gamma_m}$ при $t_1 \ge 2{,}5t$ $\alpha = 2{,}1$ при $t<t_1 \le 2{,}5t$ α – по линейной интерполяции
Самонарезающие винты	при $t=t_1$ $\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d} \le 2{,}1$; при $t_1 \ge 2{,}5t$ и $t<1{,}0$ мм $\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d} \le 2{,}1$; при $t_1 \ge 2{,}5t$ и $t \ge 1{,}0$ мм $\alpha = 2{,}1$; при $t<t_1 \le 2{,}5t$ α – по линейной интерполяции
Дюбели	$\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d} \le 2{,}1$
Болты	при $0{,}75 \le t \le 1{,}25$ мм при $t > 1{,}25$ мм $\alpha = 1{,}33$

10.1.5 Несущую способность на срез соединений на вытяжных заклепках, самонарезающих винтах и дюбелях F_{sr} определяют испытаниями по нормативному значению разрушающей нагрузки на срез F_s по формуле

$$F_s = \frac{F_{sn}}{\gamma_m}, \quad (10.7)$$

где γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1{,}25$.

При соблюдении условий:

$F_s < 1{,}2F_{rp}$ или $\sum F_s < 1{,}2F_n$ – для заклепок;

$F_s < 1{,}2F_{sp}$ или $\sum F_s < 1{,}2F_n$ – для самонарезающих винтов;

$F_s < 1{,}5F_{dp}$ или $\sum F_s < 1{,}5F_n$ – для дюбелей.

10.1.6 Несущую способность самонарезающих винтов на выдергивание из опорного элемента F_{s0} вычисляют по формулам:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{при } \frac{t_{sup}}{s} < 1 & F_{s0} = 0{,}45dt_{sup}R_u; \\ \text{при } \frac{t_{sup}}{s} \geq 1 & F_{s0} = 0{,}65dt_{sup}R_u, \end{array}\right\} \qquad (10.8)$$

где t_{sup} – толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель;

s – шаг резьбы.

Несущую способность дюбелей на выдергивание F_{d0} определяют испытаниями по нормативному значению разрушающей нагрузки на срез F_{d0n}

$$F_{d0} = \frac{F_{d0n}}{\gamma_m}, \qquad (10.9)$$

где γ_m – коэффициент безопасности по материалу метиза, $\gamma_m = 1{,}25$.

10.1.7 При одновременном действии на метиз сдвига и растяжения, при условии, что $F_{t,r}$ и $F_{v,r}$ определены расчетом, несущую способность соединения на метизах вычисляют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{F_{t,r}}{\min(F_{p,p}, F_{0,p})}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,r}}{\min(F_{b,p}, F_{n,p})}\right)^2} \leq 1. \qquad (10.10)$$

10.1.8 Прогнозируемый срок службы метизов должен быть не менее срока службы несущих конструкций каркаса. Подтверждение срока службы осуществляется на основании опытных данных или натурных испытаний.

10.2 Требования к расстановке метизов в соединениях

10.2.1 Минимально допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов представлены на рисунке 10.1 и принимаются по таблице 10.2.

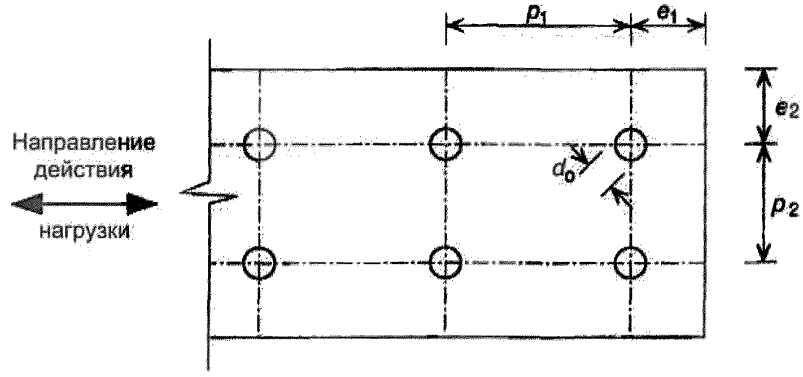


Рисунок 10.1 – **Расположение метизов в соединениях**

Таблица 10.2 – **Минимальные допустимые расстояния между метизами и от их осей до краев соединяемых элементов**

В миллиметрах

Размер по рисунку 10.1	Тип метиза			
	Заклепка $2{,}6 \le d \le 6{,}4$	Винт самонарезающий $3{,}0 \le d \le 8{,}0$	Дюбель $2{,}6 \le d \le 6{,}4$	Болт (минимальный размер М6*)
e_1	$1{,}5d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}0d_0$
e_2	$1{,}5d_0$	$1{,}5d_0$	$4{,}5d_0$	$1{,}5d_0$
p_1	$3{,}0d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}5d_0$
p_2	$3{,}0d_0$	$3{,}0d_0$	$4{,}5d_0$	$2{,}5d_0$
* По ГОСТ Р ИСО 8765.				

10.2.2 Диаметр отверстий под винты должен отвечать требованиям технических регламентов изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- момент закручивания должен быть более, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;

- момент закручивания должен быть менее, 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 расположены над более тонким из соединяемых листов;

- приведенные выше правила расчета вытяжных заклепок применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более чем на 0,1 мм.

10.3 Требования и правила проектирования соединений, выполненных точечной сваркой

10.3.1 Точечную сварку, выполняемую контактным методом либо методом проплавления, следует использовать для прокатного или оцинкованного проката толщиной до 4,0 мм при условии: более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

10.3.2 Расчетную несущую способность сварных точек вычисляют по приведенным ниже формулам.

Несущую способность на смятие и разрыв N_c вычисляют по формулам

если $t < t_1 < 2{,}5t$ $\quad N_c = 2{,}7\sqrt{t}d_s R_u$; (10.11)

если $t_1 \geq 2{,}5t$ $\quad 0{,}7d_s^2 R_u \leq N_c = 2{,}7\sqrt{t}d_s R_u \leq 3{,}1 d_s R_u$, (10.12)

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 $d_s = 5\sqrt{t}$.

Несущую способность края элемента на вырыв N_p вычисляют по формуле

$$N_p = 1{,}4te_1 R_u. \quad (10.13)$$

Несущую способность сечения нетто N_n вычисляют по формуле

$$N_n = A_{net} R_u, \quad (10.14)$$

где A_{net} – площадь поперечного сечения нетто соединяемого элемента;

Несущую способность на срез N_s вычисляют по формуле

$$N_s = \frac{\pi d_s^2 R_u}{4}. \quad (10.15)$$

Примечание – В соединении должны соблюдаться следующие условия:

$N_s \geq 1{,}25N_c$; $N_s \geq 1{,}25N_p$ и $\sum N_s \geq 1{,}25N_n$.

Расположение точек сварки в соединении приведены на рисунке 10.1, где $2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$; $3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$; $e_2 \leq 4d_s$; $3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$.

10.3.3 Размер d_s сварной точки в реальных условиях следует проверять посредством испытаний на срез с использованием нахлесточных образцов с одиночным креплением, как показано на рисунке 10.2. Толщины соединяемых

элементов образца должны быть равны реализованным в каждом конкретном случае.

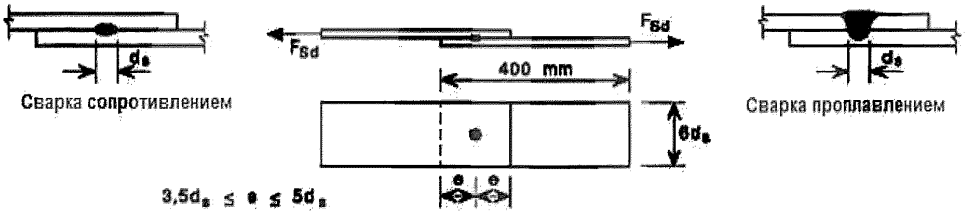


Рисунок 10.2 – **Образцы для испытаний на срез сварных точек**

10.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами

10.4.1 Требования настоящего подраздела следует применять при проектировании сварных соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм.

10.4.2 Размеры сварных швов необходимо выбирать таким образом, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемого элемента или листа, но не сварным швом. Допускается, что это требование выполняется, если сечение сварного шва не менее толщины соединяемого элемента или листа.

10.4.3 Расчетную несущую способность углового сварного шва следует определять по СП 16.13330 в соответствии с методикой для элементов толщиной 4 мм и более.

10.4.4 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.

10.4.5 Угловые швы с эффективной длиной менее $8t$ (t – толщина более тонкого из соединяемых элементов) в расчетных соединениях не допускаются.

10.5 Дуговая точечная сварка

10.5.1 Дуговую точечную сварку следует применять только в соединениях, работающих на сдвиг и не следует использовать для соединения элементов или листов, общая толщина Σt которых превышает 4 мм.

10.5.2 Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр d_s не менее 10 мм.

10.5.3 Если толщина соединяемого элемента или листа менее 0,7 мм, то следует использовать сварную шайбу (см. рисунок 10.3).

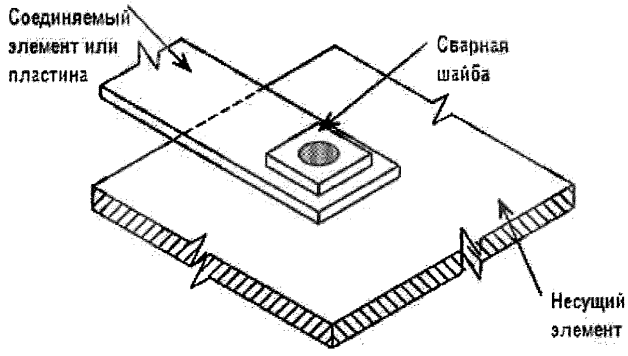


Рисунок 10.3 **– Дуговая точечная сварка со сварной шайбой**

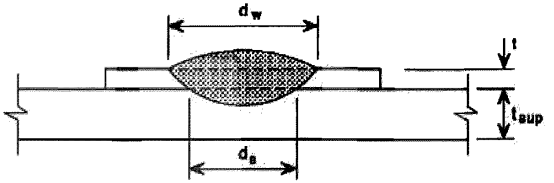
10.5.4 Минимальные расстояния e_{min} от центра круглой дуговой сварной точки до ближайшего края соседней сварной точки или до конца соединяемого элемента вдоль срезающего усилия вычисляют по формулам

$$e_{\min} = 1{,}8 \cdot \frac{N_s}{tR_u} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} < 1{,}15; \tag{10.16}$$

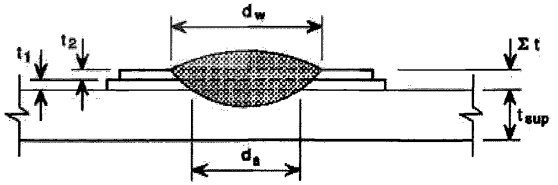
$$e_{\min} = 2{,}1 \cdot \frac{N_s}{tR_u} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} \geq 1{,}15. \tag{10.17}$$

10.5.5 Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия соединяемого элемента должно быть не менее $1{,}5d_w$, где d_w – видимый диаметр сварной точки (см. рисунок 10.4).

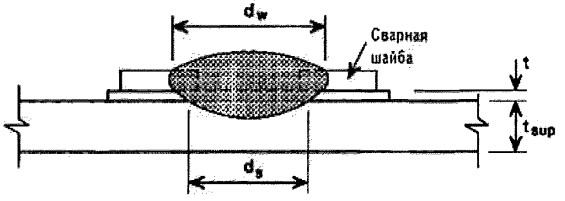
10.5.6 Минимальное расстояние в свету между овальной сварной точкой и краем листа в любом направлении усилия должно быть не менее $1{,}0d_w$.



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

Рисунок 10.4 **– Точечная дуговая сварка**

10.5.7 Расчетную несущую способность на срез N_w круглой сварной точки определяют по формуле

$$N_W = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 R_{wf}, \qquad (10.18)$$

где R_{wf} – расчетное сопротивление по материалу сварной точки;

d_s – внутренний диаметр сварной точки, вычисляемый по формуле

$$d_s = 0{,}7 d_w - 1{,}5 \sum t, \text{ но } d_s \geq 0{,}55 d_w, \qquad (10.19)$$

где d_w – видимый диаметр дуговой сварной точки (см. рисунок 10.4).

N_w не должно превышать значений, определяемых из следующих условий:

$$\text{если } \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}, \text{ то } N_w = 1{,}5 d_p \sum t \cdot R_u; \qquad (10.20)$$

$$\text{если } 18 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5} < \frac{d_p}{\sum t} < 30 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}, \text{ то } N_w = 27 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5} \sum t^2 \cdot R_u; \qquad (10.21)$$

$$\text{если } \frac{d_p}{\sum t} \geq 30 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}, \text{ то } N_w = 0{,}9 d_p \sum t \cdot R_u \qquad (10.22)$$

10.5.8 Расчетная несущая способность на срез N_w овальной сварной точки определяется по формуле

$$N_W = \left[\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 + L_w d_s\right] 0{,}625 R_{uw}, \qquad (10.23)$$

при условии, что N_w не превышает значений, вычисляемых по формуле

$$N_w = \left(0{,}5 L_w + 1{,}6 d_p\right) \sum t \, R_u, \qquad (10.24)$$

где L_w – длина овальной сварной точки (см. рисунок 10.5).

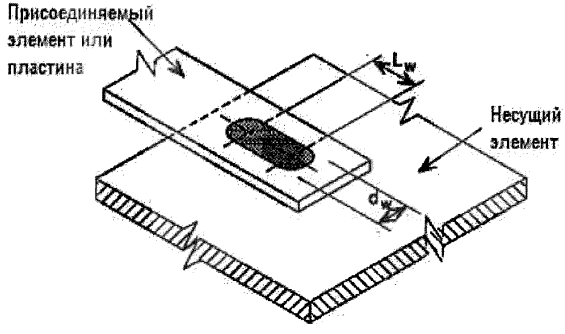


Рисунок 10.5 **– Овальная сварная точка**

11 Требования к программному обеспечению для расчетов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей

11.1 Компьютерные программы в части процесса верификации должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 12207.

11.2 Компьютерные программы в части процесса полного сопровождения программных средств должны соответствовать требованиям ГОСТ Р ИСО/МЭК 14764.

11.3 Рекомендуется проводить расчеты в программных комплексах, прошедших сертификацию по соответствующим разделам настоящего свода правил.

11.4 При построении конечно-элементной расчетной схемы размеры и конфигурацию конечных элементов следует задавать исходя из возможностей применяемых конкретных программ и принимать их такими, чтобы была обеспечена необходимая точность определения усилий.

12 Требования по обеспечению коррозионной стойкости

12.1 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 СП 28.13330.

В настоящем разделе определены технические требования к защите от коррозии строительных конструкций зданий и сооружений при воздействии газообразных агрессивных сред с температурой от минус 55°С до 100 °С.

12.2 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.

12.3 При проектировании защиты от коррозии для нового строительства исходными данными являются:

1) сведения о климатических условиях района по СП 131.13330.

2) характеристики газовой агрессивной среды (газы, аэрозоли): вид и концентрация агрессивного вещества, температура и влажность среды 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.

12.4 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.

12.5 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.

12.6 Не допускается проектировать стальные конструкции зданий и сооружений пониженного и нормального уровня ответственности со средами средней и сильной степени агрессивного воздействия.

12.7 Не допускается проектирование стальных конструкций из стали марок 09Г2 и 14Г2 зданий и сооружений, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В.

12.8 При проектировании конструкций из разнородных металлов для эксплуатации в агрессивных средах необходимо предусматривать меры по предотвращению контактной коррозии в зонах контакта разнородных металлов.

12.9 Теплотехническими расчетами и проектными решениями должно быть исключено промерзание конструкций отапливаемых зданий и образование конденсата на их поверхности, а также избыточное накопление влаги в ограждающих конструкциях в процессе эксплуатации.

12.10 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.

12.11 Минимальную толщину листов ограждающих конструкций следует определять согласно таблице 12.1.

Таблица 12.1 – **Минимальная толщина листов ограждающих конструкций**

В миллиметрах

Степень агрессивного воздействия среды	Минимальная толщина листов ограждающих конструкций, применяемых без защиты от коррозии лакокрасочными покрытиями	
	из углеродистой стали с цинковыми покрытиями 1-го класса по ГОСТ 14918 или класса не менее Z275 по ГОСТ Р 52246, а также алюмоцинковыми покрытиями классов ZA255 или AZ150 по ГОСТ 4784	из стали марок 10ХНДП, 10ХДП
Неагрессивная	0,5	Определяется агрессивностью воздействия на наружную поверхность*
Слабоагрессивная	–	0,8
*При условии нанесения лакокрасочных покрытий на поверхность листов со стороны помещений.		

12.12 В случае возникновения основной аварийной ситуации (возникновения в процессе эксплуатации среды со средней степенью агрессивного воздействия) для стальных конструкций допускается проектирование со средами средней степени агрессивного воздействия и со слабоагрессивными средами, содержащими сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В из стали марок 09Г2 и 14Г2.

12.13 Степени агрессивного воздействия сред на металлические конструкции приведены для газообразных сред – в таблице 12.2, твердых сред – в таблице 12.3.

Таблица 12.2 – **Степень агрессивного воздействия газообразных сред на металлические конструкции**

Влажностный режим помещений Зона влажности (по СП 131.13330)	Группы газов (по СП 28.13330, таблица Б.1)	Степень агрессивного воздействия среды на металлические конструкции		
		внутри отапливаемых зданий	внутри неотапливаемых зданий или под навесами	на открытом воздухе
Сухой Сухая	A	Неагрессивная	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	B	То же	Слабоагрессивная	То же
	C	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	D	Среднеагрессивная	То же	Сильноагрессивная
Нормальный Нормальная	A	Неагрессивная	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная
	B	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	C	То же	То же	То же
	D	Среднеагрессивная	Сильноагрессивная	Сильноагрессивная

Влажный или мокрый Влажная	A B C D	Среднеагрессивная То же Сильноагрессивная То же	Среднеагрессивная То же Сильноагрессивная То же	Среднеагрессивная То же Сильноагрессивная То же
Примечание – При оценке степени агрессивного воздействия среды не следует учитывать влияние углекислого газа.				

Таблица 12.3 – **Степень агрессивного воздействия твердых сред на металлические конструкции**

Влажностный режим помещений Зона влажности (по СП 131.13330)	Растворимость твердых сред в воде* и их гигроскопичность	Степень агрессивного воздействия среды на металлические конструкции		
		внутри отапливаемых зданий	внутри неотапливаемых зданий или под навесами	на открытом воздухе
Сухой Сухая	Малорастворимые	Неагрессивная	Неагрессивная	Слабоагрессивная
	Хорошо растворимые малогигроскопичные	То же	Слабоагрессивная	То же
	Хорошо растворимые гигроскопичные	Слабоагрессивная	То же	Среднеагрессивная
Нормальный Нормальная	Малорастворимые	Неагрессивная	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная
	Хорошо растворимые малогигроскопичные	Слабоагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
Нормальный Нормальная	Хорошо растворимые гигроскопичные	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
Влажный или мокрый Влажная	Малорастворимые	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная	Слабоагрессивная
	Хорошо растворимые	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная	Среднеагрессивная
	Хорошо растворимые	То же	То же	Сильноагрессивная
*Перечень наиболее распространенных растворимых веществ и их характеристики приведен в СП 28.13330.2012 (таблица Б.4). Примечание – Для частей ограждающих конструкций, находящихся внутри зданий, степень агрессивного воздействия среды следует устанавливать как для помещений с влажным или мокрым режимом.				

12.14 Несущие металлоконструкции каркасов зданий из тонколистовых гнутых профилей и ограждающие конструкции, изготавливаемые из оцинкованного проката с горячим цинковым покрытием 1-го класса по ГОСТ 14918 и класса 275 по ГОСТ Р 52246, допускается применять только в условиях неагрессивного воздействия среды. Несущие конструкции из этих

профилей и ограждающие конструкции из тонколистовой оцинкованной стали с дополнительным лакокрасочным покрытием допускается применять в условиях слабоагрессивного воздействия среды.

12.15 Выбор марок материалов и толщины защитно-декоративных лакокрасочных покрытий для дополнительной защиты от коррозии оцинкованной стали следует проводить с учетом срока службы лакокрасочного покрытия в конкретных условиях эксплуатации.

12.16 Прогнозируемый срок службы покрытия следует устанавливать по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, представляющих собой фрагменты реальных конструкций. Ускоренные испытания покрытий проводят по ГОСТ 9.401.

13 Требования по пожарной безопасности и огнестойкости

13.1 Степень огнестойкости зданий, сооружений, строений и пожарных отсеков с применением конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей следует устанавливать в соответствии с требованиями [2] и СП 2.13130.

13.2 Огнестойкость конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей должна быть обеспечена специальными мероприятиями в виде огнестойких покрытий конструктивных элементов или обшивкой из огнестойких плитных материалов, количество слоев которой необходимо подбирать под конкретные противопожарные требования.

13.3 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

(обязательное)

Специальные требования к конструкциям

А.1 Требования к прогонам и подобным балочным конструкциям

А.1.1 Требования, приведенные в настоящем подразделе, могут быть применены для прогонов и балок, Z-, С-, Σ-, U-образного и шляпного поперечного сечения с $h/t < 233$ – для высоты стенки, $c/t \le 20$ – для одиночного отгиба и $d/t \le 20$ – для двойного краевого отгиба.

А.1.2 Требования настоящего подраздела применяют для раскрепленных из плоскости изгиба неразрезных прогонов, соединенных внахлестку или накладками.

А.1.3 Настоящие требования допускается также применять для холодноформованных элементов, используемых в качестве фахверка, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые обычно раскреплены настилом.

А.1.4 Полное непрерывное раскрепление из плоскости изгиба может создаваться стальным настилом с трапециевидными гофрами или другим профилированным стальным листом с конечной жесткостью, непрерывно соединенным с полкой прогона через нижние полки настила. Прогон, соединенный с настилом с трапециевидными гофрами, может считаться раскрепленным из плоскости, если выполняются требования А.1.5. В других случаях (например, при креплении настила через верхние полки) степень закрепления должна основываться либо на опыте, либо определяться испытаниями.

А.1.5 Прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила, если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и выполнено условие

$$S \ge \left(EI_w \cdot \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot 0{,}25h^2\right) \cdot \frac{70}{h^2}, \qquad (А.1)$$

где S – сдвиговая жесткость на единицу длины прогона, обеспеченная настилом по А.1.9 или кассетными панелями по А.1.10 для рассматриваемого элемента, соединенным с ним в каждой волне (если настил крепится к прогону через волну, то вместо S следует принимать $0{,}2S$);

I_w – секториальный момент инерции сечения прогона;

I_t – момент инерции прогона при свободном кручении;

I_z – момент инерции прогона относительно второстепенной главной оси;

L – пролет прогона;

h – высота прогона.

Примечание – Формулу (А.1) допускается также применять для оценки устойчивости поясов балок из плоскости в сочетании с другими типами настила, при обосновании их соответствующим расчетом.

А.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, необходимо учитывать при расчете опорных деталей.

А.1.7 Соединение прогона с настилом может допускать частичное закрепление прогона от кручения, которое может быть представлено в виде угловой связи с жесткостью C_D. Напряжения в свободном поясе, не соединенном непосредственно с настилом, следует также рассчитывать с учетом влияния изгиба в рабочей плоскости и кручения, включая изгиб из плоскости в результате искривления поперечного сечения.

А.1.8 Если свободный пояс однопролетного прогона сжат при отрицательной нагрузке, то в расчете должно быть учтено увеличение напряжений от кручения и изгиба.

А.1.9 Сдвиговую жесткость на единицу длины настила с трапециевидными гофрами S_n, Н, соединенного с прогоном в каждой волне, определяют на основании эксперимента либо по формуле

$$S_n = 1000\sqrt{t^3} \cdot \left(50 + 10 \cdot \sqrt[3]{b_{roof}}\right) \cdot \frac{s}{h_w}, \qquad (А.2)$$

где t – расчетная толщина настила, мм;

b_{roof} – ширина настила по скату, мм;

s – шаг прогонов, мм;

h_w – высота гофров настила, мм.

А.1.10 Сдвиговую жесткость кассетных профилей S_k, Н, вычисляют по формуле

$$S_k = \frac{\alpha L b_u}{e_s(b - b_k)}, \qquad (А.3)$$

где L – общая длина сдвиговой диафрагмы вдоль пролета кассетных профилей, мм;

b – общая ширина сдвиговой диафрагмы, мм;

b_k – ширина кассетного профиля, мм;

α – коэффициент жесткости при отсутствии экспериментальных данных (может быть принят равным 2000 Н/мм).

А.2 Расчет прогонов и балочных конструкций

А.2.1 Прогоны С-образного и Z-образного сечений с дополнительными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитывают, при выполнении следующих условий:

- размеры поперечного сечения находятся в пределах, указанных в таблице А.1;

- прогоны раскреплены из плоскости настилом с трапециевидными гофрами, причем горизонтальное раскрепление должно быть непрерывным;

- прогоны раскреплены от поворота профилированным настилом с трапециевидными гофрами и удовлетворены условия;

- прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены.

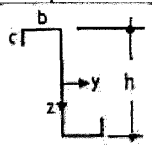
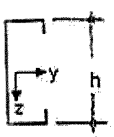
Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержни в качестве раскрепления;

- систем с перехлестом и на накладках;

- если приложены осевые силы N_r.

Таблица А.1 – **Ограничения в случае применения приближенного метода расчета**

Прогоны	t, мм	b/t	h/t	h/b	c/t	b/c	L/h
	≥ 1,2	≤ 55	≤ 160	≤ 3,43	≤ 20	≤ 4,0	≥ 15
	≥ 1,2	≤ 55	≤ 160	≤ 3,43	≤ 20	≤ 4,0	≥ 15

А.2.2 Расчетное значение изгибающего момента M должно удовлетворять следующему условию:

$$\frac{M}{M_{LT,p}} \leq 1, \qquad (A.4)$$

где $M_{LT,p} = R_y \cdot W_{ef,y} \cdot \frac{\chi_{LT}}{k_d}$; (A.5)

$W_{ef,y}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси y;

χ_{LT} – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба

k_d – коэффициент, учитывающий, что часть прогона не раскреплена, определяемый по формуле (А.5) и таблице А.2:

$$k_d = \left(\alpha_1 - \alpha_2 \frac{L}{h}\right) \geq 1{,}0; \qquad (A.5)$$

α_1, α_2 – коэффициенты (см. таблицу А.2);

L – пролет прогона;

h – общая высота прогона.

Таблица А.2 – **Коэффициенты α_1 и α_2 для формулы (А.5)**

Система	Z-образный прогон		С-образный прогон		Σ-образный прогон	
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
Однопролетная балка, нагрузка вниз	1,0	0	1,1	0,002	1,1	0,002
Однопролетная балка, нагрузка вверх	1,3	0	3,5	0,050	1,9	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вниз	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020
Неразрезная балка, нагрузка вверх	1,4	0,01	2,7	0,040	1,0	0

А.2.3 Редукционный коэффициент $\chi_{LT} = 1$, если однопролетная балка работает под нагрузкой, действующей вниз, или в других случаях, если удовлетворено следующее условие:

$$C_D \geq \frac{M_{el,u}^2}{EI_v} \cdot k_\theta, \qquad (A.6)$$

где $M_{el,u}$ – момент в полном поперечном сечении относительно главной оси u в пределах упругости:

$$M_{el,u} = W_{el,u} R_y; \qquad (A.7)$$

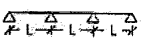
I_v – момент инерции полного поперечного сечения относительно второстепенной оси v;

$k_э$ – коэффициент, учитывающий статическую схему прогона (таблица А.3).

C_D – жесткость угловой связи, определяемая по формуле (А.6).

Примечание – Для С-образных сечений прогонов с равными полками $I_v = I_x$, $W_u = W_y$ и $M_u = M_y$.

Таблица А.3 – **Значения коэффициента $k_э$**

Статическая схема	Значение коэффициента $k_э$ при приложении нагрузки	
	вниз	вверх
	—	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066
	0,10	0,053

А.2.4 Для случаев, которые не рассматриваются в А.2.3, коэффициент φ_b рассчитывают по СП 16.13330. Предельный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} вычисляют по формуле

$$M_{cr} = \frac{k}{L} \cdot \sqrt{G I_t^* E I_v}, \qquad (A.8)$$

где I_t^* – фиктивный момент инерции при свободном кручении, учитывающий эффективность закрепления от кручения, вычисляемый по формуле

$$I_t^* = I_t + C_D \cdot \frac{L^2}{\pi^2 G}, \qquad (A.9)$$

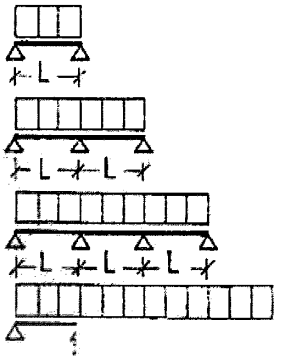
здесь I_t – момент инерции при свободном кручения для прогона;

$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A} + 1/C_{D,C})}; \qquad (A.10)$$

$C_{D,A}$ и $C_{D,C}$ – крутильные жесткости по А.2.5, А.2.9;

k – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием и определяемый по таблице А.4.

Таблица А.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	вверх
	∞	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5

А.2.5 Значение крутильной жесткости $C_{D,A}$, создаваемой настилом с трапециевидными гофрами, соединенным с верхней полкой прогона, с учетом того, что крепления настила к прогону расположены в середине его полки, может быть определено по формуле

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT}, \qquad (A.11)$$

где $k_{ba} = (b_a/100)^2$ при $b_a < 125$ мм;

$k_{ba} = 1{,}25(b_a/100)^2$ при 125 мм $\leq b_a <$ 200 мм;

$k_t = (t_{nom}/0{,}75)^{1{,}1}$ при $t_{nom} \geq 0{,}75$ мм, положительное положение;

$k_t = (t_{nom}/0{,}75)^{1{,}5}$ при $t_{nom} \geq 0{,}75$ мм, отрицательное положение;

$k_t = (t_{nom}/0{,}75)^{1{,}5}$ при $t_{nom} < 0{,}75$ мм;

$k_{bR} = 1{,}0$ при $b_R \leq 185$ мм;

$k_{bR} = 185/b_R$ при $b_R > 185$ мм;

- для постоянной нагрузки:

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}08$ при $t_{nom} = 0{,}7$ мм, положительное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}16$ при $t_{nom} = 0{,}7$ мм, отрицательное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}095$ при $t_{nom} = 1{,}0$ мм, положительное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}095$ при $t_{nom} = 1{,}0$ мм, отрицательное положение;

Значения коэффициентов при толщинах 0,7 мм < t < 1,0 мм допускается определять линейной интерполяцией:

при t < 0,70 мм – формула недействительна;

при t > 1,0 мм – в формулу подставляют t = 1,0 мм;

- для подъемной нагрузки (например, отрицательный ветер):

$$k_A = 1{,}0;$$

$$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,\max}}{b_T}};\ \text{если}\ b_T > b_{T,\max},\ \text{иначе}\ k_{bT} = 1, \qquad (A.12)$$

где A ≤ 12 – нагрузка, передаваемая балке настилом, кН/м;

b_a – ширина полки прогона, мм;

b_R – ширина волны настила, мм;

b_T – ширина полки настила, прикрепленной к прогону;

$b_{T,\max}$ – по таблице А.5;

C_{100} – коэффициент поворота, равный $C_{D,A}$, при b_a = 100 мм.

А.2.6 Если между настилом и прогонами нет зазора, то значение коэффициента поворота C_{100} определяют по таблице А.5.

А.2.7 Рекомендуется значение $C_{D,A}$ может быть принят равным 130p, кНм/м, где p – количество креплений настила к прогону на 1 пог. м его длины (но не более чем одно на волну настила), при соблюдении следующих условий:

- ширина b полки настила, которой он крепится, не должна превышать 120 мм;

- номинальная толщина t настила не менее 0,65 мм;

- расстояние a или b-a (зависящее от направления поворота) между центром метиза и центром поворота прогона не менее 25 мм.

А.2.8 Если учитывают влияние искривления поперечного сечения, то допускается не учитывать $C_{D,C}$, так как жесткость связи, в основном, зависит от значения $C_{D,A}$ и искривления сечения.

Таблица А.5 – **Коэффициент поворота C_{100} для стального настила с трапециевидными гофрами**

Положение настила		Настил закреплен через полку		Шаг креплений		Диаметр шайбы, мм	C_{100}, кНм/м	$b_{T,max}$, мм
благо-приятное	неблаго-приятное	нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$			
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

Примечания

1 В настоящей таблице применены следующие обозначения:

b_R – ширина волны;

b_T – ширина полки настила, в месте крепления к прогону.

× – сочетание условий по положению настила, закреплению и шагу крепления.

2 Значения настоящей таблицы применимы для крепления настила самонарезающими винтами диаметром Ø = 6,3 мм, стальных шайб толщиной $t_w \geq 1{,}0$ мм.

А.2.9 Положение настила по таблице А.5 считается благоприятным, если его узкие полки расположены на прогоне, и неблагоприятным, если на прогоне расположены его широкие полки.

А.2.10 Рекомендуется значение $C_{D,C}$ с запасом определять по формуле

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{ef}}{s}, \qquad (A.13)$$

где k – определяется по таблице А.4.

А.2.11 Момент инерции эффективного сечения I_{ef} (или I_{fic}) может быть принят переменным вдоль пролета. Рекомендуется использовать постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

А.2.12 Прогибы допускается определять в предположении упругой работы стали.

А.2.13 В расчете прогибов, усилий и моментов следует учитывать влияние податливости соединений (например, в случае неразрезных балочных систем с соединениями внахлестку и на накладках).

А.2.14 Метизы, прикрепляющие настил к прогону, следует проверять на совместное действие срезающего усилия $q_s e$, перпендикулярного полке и растягивающего усилия $q_t e$, где e – шаг креплений, q_s и q_t допускается рассчитывать по таблице А.6. Срезающее усилие от настила, действующего как диафрагма, направлено параллельно полке и суммируется с q_s геометрически.

Таблица А.6 – **Срезающее и растягивающее усилия на метиз крепления вдоль балки**

Балка	Приложение нагрузки	Срезающее усилие на единицу длины q_s	Растягивающее усилие на единицу длины q_t
Z-образная	вниз	$(1+\xi)k_h q$ может быть принято равным 0	0
	вверх	$(1+\xi)\left(k_h - {}^{a}/_{h}\right)q$	$\left(\xi k_h q\, {}^{h}/_{a}\right) + q;\ a \cong {}^{b}/_{2}$
С-образная	вниз	$(1-\xi)k_h q$	$\xi k_h q\, {}^{h}/_{a}$
	вверх	$(1-\xi)\left(k_h - {}^{a}/_{h}\right)q$	$\left(\xi k_h q\, {}^{h}/_{(b-a)}\right) + q$

А.2.15 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 А.1). Силы R_1 и R_2 определяют по формулам, приведенным в таблице А.7. Сила R_2 от настила, выполняющего роль диафрагмы жесткости, включает в себя также скатную составляющую для кровель с уклоном. 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 (опорный) элемент или с помощью специальных сдвиговых коннекторов, или непосредственно на основной или аналогичный элемент. Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона принимают в 2,2 раза более значений, приведенных в таблице А.7.

Примечание – Для наклонных кровель поперечные нагрузки на прогон рассматриваются как составляющие вертикальной нагрузки, направленные перпендикулярно плоскости кровли и параллельно этой плоскости.

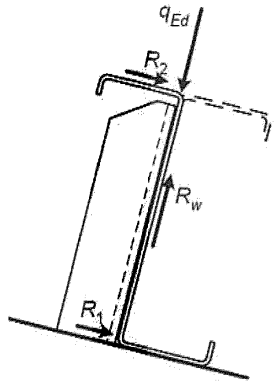


Рисунок А.1 – **Реакции на опоре**

Таблица А.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	$(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$(1+\varsigma)k_h q\,L/2$
Z-образная, нагрузка вверх	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$-(1+\varsigma)k_h q\,L/2$
С-образная, нагрузка вниз	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$(1-\varsigma)k_h q\,L/2$
С-образная, нагрузка вверх	$(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$

Коэффициент ς принимают равным $\varsigma = \sqrt[3]{k_R}$, где k_R — коэффициент, приведенный по формулам А.14 и А15, и коэффициент ξ принимают равным $\xi = \sqrt[3]{\varsigma}$.

А.2.16 Поправочный коэффициент k_R для рассматриваемой точки и соответствующих граничных условий неразрезной многопролетной балки вычисляют по формулам:

- для второй от крайней промежуточной опоры

$$k_R = \frac{1+0{,}0314R}{1+0{,}396R}; \qquad (А.14)$$

- для остальных промежуточных опор

$$k_R = \frac{1 + 0{,}0178R}{1 + 0{,}191R}, \qquad (A.15)$$

где $R = \frac{KL_a^4}{\pi^4 E I_{fz}}$,

здесь I_{fz} – момент инерции полного поперечного сечения свободной полки при изгибе относительно оси *z-z*;

K – погонная боковая жесткость связи по А.2.17;

L_a – расстояние между раскреплениями, а при их отсутствии – пролет L прогона.

А.2.17 Погонную боковую жесткость связи K на единицу длины вычисляют по формуле

$$\frac{1}{K} = \frac{4(1 - \nu^2)h^2(h_d + b_{mod})}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D}, \qquad (A.16)$$

где t – толщина прогона;

C_D – общая жесткость угловой связи по формуле (А.10);

h– общая высота прогона;

h_d – развернутая высота стенки прогона.

b_{mod} определяют:

- для случаев, когда эквивалентная горизонтальная сила q_{h,E_d} действует на стенку прогона в месте его контакта с настилом, $b_{mod} = a$;
- для случаев, когда эквивалентная горизонтальная q_{h,E_d} сила действует на полку прогона в месте его контакта с настилом, $b_{mod} = 2a + b$,

здесь a – расстояние от метиза крепления настила к прогону до его стенки;

b – ширина полки прогона, соединенной с настилом.

А.3 Проектирование зданий с учетом диафрагмы жесткости из гофрированного листа

А.3.1 Общие положения

А.3.1.1 В настоящем подразделе рассматривается взаимодействие между конструктивными элементами и настилом, работающими совместно как части комбинированной конструкции. Требования настоящего подраздела относятся только к диафрагмам, изготовленным из стали.

А.3.1.2 Диафрагмы могут быть образованы из гофрированного листа, применяемого в покрытии, стеновом ограждении или перекрытиях. Они также могут быть образованы в стенах или покрытиях из кассетных профилей.

А.3.2 Работа диафрагмы

А.3.2.1 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.

А.3.2.2 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 А.1 и А.2).

А.3.2.3 Прямоугольные стеновые панели рассматривают упрощенно – как связевые системы, работающие в качестве диафрагмы и воспринимающие усилия в своей плоскости.

А.3.3 Условия применения гофрированного листа в качестве диафрагмы жесткости

А.3.3.1 Расчет с учетом работы диафрагмы, являющейся составной частью несущего каркаса, используют только при следующих условиях:

- гофрированный лист 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;

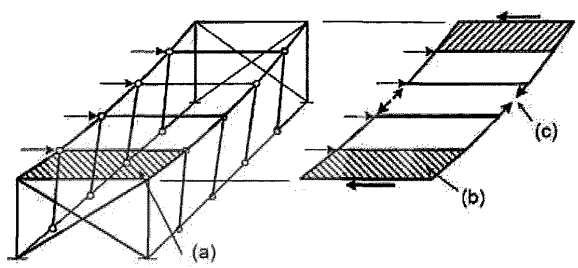
- гофрированный лист рассматривается как неотъемлемая конструктивная часть каркаса, которая не может быть удалена без надлежащей компенсации;

- в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обязательно отмечено, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;

- для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы, могут быть восприняты самим настилом.

- сдвиговая жесткость не зависит от направления действия сдвигающей силы (вдоль или поперек гофров);

- поперечная нагрузка не влияет на сдвиговую жесткость настила.

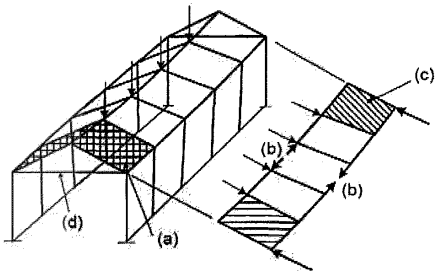


a – настил; *b* – зона сдвига в настиле; *c* – усилия в поясах краевых элементов

Рисунок А.2 **– Работа диафрагмы в здании с плоским покрытием**

А.3.3.2 Расчет с учетом работы вертикальных диафрагм жесткости используется, прежде всего, для невысоких зданий или для перекрытий и фасадов высоких каркасных зданий.

А.3.3.3 Диафрагмы рекомендуется использовать для восприятия ветровых, снеговых и других нагрузок, передающихся непосредственно через настил. Они также могут использоваться для восприятия небольших подвижных нагрузок, таких как тормозные усилия от легких подвесных кранов или подъемников на монорельсах, но не могут применяться для восприятия длительных внешних нагрузок, таких как нагрузка от оборудования и мостовых кранов.



a – настил; *b* – усилия в поясах краевых элементов; *c* – зона сдвига в настиле; *d* – затяжка, требуемая для восприятия усилий от кровельного покрытия

Рисунок А.3 **– Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей**

А.3.4 Диафрагмы из стального гофрированного листа

А.3.4.1 В диафрагме из гофрированного листа (рисунок А.3) оба торца листов 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 следует устанавливать непосредственно через настил в опорный элемент, например, через гофры гофрированных листов, если не предусмотрены специальные меры по обеспечению эффективной передачи усилий, определяемых расчетом.

А.3.4.2 Балку можно рассматривать как непрерывно раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила, если гофрированный лист (с трапецеидальными гофрами) соединен со сжатой полкой балки и выполняется следующее условие формулы, то:

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0{,}25h^2 \right) \frac{70}{h^2}; \qquad (A.17)$$

где S — сдвиговая жесткость (на единицу длины балки), обеспеченная креплением гофрированного листа к балке в каждой волне, при деформации балки в плоскости настила;

I_z — момент инерции поперечного сечения относительно второстепенной оси поперечного сечения (из плоскости балки);

L — длина балки;

h — высота балки.

Если гофрированный лист прикреплен к балке через волну, сдвиговую жесткость следует принимать равной 0,2S.

Примечание – Формулу (А.17) допускается также использовать при определении поперечной устойчивости полок балки, соединенных с другими типами настила, а не только с трапецеидальным профилированным настилом, при условии, что их соединения обоснованы соответствующим расчетом.

А.3.4.3 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.

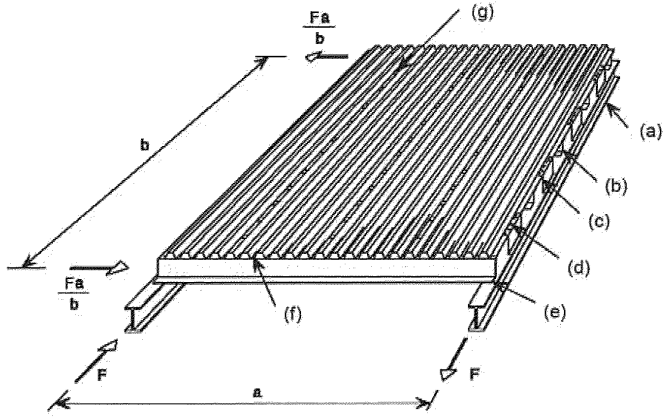
А.3.4.4 Расстояния от креплений всех типов до краев и торцов листов должны быть достаточными для предотвращения преждевременного прорыва кромки настила.

А.3.4.5 Допускаются без специального 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.

А.3.4.6 Несущую способность диафрагмы на сдвиг определяют 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 А.4). Расчетная несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум не менее чем на:

- на 40 % – при разрушении креплений листов к прогонам от совместного действия сдвига и ветрового отсоса;

- 25 % – при любой другой форме разрушения.



a – балка; *b* – прогон; *c* – связь сдвига; *d* – крепление настила к связи сдвига; *e* – прогон; *f* – крепление настила к прогону; *g* – крепление листов настила между собой

***Рисунок А.4* – Конструкция отдельной панели**

А.3.4.7 Гофрированные листы, 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}/γ_m.

А.3.5 Диафрагмы из кассетных профилей

А.3.5.1 Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

А.3.5.2 Кассетные профили в диафрагмах следует соединять между собой по продольным краям через стенки метизами (обычно с помощью заклепок) с шагом креплений $e_s \le 300$ мм, расположенных на расстоянии $e_u \le 30$ мм от широкой полки (рисунок А.5).

А.3.5.3 Для точной оценки деформации (перекосов), обусловленных метизами, допускается использовать методику, аналогичную принятой для профилированных настилов с трапециевидными гофрами.

А.3.5.4 Сдвигающая сила T_v от расчетных нагрузок в предельной стадии не должна превышать $T_{v,R}$, вычисляемое по формуле

$$T_{v,R} = 8{,}43E\sqrt[4]{I_a(t/b_u)^9}, \qquad (A.18)$$

где I_a – момент инерции широкой полки относительно собственной оси;

b_u – общая ширина широкой полки.

А.3.5.5 Сдвигающая сила T_v от нормативных нагрузок не должна превышать $T_{v,C}$, вычисляемое по формуле

$$T_{v,C} = S_v/375, \tag{А.19}$$

где S_v – сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины, вычисляемая по формуле

$$S_v = \frac{\alpha_к L b_p}{e_s(b - b_p)}, \tag{А.20}$$

где L – общая длина диафрагмы (в направлении пролета кассетных профилей);

b – общая ширина диафрагмы ($b = \Sigma b_p$);

b_p – ширина профиля;

$\alpha_к$ – коэффициент жесткости $\alpha_к = 0{,}8$;

e_s – расстояние между метизами (рисунок А.5).

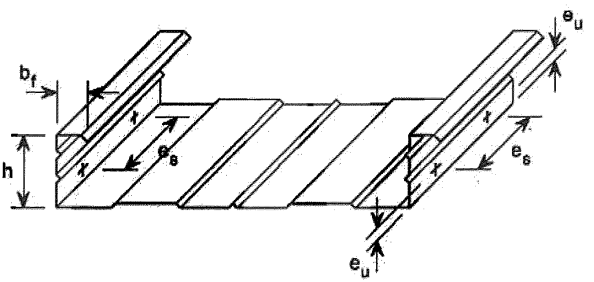


Рисунок А.5 – **Расположение метизов в продольном стыке**

Приложение Б

(обязательное)

Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости

Б.1 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с ребром жесткости в виде отгиба

Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с ребром жесткости в виде отгиба, полное сечение которых приведено на рисунке Б.1, должен содержать следующие этапы:

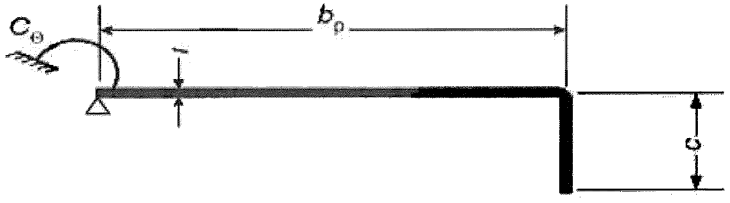


Рисунок Б.1 – Схема **полного сечения** полки с ребром жесткости

этап I. Определяют начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, в предположении, что ребро жестко подкрепляет сжатую полку профиля при $K = \infty$ и напряжения в полке равны расчетному сопротивлению $\sigma_{com} = R_y$, (см. рисунок Б.2).

Эффективную ширину полки, примыкающей к ребру, определяют по формуле $b_{e2}=0,5\rho b_p$ в соответствии с 7.3.

Эффективную ширину ребра по $c_{ef} = \rho b_{p,c}$, где ρ определяют по 7.3 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ:

$$k_\sigma = 0,5, \text{ если } \frac{c}{b_p} \leq 0,35; \qquad (Б.1)$$

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

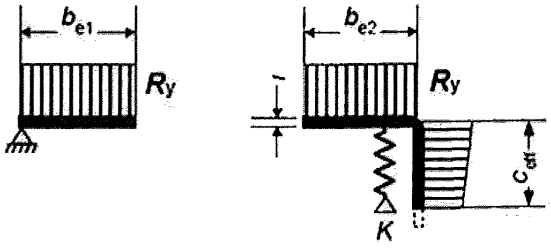


Рисунок Б.2 – **Схема к этапу I**

этап II. Первым шагом определяют критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}, \qquad (Б.2)$$

где $K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5\, h_w k_f b_1 b_2}$;

I_s – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s, относительно центральной оси *a-a* эффективного поперечного сечения (см. рисунок Б.3).

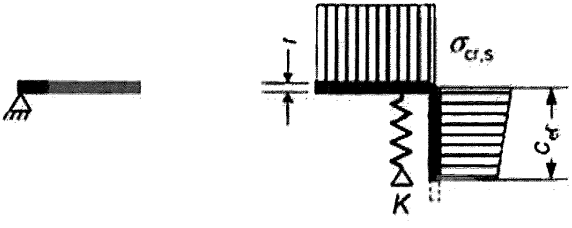


Рисунок Б.3 – **Схема к этапу II**

Вторым шагом определяют коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения ребра (плоская форма потери устойчивости краевого элемента жесткости), используя начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости и наличие непрерывной упругоподатливой опоры (рисунок Б.4).

$$\chi_d = 1{,}0, \text{ если } \bar{\lambda}_d \le 0{,}65; \qquad (Б.3)$$

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\bar{\lambda}_d, \text{ если } 0{,}65 < \bar{\lambda}_d < 1{,}38; \qquad (Б.4)$$

$$\chi_d = \frac{0{,}66}{\bar{\lambda}_d}; \text{ если } \bar{\lambda}_d \ge 1{,}38, \qquad (Б.5)$$

где $\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$;

здесь $\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости устанавливается в 7.3.

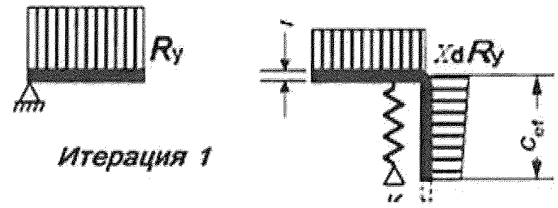


Рисунок Б.4 – **Схема к этапу II с учетом χ_d**

этап III. Уточняют коэффициент снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения осуществляют итерационным расчетом, повторяют этапы I и II (см. рисунок Б.5).

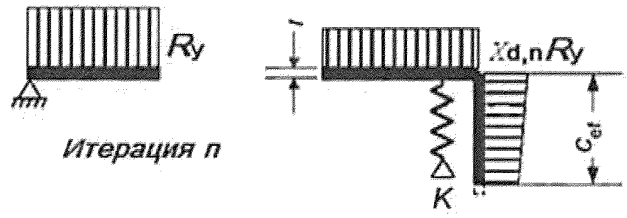


Рисунок Б.5 – **Схема к этапу III**

Принимают эффективное поперечное сечение ребра жесткости размерами b_2 и c_{ef} и толщиной t_{red}, уменьшенной в соответствии с χ_d (рисунок Б.6).

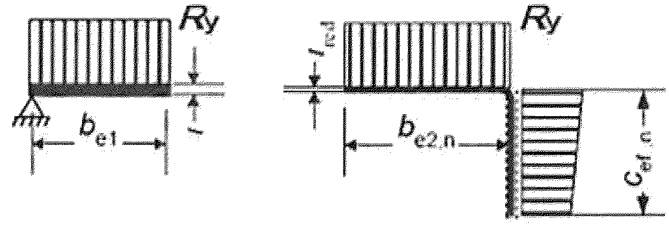


Рисунок Б.6 – **Окончательное сечение полки**

Б.2 Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с промежуточным ребром жесткости

Порядок определения эффективной ширины сжатых полок с ребром жесткости в виде отгиба, полное сечение которых приведено на рисунке Б.7, должен содержать следующие этапы:

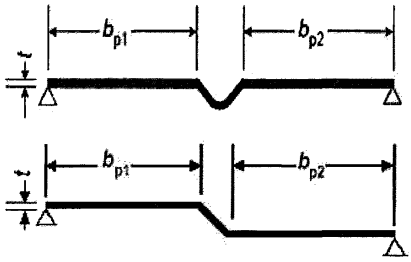


***Рисунок Б.7* – Схема полного сечения полки (стенки)**

этап I. Начальные значения эффективной ширины b_{e1} и b_{e2} определяют в предположении, что ребро жестко подкрепляет сжатую полку профиля при $K = \infty$ и напряжения в полке равны расчетному сопротивлению $\sigma_{com} = R_y$ (рисунок Б.8).

Эффективную ширину полки, примыкающей к ребру, b_{e1} *и* b_{e2} определяют в соответствии с 7.3.

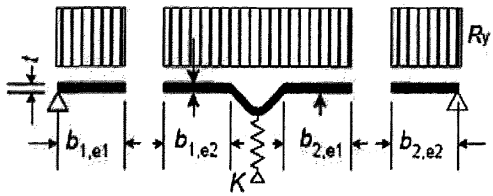


***Рисунок Б.8* – Схема к этапу I. Эффективные ширины полки при $\sigma_{com} = R_y$**

этап II. Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости промежуточного элемента жесткости с эффективной площадью A_s (рисунок Б.9), установленной в этапе I, вычисляют по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \qquad (Б.6)$$

где K – жесткость связи на единицу длины, вычисляемая по формуле

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

I_s – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s относительно центральной оси *a-a* эффективного поперечного сечения (см. рисунок Б.9).

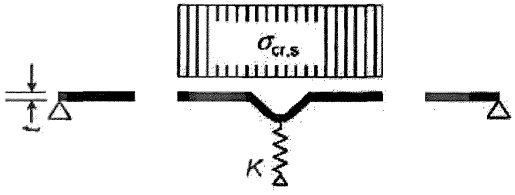


Рисунок Б.9 – **Схема к этапу II**

этап III. Определяют коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения ребра. Сниженную прочность $\chi_d R_y$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s учитывают уменьшением толщины ребра жесткости снижающим коэффициентом χ_d, умноженным на t (см. рисунок Б.10).

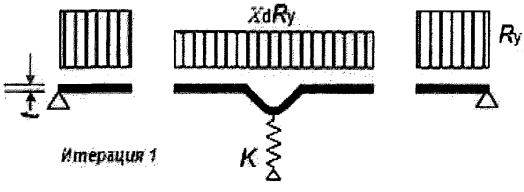


Рисунок Б.10 – **Схема к этапу III**

этап IV (рисунок Б.11). Повторяют расчет в следующем приближении, начиная с этапа I. Расчет эффективной ширины проводят с уменьшенным сжимающим напряжением $\sigma_{com} = \chi_d R_y$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполняют следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$.

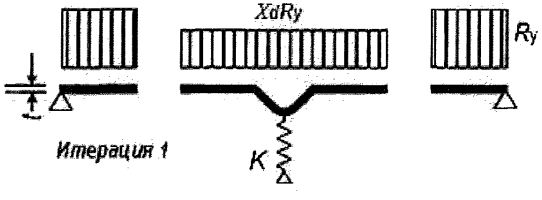


Рисунок Б.11 – **Схема к этапу IV**

Окончательно принимают эффективное поперечное сечение сжатой полки профиля с $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ и уменьшенной толщиной ребра жесткости t_{red}, соответствующей $\chi_{d,n}$ (см. рисунок Б.12).

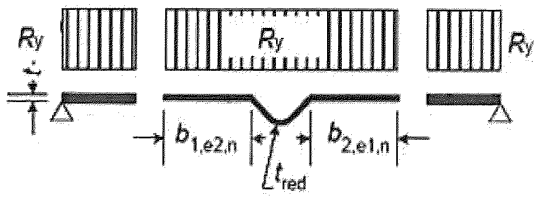


Рисунок Б.12 – **Окончательное расчетное сечение полки**

Приложение В

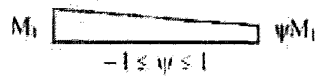
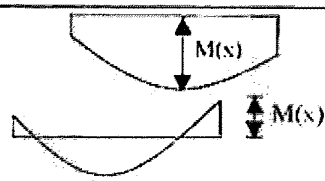
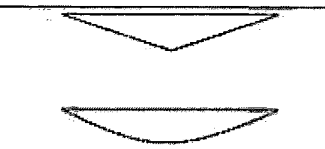
(справочное)

Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений, подверженных деформациям кручения

Таблица В.1 — **Коэффициенты взаимодействия k_{ij}**

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения, класс 4	Вспомогательные обозначения:
k_{yy}	$C_{m,x}C_{m,LT}\cdot\dfrac{\mu_x}{1-\dfrac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_x=\dfrac{1-\dfrac{N}{N_{cr,x}}}{1-\varphi_x\dfrac{N}{N_{cr,x}}}$
k_{yz}	$C_{m,y}\cdot\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N}{N_{cr,y}}}$	
k_{zy}	$C_{m,x}C_{m,LT}\cdot\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N}{N_{cr,x}}}$	$\mu_y=\dfrac{1-\dfrac{N}{N_{cr,y}}}{1-\varphi_x\dfrac{N}{N_{cr,y}}}$
k_{zz}	$C_{m,y}\cdot\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N}{N_{cr,y}}}$	

Таблица В.2 — **Коэффициент $C_{m,i,0}$ перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов**

Эпюра моментов	$C_{m,i,0}$
	$C_{m,i,0}=0{,}79+0{,}21\psi_i+0{,}36(\psi_i-0{,}33)\dfrac{N}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,0}=1+\left(\dfrac{\pi^2 E I_i\lvert f_z\rvert}{l^2\lvert M_i(z)\rvert}-1\right)\dfrac{N}{N_{cr,i}}$ где $M_{i,Ed}(z)$ — максимальный момент M_x или M_y; $\lvert f_z\rvert$ — максимальный прогиб элемента по его длине
	$C_{m,i,0}=1-0{,}18\cdot\dfrac{N}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,0}=1-0{,}03\cdot\dfrac{N}{N_{cr,i}}$

Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений, не чувствительных к деформациям кручения

Таблица В.3 — **Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для сечений, не чувствительных к деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4
k_{xx}	Двутавры прямоугольные замкнутые	$C_{m,x}\cdot\left(1+0{,}6\bar{\lambda}_x\cdot\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y}\right)\le C_{m,x}\cdot\left(1+0{,}6\cdot\frac{N}{\varphi_x A_{ef} R_y}\right)$
k_{xy}		k_{xx}
k_{yx}		$0{,}8k_{xx}$
k_{yy}		$C_{m,y}\cdot\left(1+0{,}6\bar{\lambda}_y\cdot\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right)\le C_{m,y}\cdot\left(1+0{,}6\cdot\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right)$

Таблица В.4 — **Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для сечений, чувствительных к деформациям кручения**

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4
k_{xx}	k_{yy} из таблицы В.1
k_{xy}	k_{yz} из таблицы В.1
k_{yx}	$\left[1-\frac{0{,}05\bar{\lambda}_y}{(C_{m,LT}-0{,}25)}\cdot\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right]\ge\left[1-\frac{0{,}05\bar{\lambda}_y}{(C_{m,LT}-0{,}25)}\cdot\frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right]$
k_{yy}	k_{yy} из таблицы В.1

Таблица В.5 — **Коэффициенты C_m перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов**

Эпюра моментов	Границы		$C_{m,x}$, $C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$	
			Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
	$-1 \le \psi \le 1$		$0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,2 + 0,8\ \alpha_s \ge 0,4$	$0,2 + 0,8\ \alpha_s \ge 0,4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,1 - 0,8\ \alpha_s \ge 0,4$	$-0,8\ \alpha_s \ge 0,4$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \alpha_s) - 0,8\ \alpha_s \ge 0,4$	$0,2(-\alpha_s) - 0,8\ \alpha_s \ge 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\ \alpha_h$	$0,90 + 0,10\ \alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0,95 + 0,05\ \alpha_h$	$0,90 + 0,10\ \alpha_h$
		$-1 \le \psi < 0$	$0,95 + 0,05\ \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$	$0,90 - 0,10\ \alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$

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	изгиб относительно оси	направление раскрепления
$C_{m,x}$	$x - x$	$y - y$
$C_{m,y}$	$y - y$	$x - x$
$C_{m,LT}$	$x - x$	$x - x$.

Приложение Г

(справочное)

Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии

Для сечений, симметричных в плоскости действия момента, 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

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_y}{(k_y L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_y}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_{yx}} + \frac{(k_y L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_y} + \left(C_2 y_g - C_3 y_j\right)^2 \right]^{0,5} - \left(C_2 y_g - C_3 y_j\right) \right\}, \quad (Г.1)$$

где I_T – момент инерции при свободном кручении;

I_w – секториальный момент инерции полного сечения;

I_y – момент инерции полного сечения;

L – нераскреплённая длина балки;

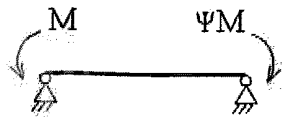
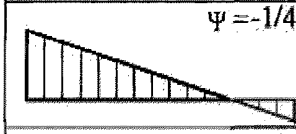
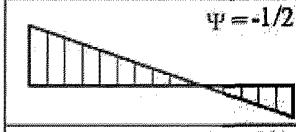
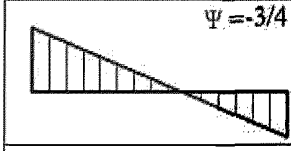
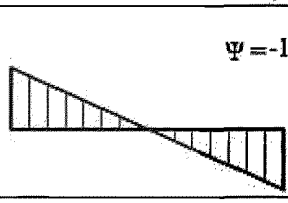
C_1, C_2, C_3 – коэффициенты, зависящие от формы приложения нагрузки и условий закреплений балок на шарнирных опорах, представленные в таблицах Г.1 и Г.2, другие варианты закреплений могут быть представлены с помощью коэффициентов k_x и k_w;

k_x, k_w – коэффициенты эффективной длины, зависящие от условий закрепления торцевых сечений. k_x зависит от поворота торцевых сечений относительно более слабой оси $y - y$, а коэффициент k_w характеризует ограничение депланаций сечения. Коэффициенты устанавливают в пределах от 0,5 – при ограниченных деформациях до 1,0 – при свободных деформациях. В случае свободных деформаций на одном коне балки и ограниченных на другом, значение коэффициентов принимают равным 0,7. Допускается принимать значения $k_x = k_w = 1,0$;

$y_g = (y_a - y_s)$ – y_a и y_s являются y координатами точки приложения нагрузки и центра кручения. Координаты положительны, если находятся в сжатой части сечения и отрицательны в растянутой;

$y_j = y_s - \left[0,5 \int_A (x^2 + y^2) \left(\frac{y}{I_x}\right) dA\right]$ – параметр, отражающий степень ассиметрии поперечного сечения относительно оси $x - x$, равный нулю для сечений балок, симметричных относительно обеих осей. Параметр положителен, когда напряжения в сечении с максимальным изгибающим моментом полки и с большим моментом инерции относительно оси $y - y$ являются сжимающими.

Таблица Г.1 – **Коэффициенты C_1 и C_3 для балок с моментами на опорах**

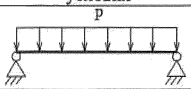
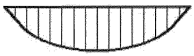
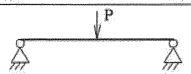
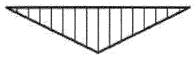
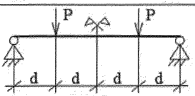
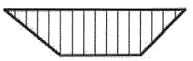
Нагрузки и граничные условия	Эпюры моментов	k_y	C_1	C_3	
				$\psi_f \le 0$	$\psi_f > 0$
	 Ψ = +1	1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
	 Ψ = +3/4	1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
	 Ψ = +1/2	1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
	 Ψ = +1/4	1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
	 Ψ = 0	1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
	 Ψ = -1/4	1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
	 Ψ = -1/2	1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	1,3-1,2ψ_f 0,77ψ_f
	 Ψ = -3/4	1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	0,55ψ_f 0,33ψ_f
	 Ψ = -1	1,0 0,5	2,60 2,45	-ψ_f 0,125-0,7ψf	-ψ_f 0,125-0,7ψf

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 $I_{f,c}$ и $I_{f,p}$ – моменты инерции сжатых и растянутых полок относительно слабой оси $y - y$.

Когда $\frac{\pi}{k_w L}\sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \le 1{,}0$, C_1 должен быть разделен на 1,05, но быть не менее 1,0.

Таблица Г.2 – **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

Библиография

[1]	Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ	Технический регламент о безопасности зданий и сооружений
[2]	Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ	Технический регламент о требованиях пожарной безопасности

УДК 69+624.014.2.04(083.74) ОКС 91.080.10 77.140.70

Ключевые слова: легкие стальные конструкции из тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и профилированных листов; требования по обеспечению надежности, механической безопасности, долговечности, коррозионной стойкости, пожарной безопасности и огнестойкости; расчет конструкций по предельным состояниям; материалы для конструкций и соединений; расчет конструктивных систем зданий и сооружений на прочность и устойчивость

Организация-разработчик

ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»

Директор _____ В.В. Евдокимов, к.т.н.

Руководитель разработки _____ Н.И. Пресняков, к.т.н., доцент

Исполнители:

зав. лабораторией _____ В.Ф. Беляев, к.т.н., с.н.с.

зав. отделом _____ В.М. Горицкий д.т.н.

зав. лабораторией _____ Г.В. Оносов, к.х.н.

зам. директора _____ Е.А. Понурова

начальник отдела _____ С.И. Бочкова

СОИСПОЛНИТЕЛИ

ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»

Директор _____ И.И. Ведяков, д.т.н., проф.

зав. сектором _____ П.Г. Еремеев, д.т.н., проф.

ООО «Техсофт»

зам. директора _____ В.А. Семенов, д.т.н., проф.

главный специалист _____ З.Х. Зебельян, к.т.н.

ФГБОУ ВО «СибАДИ», г.Омск

зав. кафедрой _____ С.А. Макеев, д.т.н., проф.

Фирма «УНИКОН», г. Кемерово

Президент _____ В.В. Катюшин, к.т.н.

ОАО «Липецкий Гипромез», г. Липецк

гл. спец. строит. отдела №1 _____ С.А. Федюнин

gost.e-ecolog.ru