АНДРОМЕТА

ЦНИИПСК им.Мельникова | stako

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

СТО 82866678-2-06-2016

«УТВЕРЖДАЮ»
Директор ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»
_____ **В.В.Евдокимов**
«09» 06 2016г.

«УТВЕРЖДАЮ»
Генеральный директор ООО «Андрометa»
_____ **А.А.Шухардин**
«09» 06 2016г.

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ

Правила проектирования и расчёта

THIN-WALLED STEEL STRUCTURES OF COLD-FORMED GALVANIZED PROFILES AND PROFILED SHEETING

The rules for design and calculation

ТК 465

Москва, 2016

gost.e-ecolog.ru

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ТЕХНИЧЕСКОМУ РЕГУЛИРОВАНИЮ И МЕТРОЛОГИИ (РОССТАНДАРТ)

ТЕХНИЧЕСКИЙ КОМИТЕТ ПО СТАНДАРТИЗАЦИИ ТК 465 "СТРОИТЕЛЬСТВО"

СВИДЕТЕЛЬСТВО

О ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ЭКСПЕРТИЗЕ СТАНДАРТА ОРГАНИЗАЦИИ И ЕГО РЕГИСТРАЦИИ

№ ТК465-032

СТО 82866678-2-06-2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых профилей и гофрированных листов. Правила проектирования и расчета»

наименование стандарта организации

Общество с ограниченной ответственностью «Андромета»

основной разработчик

249032, Калужская обл., г. Обнинск, ул. Энгельса, д. 9/20

адрес

Ответственный секретарь ТК 465 Т.Т. Мартынова

Зарегистрировано в реестре ТК 465 «01» августа 2016 г.

УНИКОН
UNICON
Россия, 650000, Кемерово, ул. Притомская Набережная, д.13, оф.21, тел/факс: 8(3842)58-23-09
E-mail: gost.e-ecolog.ru gost.e-ecolog.ru
Научно-исследовательская и проектно-строительная фирма

08.06.2016 № 8015

ОТЗЫВ

на СТО 82866678-2-06-2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых профилей и гофрированных листов. Правила проектирования и расчета»

Редакция СТО 82866678-2-06-2016 разработана ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова» как стандарт ООО «Андромета» в области расчетов и проектирования зданий и сооружений из холодногнутых профилей и гофрированных листов, на основе которого обеспечивается соблюдение требований Федерального закона № 384 ФЗ от 30.12.2009 г. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Разработанная редакция стандарта направлена на повышение безопасности строительства и эксплуатации зданий и сооружений из холодногнутых тонкостенных профилей.

Положения настоящего стандарта устанавливают основные расчетные требования и методики расчета конструкций из тонкостенных холодногнутых профилей, включая:

- учет коэффициентов надежности по нагрузкам и материалам;
- учет назначения и условий работы конструкций;
- учет начальных несовершенств;
- расчет тонкостенных элементов конструкций (включая профилированные листы) на прочность и местную и общую устойчивость (по различным формам) с учетом редуцирования сечения;
- расчет соединений тонкостенных конструкций;
- требования по обеспечению коррозионной стойкости, пожарной безопасности и долговечности;
- требования к конструкциям, возводимым в сейсмических районах и т.д.

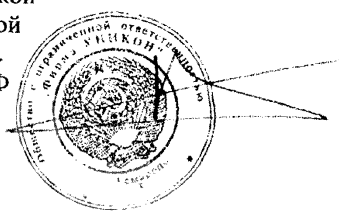
Настоящий стандарт основан на отечественных и зарубежных исследованиях и нормах расчета тонкостенных конструкций, прошедших экспериментальную проверку и апробацию при эксплуатации реальных объектов.

Комплекс методик расчета тонкостенных гнутых элементов и их соединений, заложенных в СТО 82866678-2-06-2016 позволяет ООО «Андромета» проектировать одно- и многоэтажные промышленные, сельскохозяйственные, жилые и гражданские здания и сооружения в различных климатических районах РФ, в том числе при наличии сейсмических воздействий.

В качестве замечания к представленному документу следует указать на отсутствие дифференцированного подхода при назначении коэффициента условия работы в зависимости не только от назначения элемента, но и от толщины составляющих его профилей.

В целом, СТО 82866678-2-06-2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых профилей и гофрированных листов. Правила проектирования и расчета» существенно расширяет область норм в части проектирования стальных конструкций зданий и сооружений и рекомендуется для принятия в качества стандарта организации для ООО «Андромета».

Президент
научно-исследовательской
и проектно-строительной
фирмы УНИКОН, к.т.н.
Почетный строитель РФ



В.В. Катюшин

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН И ВНЕСЁН Центральным научно-исследовательским и проектным институтом строительных металлоконструкций (ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова) и ООО «Андромета»

2 УТВЕРЖДЁН И ВВЕДЁН В ДЕЙСТВИЕ 2016 – 06 – 09 приказом по ООО «Андромета» № 8

3 ВВЕДЁН ВПЕРВЫЕ

Правила применения настоящего стандарта организации установлены в ГОСТ Р 1.4-2004. Информация об изменениях к настоящему стандарту организации и официальный текст изменений и поправок публикуется на сайте gost.e-ecolog.ru . *В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего стандарта организации соответствующее уведомление будет опубликовано на сайте* gost.e-ecolog.ru .

© ООО «Андромета», 2016

Настоящий стандарт не может быть полностью или частично воспроизведён, растиражирован и распространён в качестве официального издания без разрешения ООО «Андромета»

Содержание

1	Область применения	1
2	Нормативные ссылки	1
3	Термины и определения	3
4	Условные обозначения	4
5	Общие положения и требования	6
5.1	Основные требования к конструкциям	6
5.2	Основные расчётные требования	6
5.3	Учет коэффициентов надежности по нагрузкам и сопротивлению материала	6
5.4	Учет назначения и условий работы конструкций	7
5.5	Учет начальных несовершенств элементов несущего каркаса	8
5.6	Основные положения и требования к конструкциям	9
5.7	Формы поперечных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных профилей	9
6	Требования к сталям для тонкостенных профилей	11
7	Расчет конструктивных систем зданий и сооружений на прочность и устойчивость	13
7.1	Общие положения	13
7.2	Расчет влияния потери местной устойчивости плоскими пластинами	16
7.3	Расчет тонкостенных профилей с учетом закритической работы сжатых пластин	19
7.4	Трапециевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости	29
7.5	Стенки гофров с элементами жесткости в количестве не более двух	31
7.6	Гофрированные листы с элементами жесткости на полках и стенках	35
7.7	Предельные состояния первой группы	36
8	Кассетные профили, раскрепленные гофрированным листом	59
8.1	Общие положения	59
8.2	Несущая способность при действии изгибающего момента	60
9	Предельное состояние по деформациям конструкций	63
10	Расчет соединений	63
10.1	Расчет несущей способности соединений, выполненных на крепежных элементах	63
10.2	Требования к расстановке крепежных элементов в соединениях	67
10.3	Требования и правила проектирования соединений, выполненных точечной сваркой	68
10.4	Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами.	69
10.5	Дуговая точечная сварка	69
11	Требования к программному обеспечению для расчётов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей	72
12	Требования по обеспечению коррозионной стойкости	74
13	Требования по пожарной безопасности и огнестойкости	79
14	Применение тонкостенных профилей в конструкциях, эксплуатируемых в районах с сейсмической активностью	79
15	Долговечность зданий и сооружений из ЛСТК	80
Приложение А (обязательное). Специальные требования к конструкциям		81
Приложение Б (обязательное). Проектирование зданий с учётом диафрагмы жёсткости из гофрированного листа		92

Приложение В (обязательное). Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости 97

Приложение Г (справочное). Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений чувствительных и не чувствительных к деформациям кручения..... 103

Приложение Д (справочное). Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии 105

Библиография 108

Введение

Стандарт разработан в соответствии с положениями статей 11 и 17 Федерального закона «О техническом регулировании» №184-ФЗ от 27 декабря 2002 года (с изменениями на 28 ноября 2015 года), который установил порядок разработки, утверждения, учёта и изменения стандартов организаций.

Стандарт организации предназначен для нормативного обеспечения и совершенствования технологий проектирования и производства, а также обеспечения качества строительной продукции из легких стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов.

Стандарт организации применяется для обеспечения и подтверждения соответствия проектных значений параметров и других проектных характеристик здания или сооружения требованиям безопасности в соответствии с положениями статьи 6[1].

Стандарт организации применяется в качестве документа в области стандартизации, в результате применения которого на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований технических регламентов в соответствии с 4 ст.16.1. [3] (с изменениями на 28 ноября 2015 года).

При разработке стандарта организации был использован европейский опыт проектирования, изготовления и монтажа конструкций из тонкостенных гнутых профилей, обобщённый в положениях и требованиях [4],[5],[6], с целью использования полученных в различных областях знаний результатов исследований (испытаний), измерений и разработок, как определено статьей 17 [3] (с изменениями на 28 ноября 2015 года).

При разработке Стандарта были также использованы результаты исследований и испытаний конструкций, выполненных по апробированным и сертифицированным методикам [7-11].

Замечания и предложения по дополнениям и изменениям настоящего стандарта просим направлять по адресу: 117393, Москва, ул. Архитектора Власова, 49, ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова» факс (495) 660 79 40, E-mail:

gost.e-ecolog.ru фон для справок: (495) 660 79 00.

КОНСТРУКЦИИ СТАЛЬНЫЕ ТОНКОСТЕННЫЕ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ И ГОФРИРОВАННЫХ ЛИСТОВ
Правила проектирования и расчёта

Дата введения – 2016 – 06 – 09

1 Область применения

В настоящем стандарте организации (далее стандарт) устанавливаются требования по расчету и проектированию несущих конструкций из тонкостенных, холодногнутых, оцинкованных профилей и гофрированных профилей с трапециевидными гофрами.

Стандарт распространяется на конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений, изготавливаемых ООО «Андромета» по [9], [10], [11], эксплуатируемых при расчетной температуре не выше плюс 100°С и не ниже минус 55°С.

2 Нормативные ссылки

В настоящем стандарте использованы ссылки на следующие нормативные 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 (с Изменениями N 1, 2)

ГОСТ 7798–70 Болты с шестигранной головкой класса точности В. Конструкция и размеры

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

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 11701-84 Металлы. Методы испытаний на растяжение тонких листов

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

Издание официальное

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 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ 27772–88 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия

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 54257–2010 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования

ГОСТ Р ИСО 7050-93. Винты самонарезающие с потайной головкой и крестообразным шлицем

ГОСТ Р ИСО 12491-2011 Материалы и изделия строительные. Статистические методы контроля качества

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 (с Изменением N 1)

СП 16.13330.2011 «СНиП II-23–81* Стальные конструкции» (с Изменением N 1)

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

СП28.13330.2012 «СНиП 2.03.11–85 Защита строительных конструкций от коррозии»

СП 131.13330.2012 «СНиП 23-01–99* Строительная климатология» (с Изменением N 2)

Примечание – При пользовании настоящим стандартом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и сводов правил в информационной системе общего пользования — на официальном

сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячно издаваемого 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 стандарта 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.

3 Термины и определения

В настоящем стандарте применены следующие термины с соответствующими определениями

3.1 **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.

3.2 **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 здоровью человека, ущерба имуществу и окружающей среде вследствие разрушения или потери устойчивости зданий, сооружений или их частей.

3.3 **долговечность**: Способность здания или сооружения с применением конструкций из тонкостенны, стальных профилей сохранять физические и эксплуатационные свойства, устанавливаемые при проектировании и обеспечивающие его безаварийную эксплуатацию в течение расчетного срока службы при надлежащем техническом обслуживании.

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

3.5 **кассетный профиль**: Профилированный лист с большими краевыми отгибами, предназначенными для соединения профилей между собой, формирующие опорные ребра вдоль пролета и поддерживающие промежуточные ребра, расположенные в направлении, перпендикулярном пролету.

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

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

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

3.9 **относительная гибкость**: Нормированное безразмерное значение гибкости.

3.10 **расчетная толщина**: Толщина стального листа, используемая в расче-

те.

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

3.12 **тонколистовой прокат**: Прокат толщиной менее 4 мм

3.13 **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.

3.14 **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 Условные обозначения

A_0 – площадь зоны поперечного сечения стержня, потерявшая местную устойчивость $A_{ef} = A - A_0$;

A_{ef} – эффективная площадь поперечного сечения;

A_f – площадь сечения полки;

A_g – площадь сечения брутто;

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

A_{sl} – общая площадь сечения всех продольных элементов жесткости в усиленной пластине;

A_{st} – площадь сечения одного поперечного элемента жесткости;

A_w – площадь сечения стенки;

C – угловая жесткость связи;

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, усилия в элементах соединений, узлах и стыках;

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

P_n – нормативная нагрузка, определяемая по правилам СП 20.13330. 2011 и СП 16.13330. 2011;

Q – поперечная сила, сила сдвига;

Q_{fic} – условная поперечная сила для соединительных элементов;

Q_s – условная поперечная сила в системе планок, расположенных в одной плоскости;

Q_w – поперечная сила, воспринимаемая стенкой

R_s – расчетное сопротивление материала сдвигу;

R_u – расчетное сопротивление материала растяжению, сжатию, изгибу по

временному сопротивлению;

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

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

R_{yn} – предел текучести материала 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} – расчётная (эффективная) ширина сжатой полки, стенки, пояса

b_w – расстояние между сварными швами;

f – прогиб (выгиб) или перемещение элемента конструкции;

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

h_{ef} – расчётная (эффективная) высота сжатой стенки;

h_w – высота стенки между поясами;

r – радиус;

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

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

t_f – толщина пояса;

t_{nom} – номинальная толщина стального 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;

β_{ult} – понижающий коэффициент эффективной ширины для учета сдвигового запаздывания в предельном состоянии при определении несущей способности;

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);

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

$\sigma_{cr,c}$ – упругое критическое напряжение потери устойчивости по типу сжатого стержня;

σ_{cr} – упругое критическое напряжение потери устойчивости;

σ_{max} – максимальное нормальное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок;

$\sigma_{z,ED}$ – расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении;

τ_{max} – максимальное касательное напряжение в конструктивных элементах от неблагоприятной комбинации расчетных нагрузок

5 Общие положения и требования

5.1 Основные требования к конструкциям

5.1.1 При проектировании конструкций из стальных тонкостенных профилей следует соблюдать требования, изложенные в ГОСТ 27751 и СП 16.13330.2011, 4.1.

5.1.2 Особое внимание при проектировании из стальных тонкостенных профилей следует обратить на защиту конструкций от воздействия огня для обеспечения пожарной безопасности и огнестойкости строительных конструкций в соответствии с требованиями СП 2.13130.

5.2 Основные расчётные требования

5.2.1 При расчёте конструкций из стальных тонкостенных профилей следует соблюдать требования, изложенные в СП 16.13330.2011 (4.2, 4.2.1 - 4.2.6).

5.2.2 Допускается выполнять расчёты на основании данных экспериментальных исследований.

5.2.3 Элементы конструкций, рассматриваемые в настоящих нормах, относятся к 4 классу напряжённо-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 должны использоваться нормативные и расчетные нагрузки и сопротивления. Коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f материалу γ_m представляют собой отношения

$$\gamma_f = P/P_n, \quad \gamma_m = R/R_n, \tag{5.1}$$

в которых P_n и R_n нормативная нагрузка и нормативное сопротивление, определяемые по правилам ГОСТ Р 54257, 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 расчётах изменчивость механических свойств стали по сечению гнутых профилей, полученных 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) применяется коэффициент условия работы γ_c, на который умножается нормативное сопротивление. Значение этого коэффициента определяется по правилам ГОСТ 27751, СП 16.13330 и приведены в таблице 5.1.

5.4.2 Для учета ответственности сооружаемого объекта строительства, в том числе с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей, используется коэффициент надежности по ответственности γ_n, минимальные значения которого в отношении зданий и сооружений повышенного, нормального и пониженного уровня ответственности указаны в положениях ГОСТ 27751.

Таблица 5.1 - Коэффициенты условий работы γ_c

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы, γ_c
1. Балки, прогоны из одиночных холодногнутых профилей С, Z и. Σ – образных сечений	1,0
2. Колонны и стойки из спаренных холодногнутых профилей С, Z и. Σ – образных сечений	0,95
3. Сжатые и внецентренно сжатые колонны и стойки из спаренных холодногнутых 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 холодногнутых профилей С, Z и Σ – образных сечений	0,95
6. Прогоны из холодногнутых профилей несимметричного сечения.	0,90

Продолжение таблицы 5.1

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы, γ_c
7. Сжатые тавровые элементы решётчатых конструкций из спаренных, холодногнутых уголков с неокаймлёнными полками при расчёте на устойчивость	0,75
8. Сжатые элементы из одиночных холодногнутых уголков с неокаймлёнными полками	0,7
9. Крепление связей, распорок, жёстких настилов, планок, раскрепляющих сжатые пояса стержней и внецентренно-сжатые стержни из плоскости действия момента	0,85
10. Устойчивость неподкреплённой стенки балок и прогонов от воздействия опорной реакции или местной нагрузки, приложенных к поясам	0,85
11. Соединения, работающие на срез, на вытяжных заклёпках, самонарезающих винтах и дюбелях:	
- смятие листа толщиной до 0,7 мм включительно	0,8
- смятие листа толщиной до 2,0 мм включительно	0,85
- отрыв листа вокруг головки или пресс-шайбы	1,05
- вырыв винта из листа основания	1.05
Примечание – Коэффициенты γ_c <1 в расчётах не следует учитывать совместно	

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

5.4.4 Уровень ответственности зданий и сооружений, а также численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливаются генеральным проектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование, но не ниже значений, приведенных в ГОСТ Р 54257, таблица 2.

5.4.5 Значения γ_c для конструкций из горячекатаного проката и гнутых профилей толщиной ≥4мм и с коэффициентом редукции ρ = 1,0 следует принимать по СП 16. 13330.2011, таблица 1.

5.5 Учет начальных несовершенств элементов 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) выбирается 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 значения начального местного изгибного несовершенства e_0/L

e_0/L при упругом расчёте	Кривая потери устойчивости по таблице Д.1 СП 16.13330.2011		
	a	b	c
	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 требованиями СП 70.13330. установленными 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 правилам и методикам 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. При проектировании необходимо учитывать стоимость холодногнутых оцинкованных профилей, которая отличается от стоимости горячекатаного проката. Наибольшее распространение получили профили, показанные на рисунке 5.1.

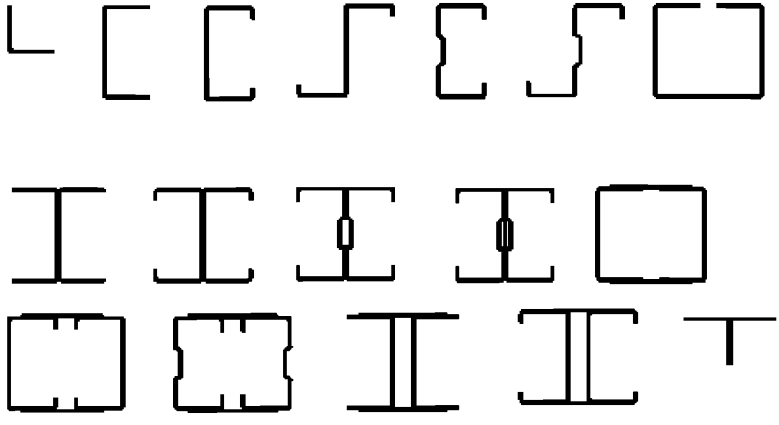


Рисунок 5.1 – Распространенные формы несущих профилей и составных сечений элементов конструкций из стальных тонкостенных холодногнутых профилей

Для ограждающих конструкций и настилов используются профили, представленные на рисунке 5.2.

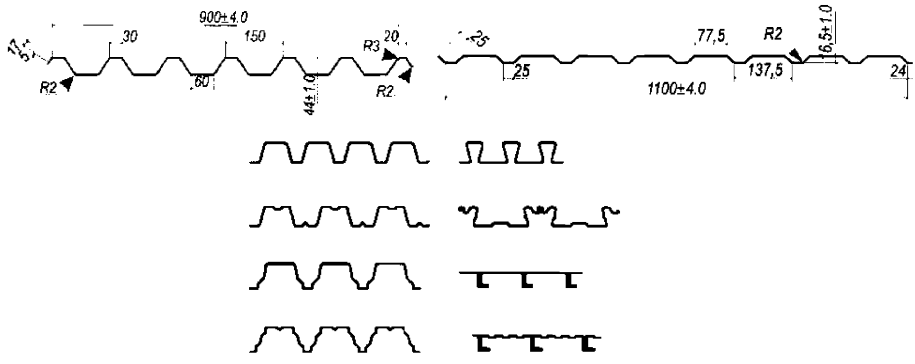
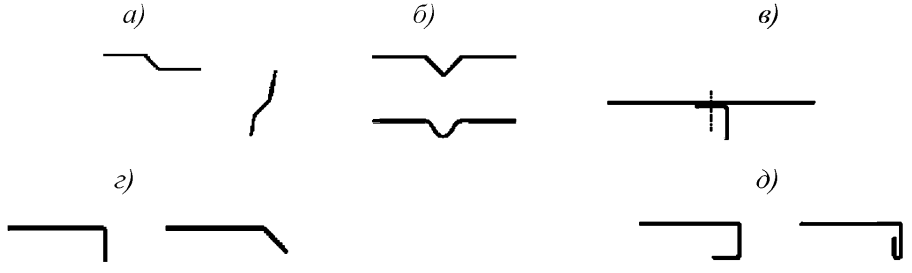


Рисунок 5.2 – Формы сечений профилированных листов и кассетных профилей

5.7.2. Пластинчатые элементы профилей должны укреплять продольными элементами жесткости. Типичные формы продольных элементов жесткости холодногнутых профилей и профилированных листов, которые могут быть краевыми или промежуточными показаны на рисунке 5.3.



а – отгибы и сгибы;

б – изогнутый или скругленный промежуточный элемент жесткости;

в – уголок жесткости, присоединенный болтом;

г – одиночные краевые отгибы; *д* – двойные краевые отгибы

Рисунок 5.3 – Типичные формы элементов жесткости холодногнутых профилей и профилированных листов.

6 Требования к сталям для тонкостенных профилей

6.1 Стальные холодногнутые оцинкованные профили следует изготавливать, из листового проката из холоднокатаной углеродистой стали, оцинкованной в агрегатах непрерывного цинкования по ГОСТ Р 52246 толщиной от 0,5 до 4 мм, повышенной точности проката по толщине и по ширине, нормальной плоскостности с обрезной кромкой и цинковым покрытием не ниже класса 275, или по

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

6.2 Расчётные сопротивления холодногнутых профилей следует определять по формулам приведённым 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 и выше.

Таблица 6.1 - Расчётные сопротивления холодногнутых профилей

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

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

Таблица 6.2 - Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе холоднокатаного листового проката

Марка стали	Стандарт	Нормативное сопротивление, Н/мм^2		Расчётное 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

6.4 При необходимости усиления антикоррозионной защиты рекомендуется 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 Если нормативные значения R_{yn} и R_{un} определяются по результатам приёмочных испытаний, то такие испытания должны проводиться в соответствии с ГОСТ 11701. Количество образцов для испытаний должно быть не менее пяти, с учетом следующей выборки.

Рулоны:

а) для отбора из продукции одной плавки – не менее одного образца на рулон из 30 % общего количества рулонов;

б) для отбора из продукции различных плавок – как минимум один образец на каждый рулон.

Листы и ленты: как минимум один образец на 2000 кг каждого вида продукции.

6.7 Образцы должны быть взяты произвольно из рассматриваемой партии стали в соответствии с рекомендациями ГОСТ Р ИСО 12491 и ориентированы вдоль длины элемента конструкции. Нормативные значения должны определяться на основе статистической обработки.

6.8 Для вспомогательных деталей (фасонки, крепежные элементы, опорные плиты и пр.) следует применять стали не ниже класса прочности С 245 по ГОСТ 27772.

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

6.10 Общие технические условия на самонарезающие и самосверлящие винты определены в ГОСТ 10618, ГОСТ 10619, ГОСТ Р ИСО 7050 и др. Другие типы

крепежа, такие как: пристреливаемые дюбели и комбинированные заклепки следует использовать 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 даны в разделе 8.

6.11 Нормативные значения несущей способности на срез и минимальной несущей способности на растяжение крепежа принимаются по стандартам организаций на эти изделия.

6.12 Район размещения не отапливаемых 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. За расчетную температуру принимается средняя температура самых холодных суток для данной местности, устанавливаемая с обеспеченностью 0,98 по таблице температур наружного воздуха.

7 Расчет конструктивных систем зданий и сооружений на прочность и устойчивость

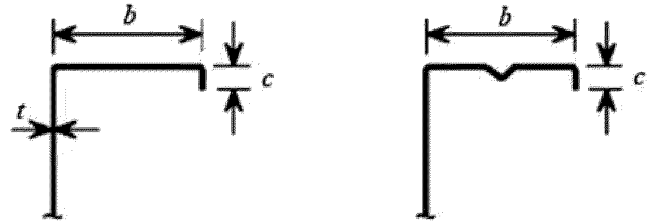
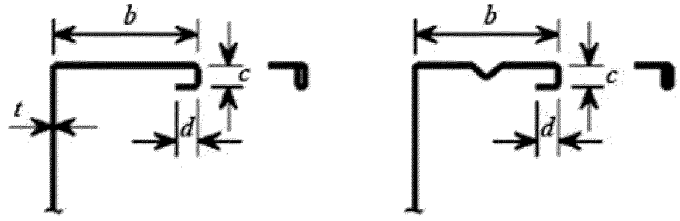
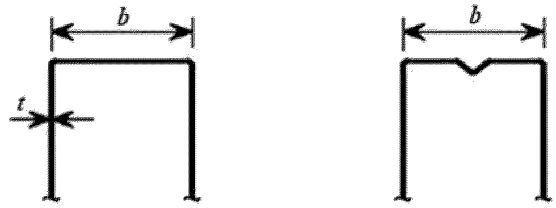
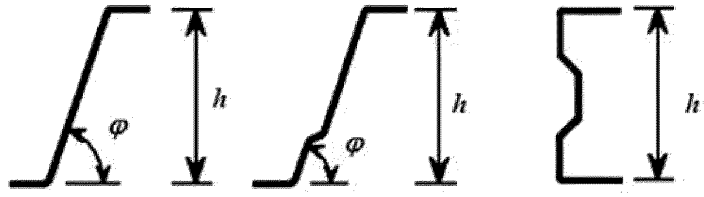
7.1 Общие положения

7.1.1 В разделе приведены общие требования по расчёту не подкреплённых и подкреплённых тонких, сжатых пластинок, а также профилей и профилированных настилов. Специальные требования по расчету отдельных видов конструкций приведены в приложении А. Требования настоящего стандарта 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
	$b/t \leq 60$

Окончание таблицы 7.1

Элементы поперечного сечения	Максимальное значение
	$b/t \leq 100$ $c/t \leq 40$
	$b/t \leq 100$ $c/t \leq 50$ $d/t \leq 40$
	$d/t \leq 300$
	$h/t \leq 300 \sin\varphi$ $45° \leq \varphi \leq 90°$

7.1.2 Для обеспечения необходимой жесткости и исключения преждевременной потери устойчивости элементов жесткости полок профилей, его размеры должны быть в следующих пределах:

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

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

где размеры *b*, *c* и *d* показаны в таблице 7.1. Если *c*/*b* < 0,2 или *d*/*b* < 0,1, то отгиб не учитывается как элемент жёсткости и в расчёте принимается (*c* = 0 или *d* = 0).

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

Примечание 2 – Размер отгиба *c* измеряется перпендикулярно полке, даже если он расположен под другим углом по отношению к ней.

7.1.3 Общие размеры холодногнутых 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).

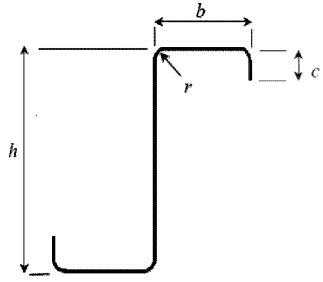


Рисунок 7.1 – Пример обозначения размеров Z-образного сечения

7.1.4 Расчёт несущих конструкций зданий и сооружений с применением конструкций из стальных тонкостенных профилей проводят согласно требованиям раздела 7.3

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.

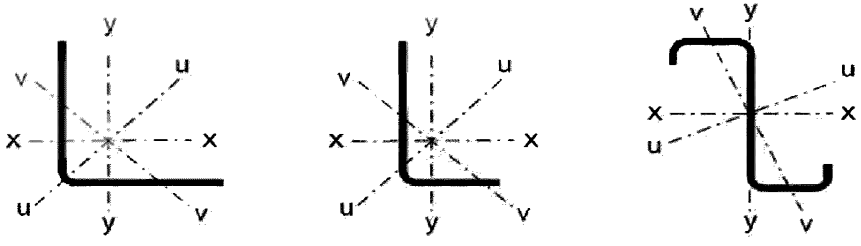


Рисунок 7.2 – Обозначения осей

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

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

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

где $t_{cor} = t - t_{мет.покрытие}$;

t_g – минусовой допуск на толщину листовой заготовки, %.

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

7.1.6 Рекомендуемые значения толщины листа для изготовления профилей и профилированных листов 0,5 мм ≤ t_{cor} ≤ 4 мм, для накладок стыков 0,5 мм ≤ t_{cor} ≤

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

7.2 Расчет влияния потери местной устойчивости плоскими пластинами

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 дана в 7.3.

7.2.3 Для каждого типа конструктивных элементов необходимо выполнить 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

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

где F – максимальный расчётный 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 надёжности по материалу;

γ_c – коэффициент условий работы.

Примечание – γ_n – коэффициент надёжности по ответственности зданий и сооружений должен быть учтён при вычислении силового фактора F.

7.2.4 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, регламентируется в Приложении Е, СП 20.13330

7.2.5 При определении геометрических характеристик сечения профилей, следует отдавать предпочтение приближенному способу, без учёта радиусов за-

кругления в углах профилей. Влияние радиусов углов сгиба на несущую способность сечения может не учитываться, если внутренний радиус $r \le 5t$ и $r \le 0{,}10\ b_p$. В этом случае поперечное сечение допускается считать состоящим из плоских элементов, состыкованных под углом (в соответствии с рисунками 7.3 и 7.4, приняв расчётную ширину $b=b_p$ для всех плоских элементов, включая плоские растянутые элементы). При определении характеристик жесткости поперечного сечения следует учитывать влияние углов сгиба.

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 7.3), 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 *i*-го плоского 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;

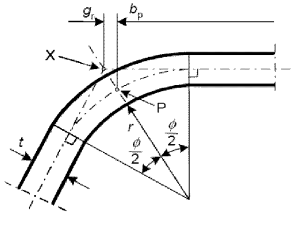
φ_j – угол между двумя плоскими элементами;

m – количество плоских элементов;

n – количество криволинейных элементов;

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

а)

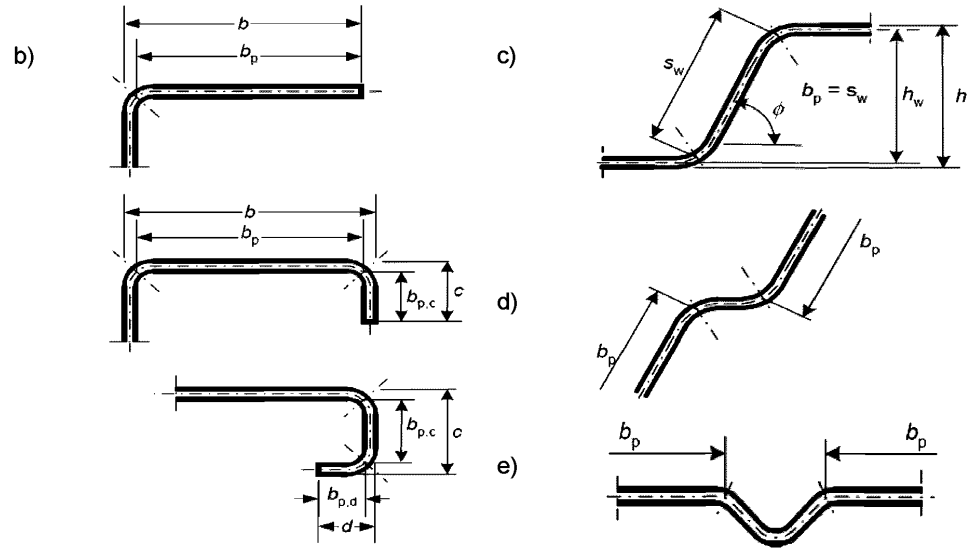


X – пересечение срединных линий;

P – средняя точка угла;

$$r_m = r + \frac{t}{2};$$

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

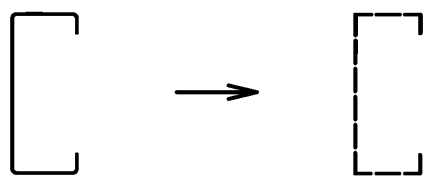


a – средняя точка угла или сгиба; b – теоретическая ширина b_p для плоских частей полок;

c – теоретическая ширина b_p плоской части стенки (b_p = наклонная высота s_w);

d – теоретическая ширина b_p плоских частей, смежных с элементом жесткости на стенке

Рисунок 7. 3 – Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающих к углу профиля.



Действительное поперечное сечение

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.

Редуцированная площадь поперечного сечения тонкостенного конструктивного элемента (пластинки) после потери местной устойчивости определяется по формуле

$$A_{red} = \rho \cdot A \tag{7.9}$$

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

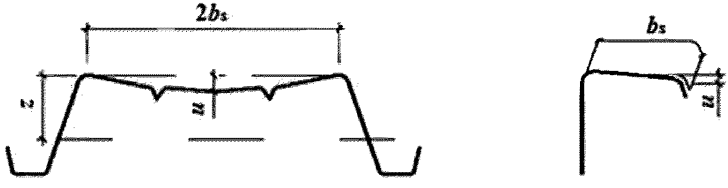


Рисунок 7.5 – Пример кривизны полки профиля, прямолинейного до приложения нагрузки

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.

7.3.1.4 Расчет кривизны может быть выполнен по приведенным ниже формулам

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

Для арочной балки:

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

где u – деформация изгиба полки внутрь к нейтральной оси (кривизна);

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 жёсткости холодногнутых профилей следует учитывать как влияние потери местной устойчивости так и устойчивости формы сечения как это показано для случаев, приведённых на рисунке 7.6.

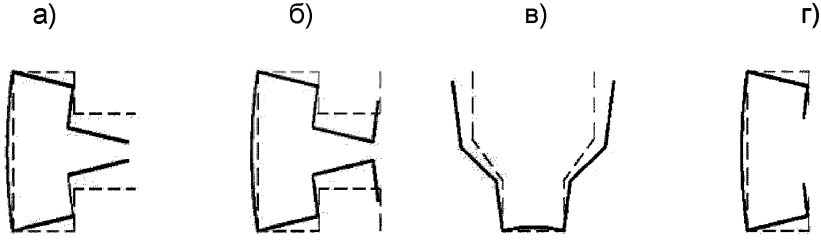


Рисунок 7.6 – Примеры потери устойчивости формы сечения

7.3.1.6 Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на рисунке 7.6 а, б, в и 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 произвольные закрепления по двум продольным кромкам, например, стенки и полки С-образного сечения, или закреплённых по одной стороне, например полки швеллеров или уголков, коэффициент редукции определяется в зависимости от критического напряжения потери устойчивости пластинки:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2}, \qquad (7.12)$$

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;

v – коэффициент Пуассона (для стали *v* = 0,3).

Для стальной пластинки формула для $\overline{\lambda}_\rho$ приводится к виду:

$$\overline{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{28{,}4t\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}, \tag{7.13}$$

где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{R_y\left(\frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}\right)}}$ (7.14)

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

$$\rho = 1{,}0 \text{ при } \bar{\lambda}_p \le 0{,}673; \tag{7.15}$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_\rho - 0{,}55(3+\psi)}{\overline{\lambda}_\rho^2} \le 1{,}0; \text{при } \overline{\lambda}_\rho^2 > 0{,}673 \tag{7.16}$$

где $(3+\psi) \ge 0$

Для гладких сжатых пластин, имеющих закрепление на одной кромке, например, полка двутаврового, уголкового или швеллерного сечения:

$$\rho = 1{,}0 \text{ для } \overline{\lambda_\rho} \le 0{,}748; \tag{7.17}$$

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_\rho - 0{,}188}{\overline{\lambda}_\rho^2} \le 1{,}0 \text{ для } \overline{\lambda_\rho} > 0{,}748, \tag{7.18}$$

7.3.1.8 В качестве альтернативы методу согласно 7.3.1.6 допускается для определения эффективных площадей при уровне сжимающих напряжений ниже расчётного сопротивления применять следующие формулы:

Для гладкой промежуточной сжатой пластины с двухсторонним закреплением

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_\rho - 0{,}055\cdot(3+\psi)}{\overline{\lambda}_\rho{}^2} + 0{,}18\frac{(\overline{\lambda}_\rho - \overline{\lambda}_{\rho c})}{(\overline{\lambda}_\rho - 0{,}6)} \le 1; \tag{7.19}$$

Для гладкой выступающей сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа):

$$\rho = \frac{\overline{\lambda}_\rho - 0{,}188}{\overline{\lambda}_\rho{}^2} + 0{,}18\frac{(\overline{\lambda}_\rho - \overline{\lambda}_{\rho c})}{(\overline{\lambda}_\rho - 0{,}6)} \le 1; \tag{7.20}$$

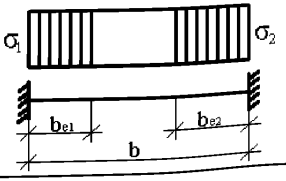
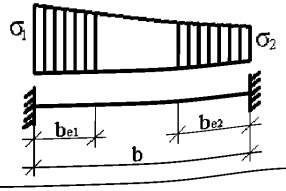
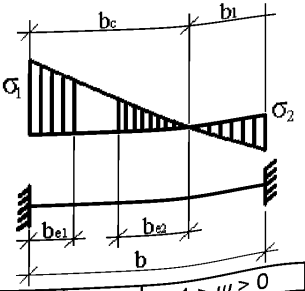
где $\overline{\lambda}_{p,c} = \sqrt{\frac{\sigma_{com}}{\sigma_{cr}}}$;

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

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

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

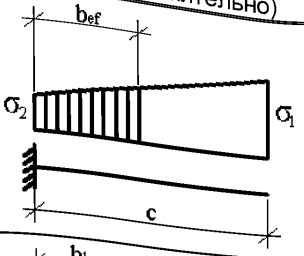
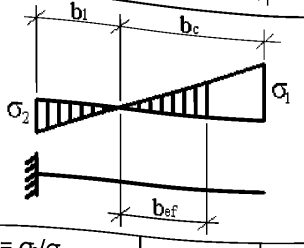
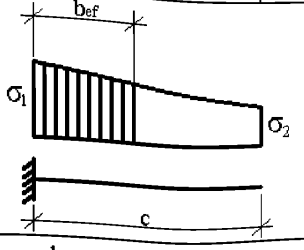
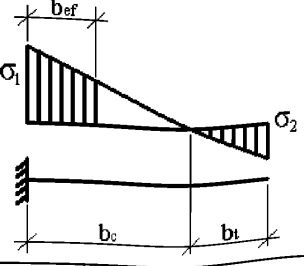
Таблица 7.2 - Пластины с двумя закрепленными кромками

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 таблицах 7.2 и 7.3.

Таблица 7.3 - Пластины с одной закрепленной кромкой

<table>
<tr><th>Распределение напряжений (сжатие положительно)</th><th colspan="5">Эффективная ширина b_{ef}</th></tr>
<tr><td>
</td><td colspan="5">$1 > \psi > 0$
$b_{ef} = \rho c$</td></tr>
<tr><td>
</td><td colspan="5">$\psi < 0$
$b_{ef} = \rho b_c = {}^{\rho c}/_{(1-\psi)}$</td></tr>
<tr><td>$\psi = \sigma_2/\sigma_1$</td><td>1</td><td>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>
</td><td colspan="5">$1 > \psi > 0$
$b_{ef} = \rho c$</td></tr>
<tr><td>
</td><td colspan="5">$\psi < 0$
$b_{ef} = \rho b_c = {}^{\rho c}/_{(1-\psi)}$</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 таблицах 7.2 и 7.3.</td></tr>
</table>

7.3.2 Пластины, усиленные продольными элементами жесткости

7.3.2.1 Для повышения жесткости и несущей способности пластин, составляющих поперечное сечение профилей, они усиливаются 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 может быть определена как:

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

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.

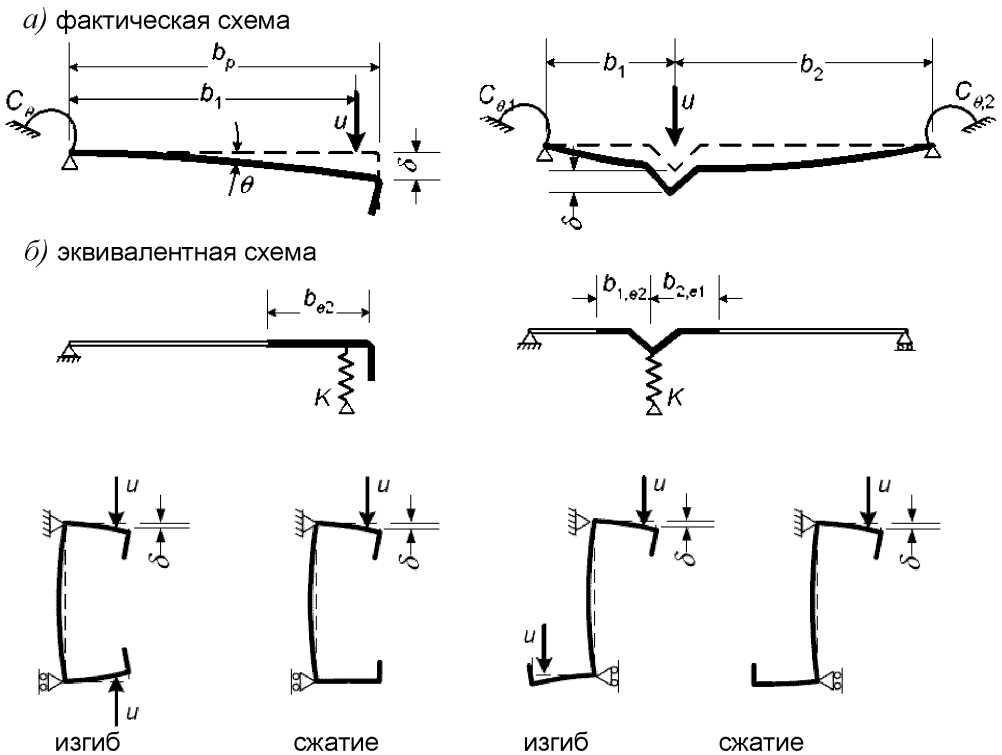


Рисунок 7.7 – Схемы к определению жесткости связей

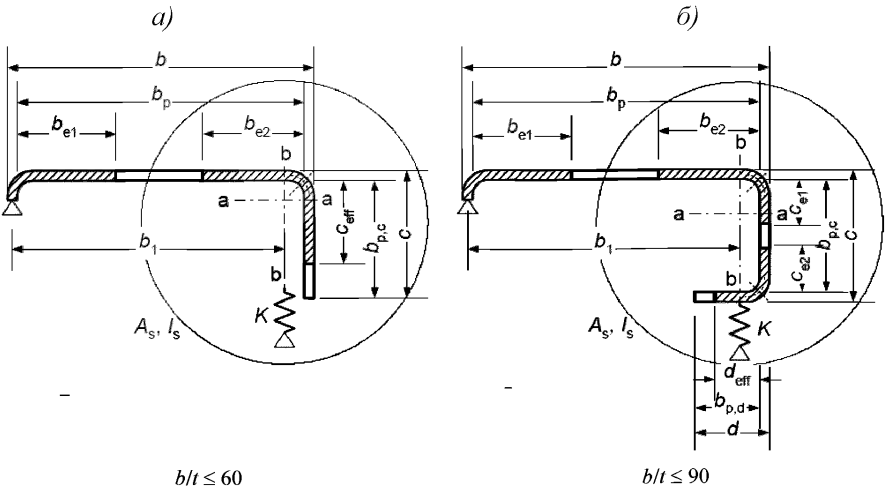
Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяется по формуле

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

Для промежуточного элемента жёсткости перемещение следует определять по формуле

$$\delta = \frac{ub_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}; \qquad (7.23)$$

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.



а – одинарный краевой отгиб; *б* – двойной краевой отгиб

Рисунок 7.8 – Краевые отгибы

7.3.2.4 Расчет краевых отгибов полок *C*- 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 назначаются по рекомендациям 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 рисунке 7.8, определяются 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_{eff} и d_{eff}, приведенные на рисунке 7.8, должны определяться следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho b_{p,c}, \quad (7.24)$$

где ρ определяется с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ:

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

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

б) для двойного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho b_{p,c}, \quad (7.25)$$

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

$$d_{eff} = \rho b_{p,d}, \quad (7.26)$$

где ρ определяется по 7.3.1.7 с учетом коэффициента k_σ как для пластинки опертой по одной стороне

Эффективная площадь поперечного сечения A_s краевого отгиба определяется по формулам:

$$A_s = t\,(b_{e2} + c_{eff}) \quad (7.27)$$

или

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{eff}) \quad (7.28)$$

Примечание – При необходимости, учитываются закругления.

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{K_1 E I_s}}{A_s} \quad (7.29)$$

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 сжатой полки выражение жесткости связи K_1 определяется как:

$$K_1 = \frac{Et^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0{,}5\, h_w k_f b_1 b_2}, \quad (7.30)$$

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 7.8);

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.

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

$$\chi_d = 1{,}0, \quad \text{если } \overline{\lambda}_d \le 0{,}65; \tag{7. 31}$$

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

$$\chi_d = \frac{0{,}66}{\overline{\lambda}_d}, \quad \text{если } \overline{\lambda}_d \ge 1{,}38, \tag{7.33}$$

где $\overline{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$;

где $\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости устанавливается в 7.3.2.7.

Как вариант, критическое напряжение элемента жёсткости может быть определено на основании расчёта устойчивости первого порядка в упругой стадии с использованием численных расчётов.

7.3.2.10 Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, с учетом плоской формы потери устойчивости, определяется как:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{R_{yn}}{\sigma_{com}} \le A_s, \tag{7.34}$$

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

χ_d – определяется по 7.3.2.9.

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 В

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 включается сам элемент жёсткости и примыка-

ющие к нему участки эффективных частей пластинки $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$, показанных на рисунке 7.9.

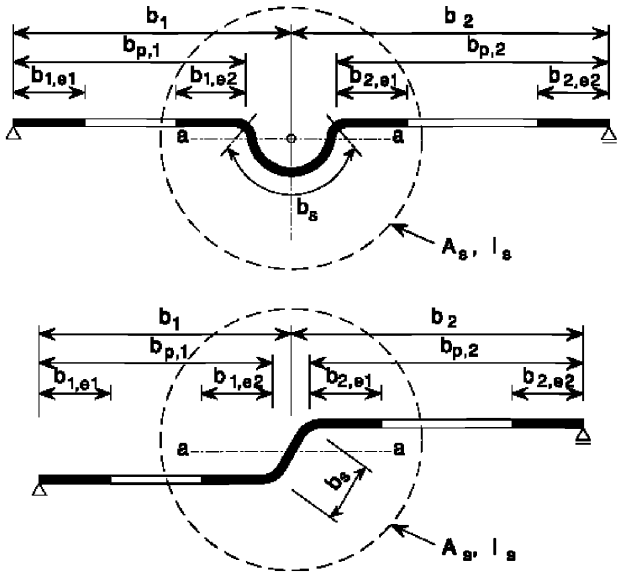


Рисунок 7.9 – Промежуточные элементы жесткости.

7.3.3.2 При расчете промежуточного ребра жесткости определяется 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_{yn}/γ_m.

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

7.3.3.4 Эффективная площадь поперечного сечения промежуточного элемента жесткости A_s определяется по формуле

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

где b_s – ширина элемента жесткости, показана на рисунке 7.9.

Примечание – При необходимости, учитываются закругления углов.

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

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}, \tag{7.36}$$

где K – жесткость связи на единицу длины;

I_s – момент инерции эффективного сечения элемента жёсткости, определен-

ного по эффективной площади A_s относительно центральной оси *a-a* эффективного поперечного сечения (см. рисунок 7.9).

Для промежуточного элемента жесткости значения коэффициента *K* можно определить 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 χ_d снижения несущей способности вследствие потери устойчивости формы сечения (плоская форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) определяется в зависимости от значения $\sigma_{cr,s}$ (см. 7.3.2.7).

7.3.3.7 Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, вызванная потерей устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости элемента жесткости) определяется как:

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

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

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 проводится второе приближение.

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

7.4 Трапециевидные гофрированные листы с промежуточными элементами жесткости

7.4.1 Общие положения

Требования настоящего пункта 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 $0,5b_{eff}$ или $15t$, показанных на рисунке 7.10.

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

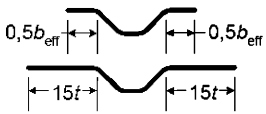
$$\sigma_{cr.s} = \frac{4{,}2E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s t^3}{4b_p^2(2b_p+3b_s)}}, \qquad (7.39)$$

где b_p – теоретическая ширина плоского элемента, показанная на рисунке 7.11;

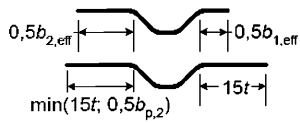
b_s – ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру (см. рисунок 7.9);

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в соответствии с рисунком 7.9.

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.



Поперечное сечение для расчета A_s



Поперечное сечение для расчета I_s

Рисунок 7.10 – Включение в ребро жесткости примыкающих участков полки

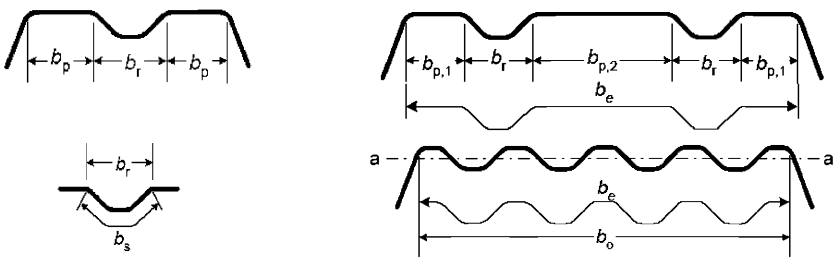


Рисунок 7.11 – Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости

7.4.2.2 При двух симметрично расположенных элементах жесткости полки критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости в пределах упругости должно определяться следующим образом:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8b_1^2(3b_e-4b_{p1})}}, \qquad (7.40)$$

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

где $b_{p,1}$ – 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 одинаковых элементов жесткости на полке (трех или более) эффективная площадь всей полки:

$$A_{eff} = \rho b_e t \text{ (см. таблицы 7.2 и 7.3)}, \quad (7.41)$$

где ρ – понижающий коэффициент, соответствующий гибкости $\overline{\lambda_p}$, 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:

а) полосу шириной $s_{eff,1}$, 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 $s_{eff,n}$;

г) растянутую часть стенки.

7.5.2 Эффективная площадь элементов жесткости определяется следующим образом:

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

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

- для второго элемента жесткости:

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

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

7.5.3 Первоначальное положение эффективной нейтральной оси следует определять, используя эффективные сечения горизонтальных полок, и полное поперечное сечение стенок. В этом случае базовая эффективная ширина стенки $s_{eff,0}$ определяется по формуле

$$S_{eff,0} = 0{,}76t\sqrt{\frac{E}{\gamma_m \sigma_{com}}}, \quad (7.45)$$

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 $s_{eff,1}$ до $s_{eff,n}$ определяются следующим образом:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0}; \quad (7.46)$$

$$s_{eff,2} = (1 + 0{,}5h_a/e_c)s_{eff,0}; \quad (7.47)$$

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

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

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

$$s_{eff,n} = 1{,}5s_{eff,0}, \quad (7.51)$$

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 $s_{eff,1}$, …, $s_{eff,n}$ изначально определяются по 7.5.4, а затем, если рассматриваемый плоский элемент устойчив ($\sigma_{com} < \sigma_{cr}$), они корректируются с учетом следующих положений:

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

$$s_{eff,1} = 0{,}4s_n; \quad (7.52)$$

$$s_{eff,n} = 0{,}6s_n; \quad (7.53)$$

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

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2+0{,}5^{h_a}/_{e_c}}; \quad (7.54)$$

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

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

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

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

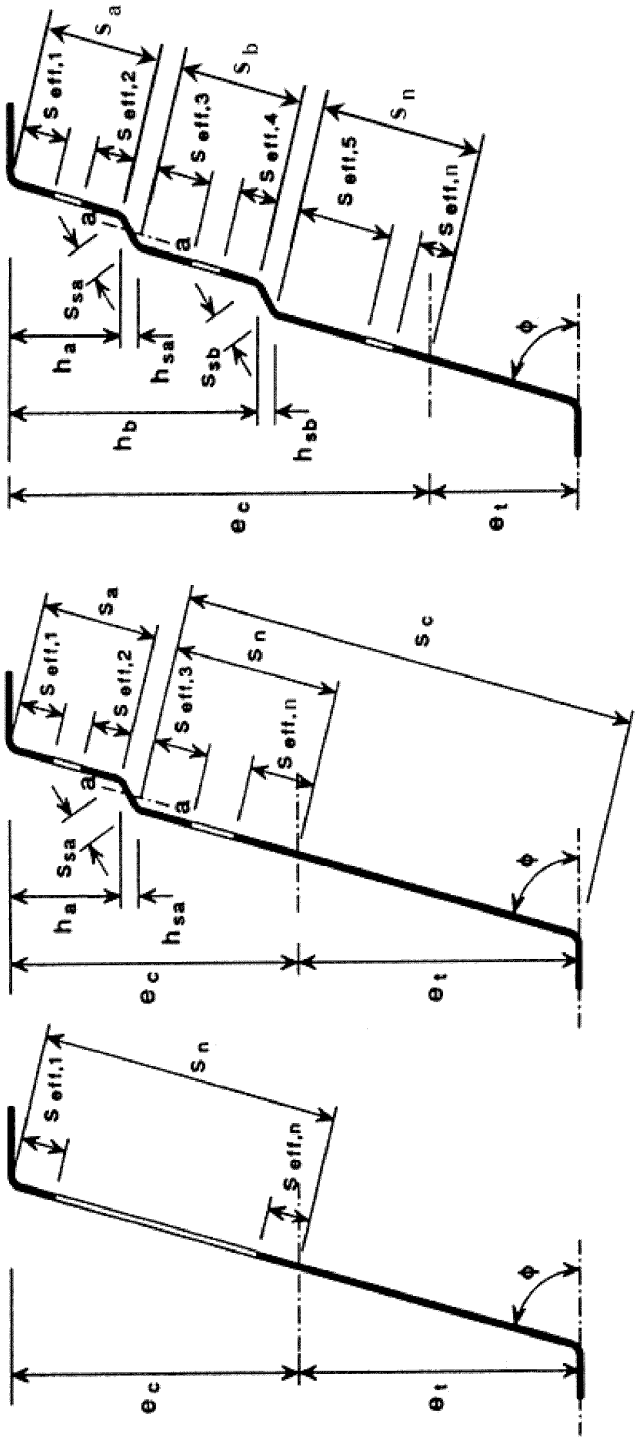


Рисунок 7.12 –Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных гофрированных листов

- для стенки с двумя элементами жесткости:

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

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

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

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

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

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

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 следует определять по формуле

$$\sigma_{cr,sa} = \frac{10,5E\sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa}s_2(s_1-s_2)}, \quad (7.62)$$

где s_1 принимается:

- 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:

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

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

где s_c – размер, показан 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 $s_{eff,1}$ 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 можно не учитывать.

7.5.7 Для одиночного сжатого элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости эффективная площадь $A_{sa,red}$ определяется следующим образом:

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1-\frac{(h_a+0{,}5h_{sa})}{e_c}} \quad (7.66)$$

7.5.8 Если полки не усилены элементами жесткости, то значения понижающего коэффициента χ_d следует определять, используя $\sigma_{cr,sa}$ и методику, приведенную в 7.3.2.9.

7.5.9 При усилении полок элементами жесткости значения понижающего коэффициента χ_d следует определять по методике, приведенной в 7.3.2.7.

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 должна приниматься равной A_{sb}.

7.5.12 При определении геометрических характеристик эффективного сечения эффективная площадь $A_{sa,red}$ должна быть определена 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 должны определяться 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 7.14 и 7.15) 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;

β_s = 1 – для центрально сжатого профиля.

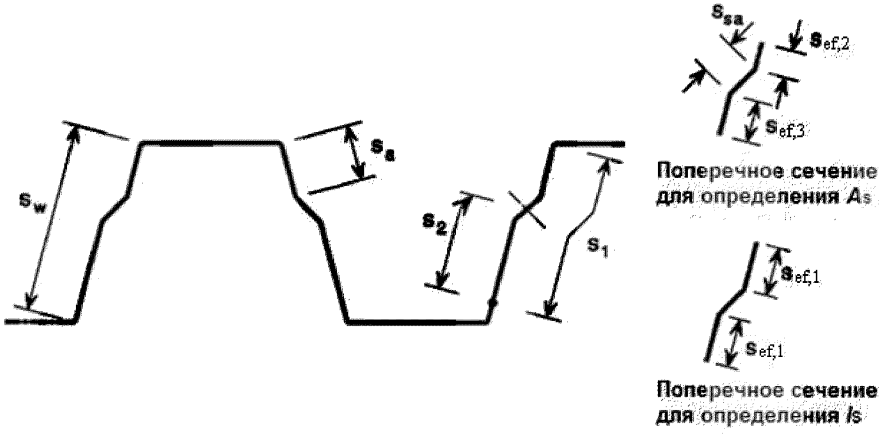


Рисунок 7.14 – Элементы жесткости стенок для трапециевидных гофрированных листов

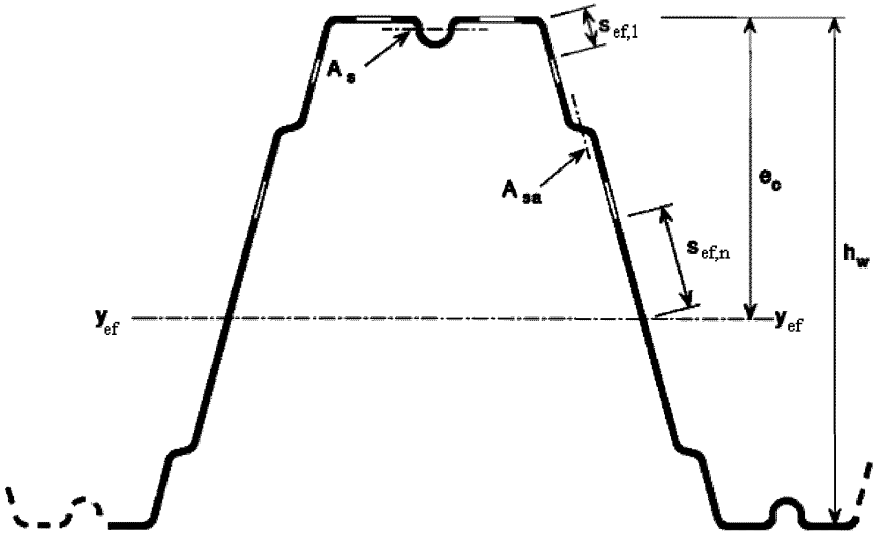


Рисунок 7.15 – Трапециевидный гофрированный лист с элементами жесткости на полках и стенках

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 допускается использование результатов 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 указаниям разделов 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 следует определять по формуле

$$\frac{N}{A_{gn}R_y\gamma_c} \leq 1; \tag{7.68}$$

7.7.2.2 Расчет на прочность при центральном сжатии стержней выполняется по формуле, если эффективная площадь нетто $A_{ef,n}$ профиля меньше, чем полная площадь поперечного сечения нетто A_{gn},:

$$\frac{N}{A_{ef,n}R_y\gamma_c} \leq 1 \tag{7.69}$$

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 7.16).

Дополнительные моменты ΔM_y, и ΔM_z, от смещения центральных осей определяют следующим образом:

$$\Delta M_x = N \cdot e_{Nx} \tag{7.70}$$

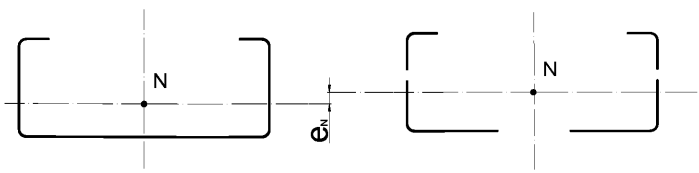
$$\Delta M_y = N \cdot e_{Ny} \tag{7.71}$$

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 меньше 1,5 % размера сечения в направлении эксцентриситета;

– если учет эксцентриситета приводит к более благоприятному результату при определении напряжений.



Полное поперечное сечение

Эффективное поперечное сечение

Рисунок 7.16 – Эффективное поперечное сечение при сжатии

7.7.2.4 Расчёт 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 в соответствии с требованиями 7.1.2 СП 16.13330, с заменой в формуле (6)

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

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

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

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

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – принимаются по таблице 6 СП 16.13330.

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

7.7.2.6 Расчёт составных сечений из уголков швеллеров,С-образных, Z-образных и Σ-образных профилей, соединённых вплотную или через прокладки следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что участки между точками соединений не превышают 30i_{ef}, для сжатых элементов и 60i_{ef} для растянутых, при условии проверки ветвей на изгибно-крутильную форму потери устойчивости с учётом расцентровки, на расчётной длине ветви равной расстоянию между планками или узлами решётки.

7.7.2.7 Расчёт распорок, уменьшающих расчётную длину сжатых элементов, следует выполнять на усилие равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе по формуле 7.73.

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

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 M_x относительно одной из главных осей определяется следующим образом:

– если момент сопротивления эффективного сечения $W_{x,ef}$ меньше, 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 (W_y),

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

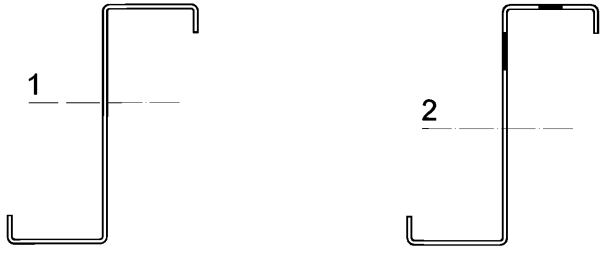
При изгибе в двух главных плоскостях:

$$\frac{M_x}{W_{x,}R_y\gamma_c} + \frac{M_y}{W_yR_y\gamma_c} \le 1 \qquad (7.76)$$

Формулы 7.75 и 7.76 применимы при соблюдении следующих условий:

а) конструктивный элемент не подвержен кручению или крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости, или плоской форме потери устойчивости изгиба;

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



Полное поперечное сечение

Эффективное поперечное сечение

Рисунок 7.17 – Эффективное поперечное сечение для определения предельного изгибающего момента

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 определении W_{ef}, используемое для определения эффективных участков стенки, определять с использованием сечения, состоящего из эффективной площади сжатой полки и полной площади стенки (рисунок 7.17).

7.7.4 Совместное действие изгиба и продольной силы

7.7.4.1 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 се-

чения относительно соответствующей оси;

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

Примечание – Знаки N_{Ed}, $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ и $\Delta M_i = N_{Ed}e_{N,i}$ принимаются в зависимости от сочетания соответствующих нормальных напряжений при воздействии внешней нагрузки.

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 силы не учитывается, если $Q \le 0{,}5Q_w$,. При значении поперечной силы более половины предельного значения при совместном действии момента и поперечной силы расчётное значение несущей способности поперечного сечения следует определять по уменьшенному значению расчётного сопротивления:

$$(1-\rho_Q)R_y; \tag{7.78}$$

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

7.7.6 Расчёт на поперечную силу

7.7.6.1 Расчет балочных конструкций на поперечную силу ведется в зонах у крайних опор и в 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.

Несущая способность поперечного сечения от действия поперечной силы Q_w определяется по формуле

$$Q_w = \frac{\gamma_c h_w t R_s}{sin\alpha}, \tag{7.79}$$

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 Условная гибкость стенки определяется следующим образом:

- для стенок без продольных элементов жесткости:

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

- для стенок с продольными элементами жесткости:

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

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 *а-а*, 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;

s_p – наклонная высота наибольшего плоского участка стенки.

7.7.7 Кручение

7.7.7.1 При проектировании стальных конструкций из тонкостенных профилей рекомендуется исключать кручение поперечных сечений элементов конструктивными мероприятиями или делать его минимально возможным для рассматриваемой расчетной схемы.

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

$$\sigma_{t,r} \le \gamma_c R_y; \quad (7.82)$$

$$\tau_{t,r} \le \gamma_c R_s \quad (7.83)$$

$$\sqrt{{\sigma_{t,r}}^2 + 3{\tau_{t,r}}^2} \le 1{,}1\gamma_c R_y \quad (7.84)$$

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 $\tau_{tot,r}$ определяются по формулам:

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

$$\tau_{tot,r} = \tau_{Qy,r} + \tau_{Qx,r} + \tau_{t,r} + \tau_{w,r}, \quad (7.86)$$

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

σ_{Mxr} – 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 Расчёт на устойчивость центрально сжатых стержней

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

$$\frac{N}{\varphi A_{ef} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7.87)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимается в зависимости от приведённой гибкости $\overline{\lambda}$ по СП 16.13330 (7.1.3 или таблица Д.1 приложения Д, тип сечения в соответствии с данными таблицы 7.5):

$$\overline{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i_{ef}} \sqrt{\frac{R_y A_{ef}}{E A_g}}; \quad (7.88)$$

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 7.16, 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 (рисунок 7.18) 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 меньше, 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.

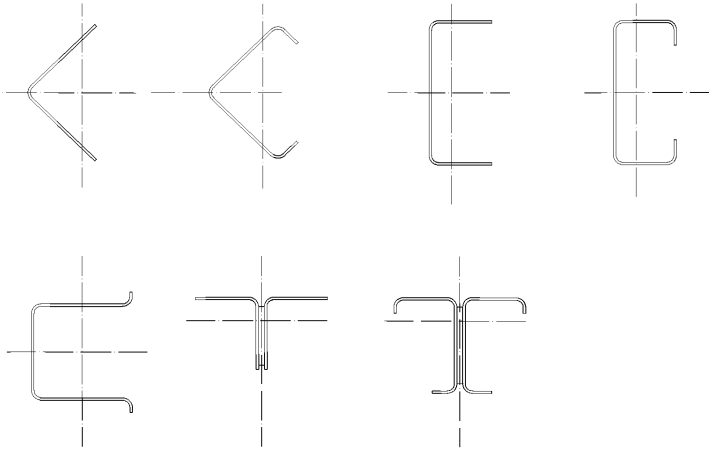


Рисунок 7.18 – Поперечные сечения, предрасположенные к изгибно-крутильной форме потери устойчивости

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

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

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

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*;

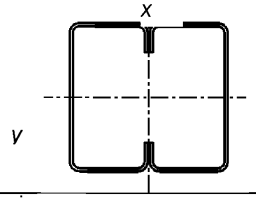
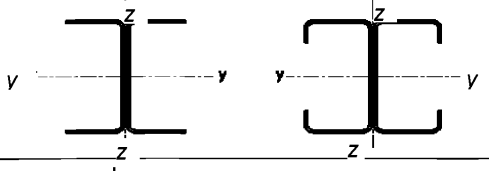
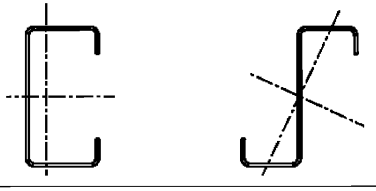
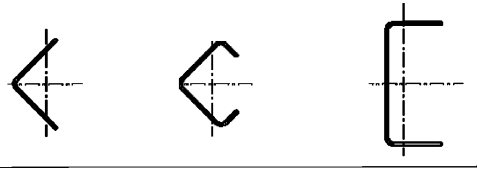
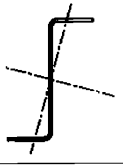
i_x – радиус инерции полного сечения относительно оси *z-z*;

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

x_o, y_o – координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного попе-

речного 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, $y_o = x_o = 0$) критическая сила $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости упругой стадии определятся по формуле

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T} \quad (7.90)$$

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 следует принимать равной.

$$\overline{\lambda_T} = \sqrt{\frac{A_{ef} R_y}{N_{cr}}} \quad (7.91)$$

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 соответствующую кривую потери устойчивости можно определить по таблице Д.1 Приложения Д СП 16.13330, соответствующую 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, $z_o = 0$), в упругой стадии критическая сила $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости должна определяться следующим образом:

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

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

7.7.8.6 Расчетная длина l_T элемента, теряющего устойчивость по крутильной или изгибно-крутильной форме, должна определяться с учетом степени его защемления от кручения и депланации на каждом конце элемента длиной L_T.

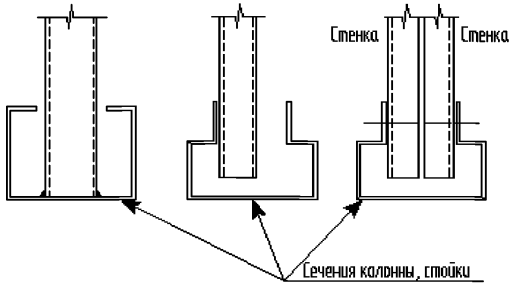
В зависимости от типа соединения на концах элемента могут приниматься следующие значения l_T/L_T:

- 1,0 – для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и депланации (рис. 7.19, а);
- 0,7 – для соединений, обеспечивающих значительное закрепление от кручения и депланации (рис.7.19, б).

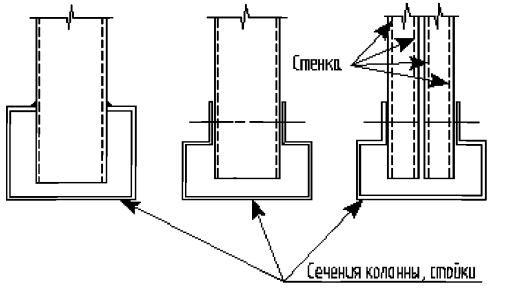
7.7.8.7 Расчёт составных сечений из уголков, швеллеров, С-образных, Z-образных и Σ-образных профилей, соединённых вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатых при условии, что участки между точками соединений не превышают для сжатых элементов $30i_{ef}$, для сжатых элементов и $70i_{ef}$

для растянутых, при условии проверки ветвей на изгибно-крутильную форму потери устойчивости с учётом дополнительных моментов $\Delta M=Ne_{N(x,y)}$, на расчётной длине ветви равной расстоянию между планками или узлами решётки.

а)



б)



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 7.19 – Закрепление от кручения и депланации

7.7.8.8 Условная гибкость между узлами ветвей, раскреплённых решётками 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

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

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

Примечание – При определении $W_{ef,y}$ 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 $\overline{\lambda}_{LT}$ следует определять по формуле

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

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

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{x,ef} R_y}{M_{cr}}}; \qquad (7.96)$$

M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии, определение M_{cr} приведено в приложении Д;

χ_{LT} – значение вычисляется по формулам (7.94, 7.97) или соответствует значению φ по таблице Д1 СП 16.13330.2011 для типа сечения *b* и $\overline{\lambda} = \pi\overline{\lambda}_{LT}$.

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} принимаются геометрические характеристики поперечного сечения брутто и учитываются условия загружения, действительное распределение момента и раскрепления из плоскости действия изгибающего момента.

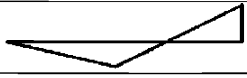
Для учета изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления, понижающий коэффициент χ_{LT} можно скорректировать следующим образом:

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

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

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
 $-1 \le \psi \le 1$	$\frac{1}{1{,}33 - 0{,}33\psi}$
	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 Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых стержней составного сечения соединённых непосредственно стенками или через прокладки (рисунок 7.20) следует выполнять как расчёт стержня в целом, так и отдельных его ветвей на потерю общей и изгибно-крутильной формы потери устойчивости.

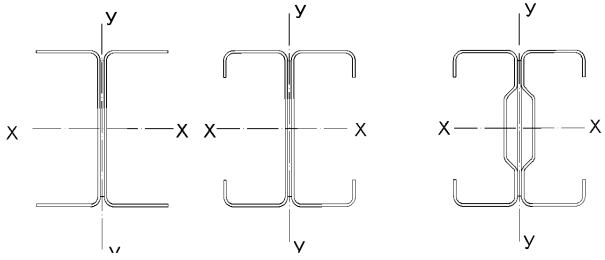


Рисунок 7.20 – Сечения сплошных стержней колонн и стоек

7.7.10.2 Статический расчет свободно опертых однопролетных внецентренно-сжатых элементов с шарнирными опорами концов и с непрерывным или дискретным раскреплением из плоскости действия момента производится с учетом начальных несовершенств, указанных в 5.3.2. Проверку на устойчивость элементов постоянного сечения с двумя осями симметрии, не чувствительных к круче-

нию, следует выполнять в соответствии со следующими положениями:

- элементы, не испытывающие деформации кручения, например круглые замкнутые сечения или сечения, раскрепленные от кручения;
- элементы, испытывающие деформации кручения, например элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения;
- несущая способность поперечного сечения элемента по прочности должна быть обеспечена

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

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

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

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, χ_{LT} = 1,0;

K_{xx}, k_{xy}, k_{yx}, k_{yy} – коэффициенты взаимодействия, могут быть определены по приложению С.

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

7.7.10.5 Допускается как вариант 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 Расчёт центрально сжатых и растянутых элементов сквозного сечения

7.7.11.1 Расчёт на прочность элементов сквозного сечения (см. рисунок 7.21) на прочность при центральном растяжении и сжатии двух профилей составленных из швеллеров, С-образных, Z-образных и Σ-образных профилей соединённых планками или решётками (см. рисунок 7.21) 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 решётчатого элемента.

7.7.11.2 Расчёт на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения типа а), две ветви которых соединены планками или решётками, следует выполнять по формуле (7.87), при этом коэффициент φ относительно оси перпендикулярной планкам и решёткам следует определять по СП 16.13330.2011 , таблица Д1 для сечений типа b из швеллеров, С-образных, Z-образных и Σ-образных профилей с заменой $\overline{\lambda}_{ef}$ на значение $\overline{\lambda}_{ef,c}$, 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 решётки.

7.7.11.4 Приведённую гибкость $\overline{\lambda}_{ef,c}$ для сечений типа а) с двумя ветвями, (рисунок 7.20), следует определять по формулам

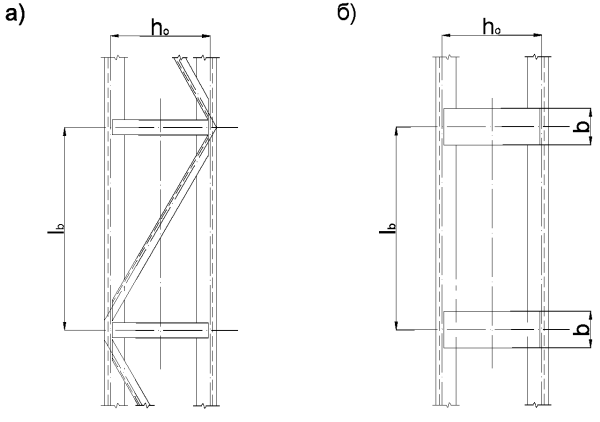
- для креплений планками

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

где $n=\frac{I_{b1,ef}h_0}{I_s a}$;

- для соединения решётками $\lambda_{ef,c}=\sqrt{\overline{\lambda}_{y,ef}^2+\alpha\frac{A_{ef}}{A_{d1,ef}}}$; (7.103)

где $\alpha=10\frac{d^3}{h_0^2 a}$.



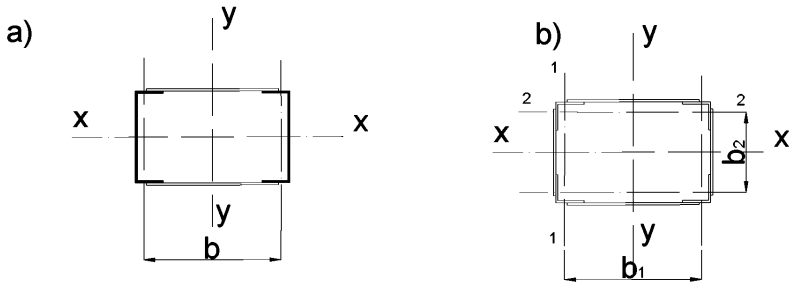


Рисунок 7.21 Стержни сквозного сечения, объединённые планками и решёткой

Приведённую гибкость $\bar{\lambda}_{ef,c}$ для сечений типа b) с четырьмя ветвями

–для соединения планками:

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

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

- для соединения решётками

$$\lambda_{ef,c} = \sqrt{\bar{\lambda}^2_{y,max,ef} + \left(\alpha_{1+}\alpha_2 \frac{A_{d1,ef}}{A_{d2,ef}}\right)\frac{A_{ef}}{A_{d1,ef}}}\ ; \qquad (7.105)$$

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

$\lambda_{ef,c}$ – приведённая, эффективная гибкость всего сквозного стержня в плоскости перпендикулярной оси y – y;

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

$\bar{\lambda}_{b2,ef}$ – приведённая, эффективная гибкость ветви относительно собственной оси параллельной оси x – x;

h_0 – расстояние между центрами тяжести стержней;

l_b – шаг планок, высота панели решётки;

$I_{b1,ef}$ – 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 решётки (при крестовой решётке – 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 точками закрепления должна быть не менее 1,15. Ветви на расчётной длине между планками должны быть проверены на изгибно-крутильную форму потери устойчивости ветви в пределах расчётной длины между креплениями планок или решёток по формулам 7.91 и 7.102.

7.7.11.6 Условная гибкость между узлами ветвей, раскреплённых решётками должна быть не более 2,3 и не должна превышать условную приведённую гибкость стержня в целом.

7.7.11.7 Расчёт соединительных планок и элементов решёток 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 (по 7.7.8 настоящего СТО).

7.7.11.8 Условную поперечную силу Q_u следует распределять поровну между решётками и планками, лежащими в плоскости перпендикулярной оси, относительно которой производится проверка устойчивости. Расчёт соединительных планок и их прикреплений следует выполнять по СП 16.13330.2011, 7.2.8 и 7.2.9

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

7.7.12 Расчёт 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, должен проводиться 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 7.22) должно отвечать следующим критериям:

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

где h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

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

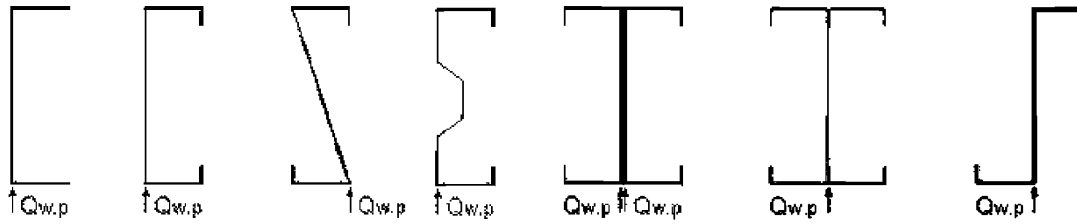


Рисунок 7.22 – Примеры сечений профилей с одной стенкой

7.7.12.3 Несущую способность на одну стенку при местном поперечном воздействии $Q_{w,p}$ в виде опорной реакции или местной нагрузки следует определять 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 $Q_{w,p}$ – несущая способность стенки при местном поперечном воздействии;

C – коэффициент из таблиц 7.8, 7.9, 7.10, 7.11 и 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, 7.9, 7.10, 7.11 и 7.12;

b – длина опорной части или местной распределённой нагрузки;

C_b – коэффициент, учитывающий длину приложения локальной нагрузки на опоре или в пролёте из таблиц 7.8, 7.9, 7.10, 7.11 и 7.12;

h – высота плоской части стенки профиля;

C_h – коэффициент, учитывающий высоту стенки из таблиц 7.8, 7.9, 7.10, 7.11 и 7.12.

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

Примечание 2 – Концевое приложение опорной реакции или местной нагрузки от свободного края элемента, должно быть меньше или равно 1,5 h_w;

Примечание 3 – Приложение двух местных противоположно направленных нагрузок приложенных к двум полкам элемента должно быть равно или меньше 1,5 h_w;

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

Таблица 7.8 - Составные стержни из двух швеллеров, С-образных, Z-образных и Σ- образных профилей, соединённых стенками

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закреплённая 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 закреплённая 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	
	Не окаймлённая 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	$r/t \le 3$

Примечание 1 – Значения коэффициентов, приведённых в таблице 7.8, действительны для отношений $b / t \le 210$; $b / h \le 1{,}0$;

Примечание 2 – В таблице приведены коэффициенты С 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;

Примечание 3 – Расстояние между осями креплений сухарей изгибаемых элементов должны быть не более $30i_{ef}$.

Таблица 7.9 - Стержни из одиночных швеллеров, С-образных профилей и Σ-образных профилей

Конструкция опоры и полок		Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закреплённая 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 закреплённая 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, приведённых в таблице 7.9 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
Закреплённая 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 закреплённая 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, приведённые в таблице 7.10, действительны для отношений b / t ≤ 210; b / h ≤ 2,0.								

7.7.12.4 В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая гофрированные листы (рисунок 7.23), несущая способность стенки без элементов жесткости при местном поперечном воздействии должна определяться, при следующих условиях:

- если расстояние *c* от нагруженного участка до свободного края (таблица 7.3) не менее 40 мм;
- если поперечное сечение удовлетворяет следующим критериям:

$$r/t \le 10; \quad h_w/t \le 200; \quad 45^0 \le \varphi \le 90^0,$$

где h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

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

7.7.12.5 Несущую способность на одну стенку гофрированных листов, 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 гофрированных листов.

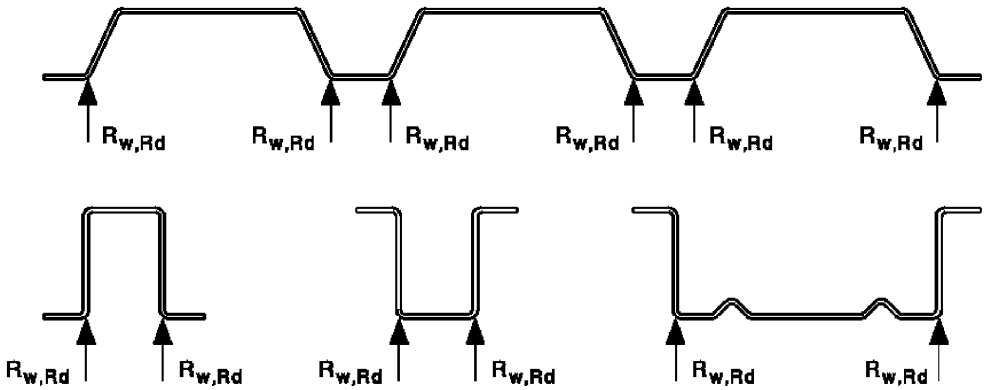


Рисунок 7.23 – Примеры профилей с двумя и более стенками.

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
Закреплённая на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$r/t \le 5$
			Промежуточная	17	0,13	0,13	0,04	$r/t \le 10$
		На две полки	Концевая	9	0,10	0,07	0,03	$r/t \le 10$
			Промежуточная	10	0,14	0,22	0,02	$r/t \le 4$
Не закреплённая на опоре	Полка с отгибом	На одну полку	Концевая	4	0,25	0,68	0,04	$r/t \le 4$
			Промежуточная	17	0,13	0,134	0,04	

Таблица 7.12 - Гофрированные листы с несколькими стенками

Конструкция опоры и полок	Опорная реакция или локальная нагрузка		C	C_r	C_b	C_h	Ограничения
Закреплённая 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	
Незакреплённая 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 перфорированных профилей

7.7.13.1 Перфорированный гофрированный лист или тонкостенный профиль с круглыми отверстиями, расположенными в углах равностороннего треугольника при соотношении параметров $0,2 \le d/a \le 0,9$ (см. рисунок 7.24), может быть рассчитан при условии, что при расчете сплошного сечения листа учтено ослабле-

ние его отверстиями путем использования эффективной толщины, по схеме приведенной ниже.

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

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

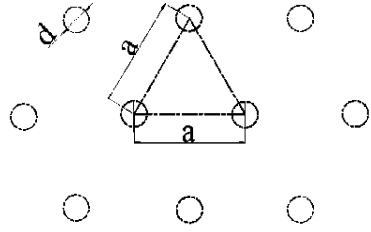


Рисунок 7.24 – Схема расположения отверстий в перфорированном профиле

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

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

Несущая способность одной перфорированной стенки при действии локальной поперечной силы рассчитывается по 7.7.2 с заменой t на $t_{c,ef}$, полученную по формуле

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

где h_p – наклонная высота перфорированной части стенки;

h_w – общая наклонная высота стенки.

7.7.13.3 Перфорированные профили (швеллер, Σ, С и Z-образные) с щелевой перфорацией (см. рисунок 7.25), так называемые «термопрофили» следует рассчитывать при условии, что при определении параметров сечения профиля ослабление его отверстиями будет учтено путем введения в расчёт эффективной толщины.

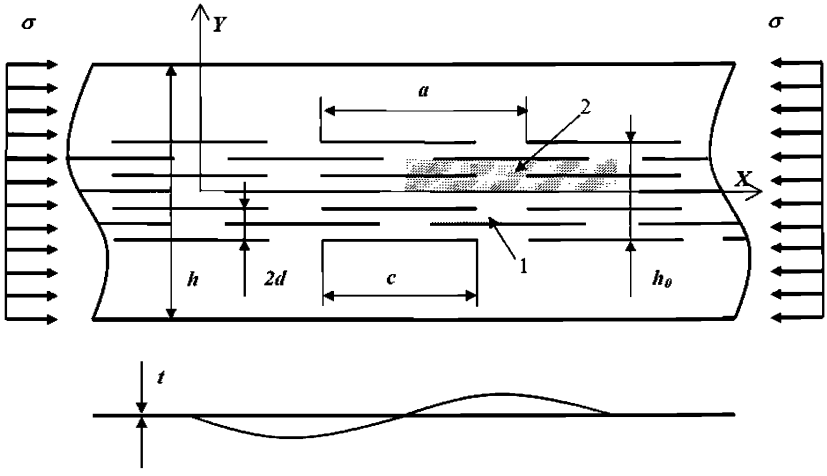


Рисунок 7.25 Параметры щелевой перфорации термопрофилей

7.7.13.4 В общем случае пластинки (участок 1, рисунок 7.25) стенки или полки с щелевой перфорацией и неравномерным распределением напряжений по ширине, критическое напряжение может быть представлено формулой

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

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

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

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

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

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

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 определяется приведённая гибкость пластинки $\overline{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{R_{yn}}{\sigma_{cr}}}$, по которой в соответствии с 7.3.1.7 находится коэффициент редукции ρ и определяется t_{ef} пластинки с перфорациями. Далее расчёт ведётся в соответствии с 7.3.1.7 и 7.3.1.8 как для профиля, у которого перфорированная стенка имеет толщину приведённую толщину t_{ef} .

7.7.13.6 Размеры просечек, для обеспечения превышения σ_{cr} участка 2 перфорации над σ_{cr} всей перфорированной пластинки стенки или полки профиля (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 гофрированным листом

8.1 Общие положения

8.1.1 Кассетный профиль представляет собой корытный профиль в виде лежащего швеллера с отгибами стенок в одном направлении, как это показано на рисунке 8.1. Предполагается, что узкие отгибы стенок должны быть раскреплены из плоскости прикрепляемым к ним гофрированным стальным листом. Предельные параметры кассетного профиля приведены в таблице 8.1.

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

Предельный момент M_c, для кассетного профиля определяется по 8.2.1 и 8.2.2, с учетом того, что:

- 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.

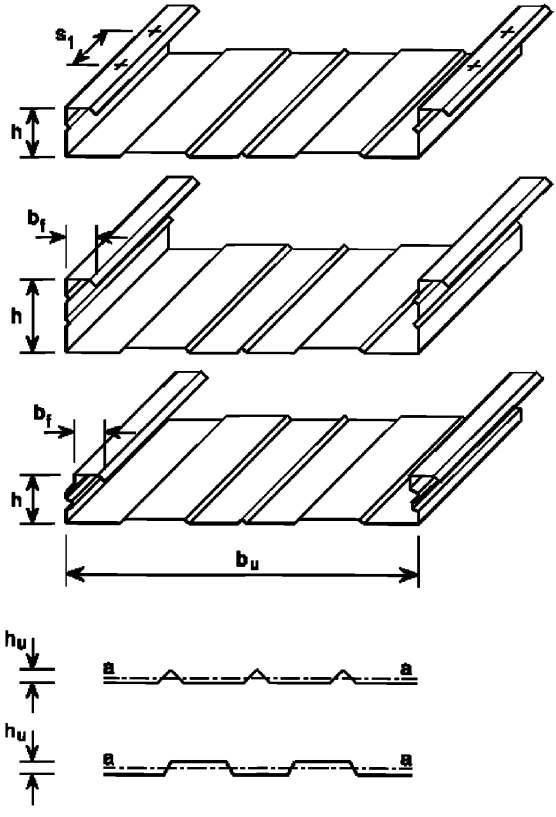


Рисунок 8.1 – Типичная геометрия кассетных профилей

Таблица 8.1 - Предельные параметры кассетного профиля

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

8.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

8.2.1 Широкая полка сечения сжата

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

- этап 1. Определить 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. Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить предельный момент M_c по формуле

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

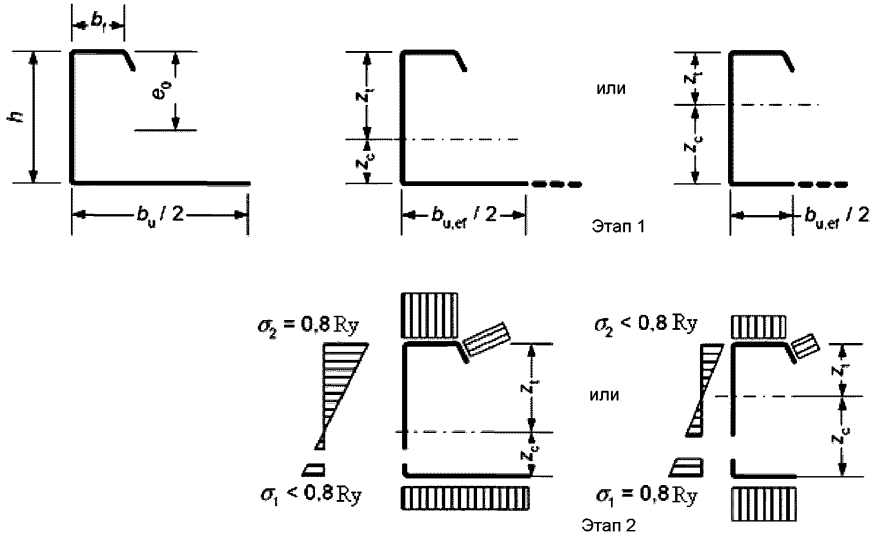


Рисунок 8.2 – Определение предельного момента при сжатой широкой полке

8.2.2 Широкая полка сечения растянута

8.2.2.1 Предельный момент для кассетного профиля с растянутой широкой полкой определяется с использованием поэтапной процедуры, представленной на рисунке 8.2:

- этап 1. Определить центр тяжести полного поперечного сечения;

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

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

где b_u – полная ширина широкой полки;

e_o – 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:

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

I_a – собственный момент инерции сечения широкой полки (см. рисунок 8.3).

- этап 3. Определить 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. Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить несущую способность M_b из условия потери устойчивости плоской формы изгиба, используя следующие выражения:

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

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

β_b – поправочный коэффициент, принимаемый:

- при $s_1 \le 300$ мм – $\beta_b = 1{,}0$;
- при 300 мм $\le s_1 \le$ 1000 мм – $\beta_b = 1{,}15$;

s_1 – расстояние между крепёжными элементами (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.

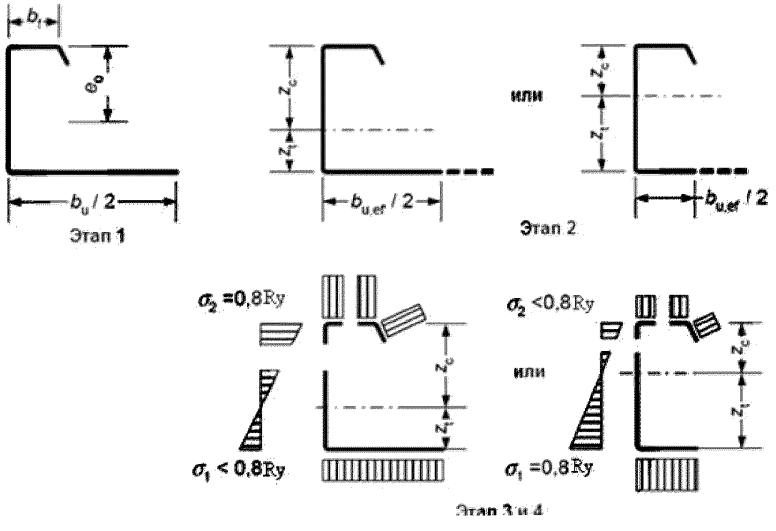


Рисунок 8.3 – Определение предельного момента при растянутой широкой полке

9 Предельное состояние по деформациям конструкций

9.1 При расчете холодногнутых профилей по второму предельному состоянию должны использоваться геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, с учетом редукции сжатых частей сечений. Прогибы определяются 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 как:

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

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

9.3 Момент инерции сечения при определении прогибов может быть рассчитан также с использованием интерполяции полного и эффективного поперечных сечений, по формуле

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

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. Можно использовать также постоянное значение момента инерции, полученное исходя из максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

10 Расчет соединений

10.1 Расчет несущей способности соединений, выполненных на крепежных элементах

10.1.1 Соединения с использованием крепёжных элементов должны быть компактны по форме. Расположения крепёжных элементов должно обеспечивать удовлетворительные условия для монтажа и ремонта. При расчёте соединения необходимо установить возможные эксцентриситеты и учесть в расчете элемента

соответствующие результирующие моменты.

10.1.2 Если крепёжные элементы установлены в гофрах гофрированного листа не по центру, то несущая способность саморезов и дюбелей из условия продавливания, приведенная в таблицах 8.2 и 8.3, должна быть снижена. Если смещение крепёжного элемента от центра полки составляет четверть ее ширины, расчетная несущая способность крепёжного элемента снижается до $0,9F_{p,Rd}$, Если крепёжные элементы расположены на таком же расстоянии по обе стороны от центра полки, то их несущая способность принимается равной $0,7F_{p,Rd}$ на каждый крепёжный элемент (рисунок 10.1).

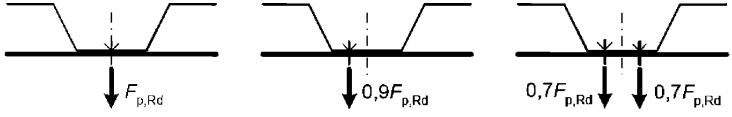


Рисунок 10.1 – Снижение несущей способности крепёжных элементов из условия продавливания в зависимости от их положения.

10.1.3 Расчётное значение прочности соединений на срез, растяжение и продавливание соединений, а так же вырыв из опорного элемента крепёжных элементов принимают на основании данных национальных стандартов, стандартов организаций или полученных на основании результатов испытаний значений нормативной прочности соединения N_{nn}:

$$N_n = \frac{N_n}{\gamma_m}, \qquad (10.1)$$

где N_n – нормативное сопротивление *n*-ого типа крепёжного элемента на воздействие, определяемое испытаниями;

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

10.1.4 Несущая способность вытяжных заклёпок, самонарезающих винтов, дюбелей и болтов по смятию основного металла определяется по формуле:

$$F_b = \alpha \cdot \gamma_c \frac{R_{un}}{\gamma_m} \cdot d \cdot t; \qquad (10.2)$$

где *d* – номинальный диаметр метиза;

t – толщина более тонкого из соединяемых элементов;

t_1 – толщина более толстого из соединяемых элементов;

α – определяется по таблице 10.1;

γ_m – коэффициент безопасности основного металла;

γ_c – коэффициент условий работы соединяемых элементов (таблица 5.1).

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

10.1.5 Расчётное значение прочности на растяжение соединений на вытяжных заклёпках, самонарезающих винтах, дюбелях и болтах принимают на основании данных национальных стандартов, стандартов организаций или полученных

на основании результатов испытаний значений нормативной прочности F_{nn} на растяжение:

$$N_n = \frac{N_{nn}}{\gamma_m}, \qquad (10.3)$$

где N_{nn} – значение нормативного сопротивления крепёжных элементов при испытании на n – ый вид воздействия;

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

Таблица 10.1 - Расчёт соединений на смятие

Вытяжные заклёпки	Самонарезающие винты
1)смятие: $N_{zp} = \gamma_c \frac{\alpha R_{un} dt}{\gamma_m} \le \gamma_c \frac{R_{un} e_1 t}{1{,}2\gamma_m}$; при t=t$_1$ $\alpha = 3{,}6\sqrt{t/d} \le 2{,}1$; при t$_1$≥2,5t $\alpha = 2{,}1$ при t<t$_1$≤2,5t α – по линейной интерполяции	смятие: $F_{cp} = \gamma_c \frac{\alpha R_{un} dt}{\gamma_m}$; при t=t$_1$ при t$_1$≥2,5t и t<1,0 мм $\alpha = 3{,}2\sqrt{t/d} \le 2{,}1$; при t$_1$≥2,5t и t≥1,0 мм, если t<t$_1$≤2,5t $\alpha = 2{,}1$;
Дюбели	Болты
смятие: $F_{bp} = \frac{3{,}2 R_{un} dt}{\gamma_m}$;	смятие: $F_{bp} = \gamma_c \gamma_b \frac{R_{bp} dt}{\gamma_m \gamma_b}$;

10.1.6 Несущую способность на прочность сечения нетто для различных видов крепёжных элементов, N_{nt}, определяют расчётом либо по результатам испытаний в соответствии с таблицей 10.2.

Таблица 10.2 - Расчёт соединений на прочность сечения нетто крепёжных элементов

Вытяжные заклёпки	Самонарезающие винты
$N_{zt} = \gamma_c \frac{A_n R_{un}}{\gamma_m}$	$N_{vt} = \gamma_c \frac{A_n R_{un}}{\gamma_m}$
Дюбели	Болты
$N_{dt} = \gamma_c \frac{A_n R_{un}}{\gamma_m}$	$N_{bt} = \gamma_b \gamma_c A_n R_{bt}$;
R_{un} – расчётное сопротивление металла соединяемых элементов γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения (по таблице 41, СП 16.13330.2011).	

10.1.7 Несущую способность на срез соединений на различных видах крепёжных элементов, N_{ns}, определяют расчётом либо по результатам испытаний в соответствии с таблицей 10.3.

10.1.8 Несущую способность на продавливание соединений на различных видах крепёжных элементов, N_{nd}, определяют расчётом либо по результатам испытаний в соответствии с таблицей 10.4.

Таблица 10.3 - Расчёт соединений на срез

Вытяжные заклёпки	Самонарезающие винты
Определяется испытаниями: $N_{zs} = \frac{N_{esn}}{\gamma_m}$;	Определяется испытаниями: $N_{vs} = \frac{N_{evn}}{\gamma_m}$;
Ограничения: $N_{zs} \geq 1{,}2N_{zp}$; $N_{zs} \geq 1{,}2N_{zt}$.	Ограничения: $N_{vs} \geq 1{,}2N_{vp}$; $N_{vs} \geq 1{,}2N_{vt}$.
Дюбели	Болты
Определяется испытаниями: $N_{dn} = \frac{N_{edn}}{\gamma_m}$;	$N_{b,s} = \gamma_b \gamma_c A_n R_{bs}$;
Ограничения: $N_{ds} \geq 1{,}5N_{dp}$; $N_{ds} \geq 1{,}5N_{dt}$.	Ограничения: $N_{bs} \geq 1{,}2N_{bp}$; $N_{bs} \geq 1{,}2N_{bt}$.

Таблица 10.4 - Расчёт крепежных элементов на продавливание соединений

Вытяжные заклёпки	Самонарезающие винты
Определяется испытаниями: $N_{zd} = \frac{N_{zdn}}{\gamma_m}$	Для статических нагрузок: $N_{vs} = \gamma_c d_w t R_u$; Для ветровых и ветровых + статических нагрузок $N_{vs} = 0{,}5\,\gamma_c d_w t R_u$;
Дюбели	Болты
Для статических нагрузок: $N_{vs} = d_w t R_u$; Для ветровых и ветровых + статических нагрузок $N_{vs} = 0{,}5 d_w t R_u$;	Определяется испытаниями: $N_{bd} = \frac{N_{bdn}}{\gamma_m}$
	Ограничения: $N_{bd} \geq N_{bp}$
R_u и R_{bt} - расчётные сопротивления металла крепежных элементов; γ_b - коэффициент условий работы болтового соединения (по таблице 41, СП 16.13330.2011).	

10.1.9 Несущая способность самонарезающих винтов и дюбелей по выдергиванию из металла основы приведена в таблице 10.5.

10.1.10 При одновременном действии на крепёжный элемент сдвига и растяжения, при условии, что $F_{t,r}$ и $F_{v,r}$ определены расчетом, несущая способность соединения определяется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{F_{t,r}}{min(F_{p,p},F_{0,p})}\right)^2 + \left(\frac{F_{V,r}}{min(F_{b,p},F_{n,p})}\right)^2} \leq 1 \qquad (10.4)$$

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

Таблица 10.5 - Расчёт крепёжных элементов на вырыв из металла основы соединения

Самонарезающие винты	Дюбели
При $t_{sup}/s < 1$; $N_{vw} = 0{,}45\gamma_c d t_{sup}{}^{R_{sup}}/\gamma_m$; При $t_{sup}/s \geq 1$ $N_{vw} = 0{,}65\gamma_c d t_{sup}{}^{R_{sup}}/\gamma_m$;	Определяется испытаниями: $N_{dw} = \frac{N_{dwn}}{\gamma_m}$
t_{sup} – толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель; s – шаг резьбы.	

10.2. Требования к расстановке крепежных элементов в соединениях

10.2.1 Минимально допустимые расстояния между точками крепежа и от их осей до краев соединяемых элементов представлены на рисунке 10.2 и принимаются по таблице 10.6.

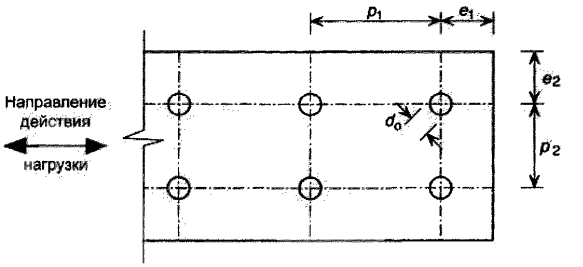


Рисунок 10.2 – Расположение точек крепежа в соединениях

Таблица 10.6 - Минимальные допускаемые расстояния между крепежными элементами и от их осей до краев соединяемых элементов

Размер по рисунку 8.1	Тип метиза (размеры, мм)			
	Заклепка $2{,}6 \leq d \leq 6{,}4$	Винт самонарезающий $3{,}0 \leq d \leq 8{,}0$	Дюбель $2{,}6 \leq d \leq 6{,}4$	Болт (минимальный размер М6*)
e_1	1,5 d_0	3,0 d_0	4,5 d_0	2,0 d_0
e_2	1,5 d_0	1,5 d_0	4,5 d_0	1,5 d_0
p_1	3,0 d_0	3,0 d_0	4,5 d_0	2,5 d_0
p_2	3,0 d_0	3,0 d_0	4,5 d_0	2,5 d_0
*По ГОСТ 7798-70.				

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 больше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы в соединяемом элементе;

- момент закручивания должен быть меньше, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки метиза;

- момент закручивания должен быть менее 2/3 момента, срезающего головку метиза;

- закладная головка заклепки, а также головки самонарезающих винтов и дюбелей 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;

- для расчета соединений на болтах М12 и более при диаметрах отверстий, превышающих диаметр болта на 2 мм, рекомендации приведены в СП 16.13330.2011

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 Расчетная несущая способность N_s сварной точки контактной точечной сварки при действии сдвигающих сил определяется следующим образом.

Несущая способность на смятие и разрыв:

если $t < t_1 < 2{,}5t$, где t – в миллиметрах: $N_c = 2{,}7\sqrt{t}d_s R_u;$ (10.5)

если $t_1 \geq 2{,}5t$ $0{,}7d_s^2 R_u \leq N_c = 2{,}7\sqrt{t}d_s R_u \leq 3{,}1d_s R_u;$ (10.6)

Несущая способность края элемента на вырыв: $N_p = 1{,}4te_1 R_u$ (10.7)

Несущая способность сечения нетто: $N_n = A_{net} R_u$ (10.8)

Несущая способность среза: $N_s = \frac{\pi d_s^2 R_u}{4}$ (10.9)

В соединении должны соблюдаться условия:

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

Здесь:

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

n_w – количество сварных точек в одном соединении;

t – толщина наиболее тонкого присоединенного элемента или листа, мм;

t_1 – толщина наиболее толстого присоединенного элемента или листа;

d_s – внутренний диаметр электрозаклепки должен определяться:

- при сварке проплавлением d_s = 0,5t + 5 мм;

- при сварке сопротивлением $d_s = 5\sqrt{t}$ (где t в миллиметрах).

Расположение точек сварки в соединении приведены на рисунке 10.2, где $2d_s \le e_1 \le 6d_s$; $3d_s \le p_1 \le 8d_s$; $e_2 \le 4d_s$; $3d_s \le p_2 \le 6d_s$.

10.3.3 Размер d_s сварной точки в реальных условиях должен быть проверен посредством испытаний на срез с использованием нахлесточных образцов с одиночным креплением, как показано на рисунке 10.3. Толщины соединяемых элементов образца должны быть равны реализованным в каждом конкретном случае.

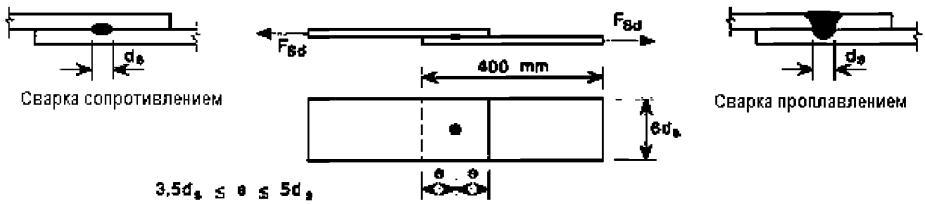


Рисунок 10.3 – Образцы для испытаний на срез сварных точек

10.4 Требования к проектированию сварных соединений с угловыми швами

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

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

10.4.3 Расчетная несущая способность углового сварного шва должна определяться в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011

10.4.4 Если в одном соединении используется сочетание лобовых и фланговых угловых швов, общую несущую способность сварного соединения следует определять как сумму несущих способностей лобовых и фланговых швов. При этом должны учитываться положение центра тяжести и соответствующее распределение усилий.

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

10.5 Дуговая точечная сварка

10.5.1 Дуговая точечная сварка должна применяться только в соединениях, работающих на сдвиг и не должна использоваться 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

должна использоваться сварная шайба (см. рисунок 10.4).

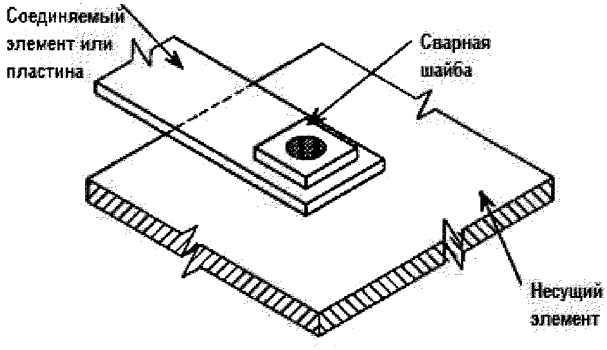


Рисунок 10.4 – Дуговая точечная сварка со сварной шайбой

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 должны приниматься следующими:

$$e_{min} = 1{,}8 \cdot \frac{N_s}{tR_u} \quad \text{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} < 1{,}15; \tag{10.10}$$

$$e_{min} = 2{,}1 \cdot \frac{N_s}{tR_u} \quad \textit{при} \quad \frac{R_{un}}{R_{yn}} \geq 1{,}15 \tag{10.11}$$

10.5.5 Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до края в любом направлении усилия соединяемого элемента должно быть не менее чем $1{,}5d_w$, где d_w – видимый диаметр сварной точки (см. рисунок 10.5).

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

10.5.7 Расчетная несущая способность на срез N_w круглой сварной точки определяется следующим образом:

$$N_W = \frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 R_{wf}, \tag{10.12}$$

где R_{uw} – временное сопротивление материала электрода;

d_s – внутренний диаметр сварной точки, который определяется следующим образом:

$$d_s = 0{,}7d_w - 1{,}5\sum t, \text{ но } d_s \geq 0{,}55d_w, \tag{10.13}$$

где d_w – видимый диаметр дуговой сварной точки (см. рисунок 10.5);

N_W – не должно превышать значений, определяемых из следующих условий:

$$\text{если } \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}, \text{то } N_w = 1{,}5d_p \sum t \cdot R_u; \tag{10.14}$$

если $18 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5} < \frac{d_p}{\sum t} < 30 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}$, то $N_w = 27 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5} \sum t^2 \cdot R_u$; (10.15)

если $\frac{d_p}{\sum t} \geq 30 \cdot \left(\frac{420}{R_u}\right)^{0,5}$, то $N_w = 0{,}9 d_p \sum t \cdot R_u$ (10.16)

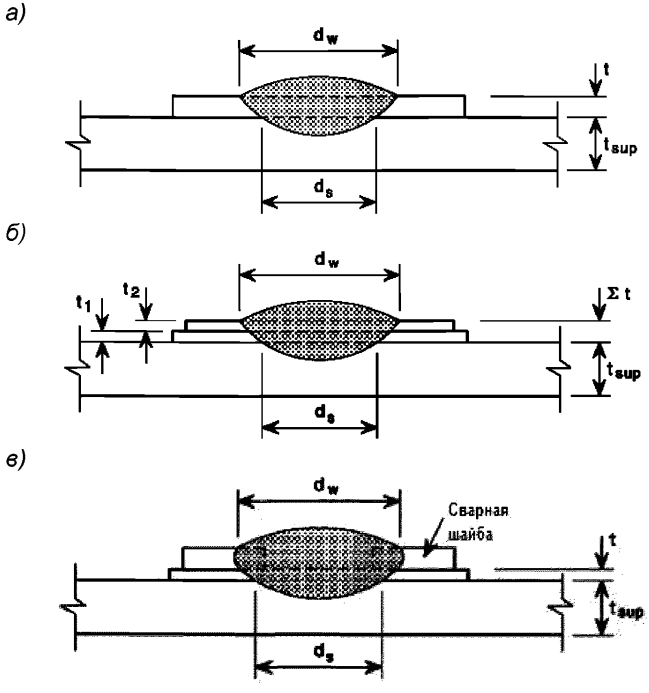
10.5.8 Расчетная несущая способность на срез $F_{w,Rd}$ овальной сварной точки определяется по формуле

$$N_W = \left[\frac{\pi}{4} \cdot d_s^2 + L_w d_s\right] 0{,}625 R_{uw} \quad (10.17)$$

при условии, что N_W – не превышает значений, определяемых по формуле

$$N_w = \left(0{,}5 L_w + 1{,}6 d_p\right) \sum t \, R_u, \quad (10.18)$$

где L_w – длина овальной сварной точки (см. рисунок 10.6).



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 10.5 – Точечная дуговая сварка

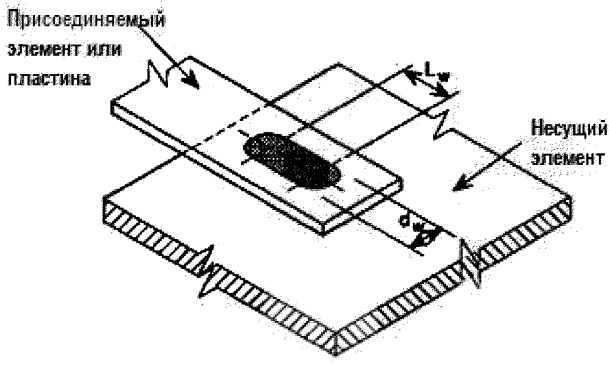


Рисунок 10.6 – Овальная сварная точка

11 Требования к программному обеспечению для расчётов 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 При построении конечно-элементной расчётной 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.

11.4 При проектировании несущих конструкций зданий и сооружений с применением стальных тонкостенных холодногнутых оцинкованных профилей необходимо использовать упрощенный (предварительный) способ расчета, в котором реализованы основные требования и расчетные положения настоящего СТО и уточненный способ расчета для выполнения уточненных проверок несущей способности и назначения коэффициентов надежности, условий работы, а также коэффициентов надежности по ответственности различных конструктивных элементов сооружения и всего сооружения в целом.

11.5 Использование упрощенных расчетных моделей, реализованных в специализированных компьютерных программах с расчленением на отдельные элементы, допускается для предварительного или вспомогательного анализа поведения конструкций под действием нагрузок и воздействий.

11.6 Для выполнения уточненных проверок (при необходимости) несущей способности каркаса здания или сооружения следует разработать пространственную расчетную схему с включением в нее всех основных и вспомогательных конструктивных элементов, влияющих на работу несущего каркаса.

11.7 При создании уточненной расчетной компьютерной модели здания или сооружения рекомендуется использовать пространственные расчетные схемы, позволяющие оценивать несущую способность, а также устойчивость элементов конструкции и устойчивость конструкции в целом.

Исходные данные (нагрузки и их наиболее невыгодную комбинацию, сечения элементов, физические характеристики конструкционных материалов, включая пластические свойства) допускается принять по результатам предварительного упрощенного расчета.

11.8 Проверка несущей способности и определение критических нагрузок для элементов и всего несущего каркаса здания или сооружения должна выполняться с учетом начальных несовершенств в соответствии с положениями таблицы 5.2 на основе деформационного расчета, который устанавливает совокупность равновесных состояний несущего каркаса, отвечающим различным уровням нагружения, но по своей природе не дает возможности судить об устойчивости этих состояний.

11.9 Для расчета несущих конструктивных схем уточненным способом рекомендуется использовать дискретные расчетные модели, которые рассчитываются методом конечных элементов. Дискретизация конструктивных систем проводится с применением оболочечных, стержневых и объемных (если это необходимо) конечных элементов, используемых в принятой расчетной программе.

11.10 При моделировании узлов сопряжений элементов между собой и с опорами нужно оценить их податливость, а также, при необходимости, учесть податливость основания под фундаментами.

11.11 Для проведения расчетов необходимо создавать конечно-элементную сетку с соответствующим назначением типов конечных элементов: стержневые, плоские или оболочечные, пространственные. В местах концентрации напряжений конечно-элементную сетку необходимо сгущать.

11.12 Одновременно с построением основной компьютерной модели рекомендуется независимо решать локальные задачи по уточнению исходных данных, зависящих от конструктивных особенностей узлов сопряжения элементов между собой и на опорах (например, с применением винтов для соединения между собой тонких пластин). Континуальные конструктивные элементы типа плит, оболочек, сплошных массивов необходимо моделировать с помощью двухмерных и трехмерных конечных элементов.

11.13 В общую стержневую модель рекомендуется вставлять фрагменты узловых соединений, смоделированных с помощью плоских или объемных конечных элементов.

11.14 При создании пространственной модели конструктивной системы необходимо учитывать характер совместной работы стержневых, оболочечных и объемных конечных элементов, что связано с разным количеством степеней свободы для каждого из указанных элементов.

11.15 Расчетная схема всей конструкции строится в первом приближении, пренебрегая локальными особенностями конструктивного решения, что дает возможность оценить напряженно-деформированное состояние объекта в целом, и выполнить расчет.

11.16 При построении конечно-элементной расчетной модели размеры и конфигурацию конечных элементов следует задавать исходя из возможностей применяемых расчетных программ, и принимать их такими, чтобы была обеспечена необходимая точность определения усилий с учетом общего числа конечных элементов в расчетной схеме, влияющим на продолжительность расчета.

11.17 Рекомендуется при расчете отдельных элементов применять принципы фрагментации: выделение фрагмента из общей конструктивной схемы здания, содержащего интересующий элемент. К этому фрагменту прикладываются силы, непосредственно к выделенной части конструкции.

11.18 При расчете здания в целом на горизонтальные и вертикальные нагрузки следует использовать модель с редкой конечно-элементной сеткой, а расчеты отдельных элементов здания проводить как расчеты отдельных конструктивных схем с более густой конечно-элементной сеткой на местную нагрузку и перемещение узлов, общих с узлами общей схемы.

Рекомендуется применение современных гибридных конечных элементов, что позволяет получать хорошую точность без дополнительного разбиения. При организации расчетов рекомендуется применять программные комплексы, в которых автоматически реализованы принципы фрагментации.

11.19 При необходимости рекомендуется проводить расчеты отдельных узлов и элементов на основе трехмерной модели в физически нелинейной постановке.

11.20 Следует выполнять расчеты, моделируя работу конструкций с учетом этапности, технологии и последовательности возведения (в том числе для нелинейных задач).

11.21 Программные средства, с помощью которых производятся расчеты, должны иметь сопровождающую техническую документацию и обеспечивать возможность расчета элементов несущих и ограждающих конструкций с учетом редуцирования, а также возможность расчета редуцированных характеристик сечений из одиночных и составных профилей.

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 должно выполняться в соответствии с требованиями СП 28.13330.

В настоящем разделе определены технические требования к защите от кор-

розии строительных конструкций зданий и сооружений при воздействии газообразных агрессивных сред с температурой от минус 55 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 проектирование стальных конструкций из стали 09Г2 и 14Г2 зданий и сооружений, находящихся в слабоагрессивных средах, содержащих сернистый ангидрид или сероводород по группе газов В.

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

12.8 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.

12.9 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.

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

Таблица 12.1 - Минимальная толщина листов ограждающих конструкций. Размеры 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 класса по ГОСТ 14918 или класса не менее Z275 по ГОСТ Р 52246, а также алюмоцинковыми покрытиями классов ZA255 или AZ150 по EN 10346	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.		

12.11 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 09Г2 и 14Г2.

12.12 Степени агрессивного воздействия сред на металлические конструкции приведены: 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 B C D	Неагрессивная То же Слабоагрессивная Среднеагрессивная	Неагрессивная Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же	Слабоагрессивная То же Среднеагрессивная Сильноагрессивная
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
Нормальный / Нормальная	A B C D	Неагрессивная Слабоагрессивная То же Среднеагрессивная	Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же Сильноагрессивная	Слабоагрессивная Среднеагрессивная То же 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

12.13 Несущие металлоконструкции каркасов зданий из тонколистовых гнутых профилей и ограждающие конструкции, изготавливаемые из оцинкованного проката с горячим цинковым покрытием 1 класса по ГОСТ 14918 и класса 275 по ГОСТ Р 52246, допускается применять только в условиях неагрессивного и слабоагрессивного воздействия среды. Несущие конструкции из этих профилей и ограждающие конструкции из тонколистовой оцинкованной стали с дополнительным лакокрасочным покрытием допускается применять в условиях слабоагрессивного и среднеагрессивного воздействия среды.

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[1)] 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 Гигроскопичные	То же	То же	Сильноагрессивная

[1)]Перечень наиболее распространенных растворимых веществ и их характеристики приведен в СП 28.13330, 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 Выбор марок материалов и толщины защитно-декоративных лакокрасочных покрытий для дополнительной защиты от коррозии оцинкованной стали следует производить с учетом срока службы лакокрасочного покрытия в конкретных условиях эксплуатации.

12.15 Прогнозируемый срок службы покрытия следует устанавливать по результатам ускоренных климатических испытаний образцов покрытий, представляющих собой фрагменты реальных конструкций. Ускоренные испытания покрытий проводить 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 должна устанавливаться в соответствии с требованиями [2] и СП 2.13130.

13.2 Степень огнестойкости несущих каркасов зданий и сооружений из стальных, холодногнутых оцинкованных профилей установлена R15 в соответствии с [7].

13.3 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.

13.4 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.

14 Применение тонкостенных профилей в конструкциях, эксплуатируемых в районах с сейсмической активностью

14.1 Применение стальных тонкостенных гнутых профилей в конструкциях каркасов зданий и сооружений в виду их малой массы и малых расстояний между несущими элементами оказывает благоприятное воздействие на сопротивление каркасов из таких профилей при сейсмических воздействиях.

14.2 При проектировании зданий и сооружений, расположенных в зонах сейсмического воздействия, следует руководствоваться требованиями СП 14.13330.2014 и принимать, как правило, симметричные конструктивные и объёмно-планировочные решения с равномерным распределением нагрузок на перекрытия, масс и жесткостей конструкций в плане и по высоте.

Располагать стыки элементов вне зоны максимальных усилий, обеспечивать однородность и непрерывность конструкций, избегать конструктивных решений, допускающих обрушение сооружений в случае разрушения или недопустимого деформирования одного несущего элемента.

Предусматривать условия, облегчающие развитие в элементах конструкций и их соединений пластических деформаций, обеспечивающих общую устойчивость сооружения. При назначении зон пластических деформаций и местных разрушений следует принимать конструктивные решения, снижающие риск прогрессирующего разрушения сооружения или его части и обеспечивающие живучесть сооружения при сейсмических воздействиях и во время проведения спасательных мероприятий

Примечание – При выполнении расчётных и конструктивных требований СП 14.13330.2014 расчёты на прогрессирующее обрушение зданий и сооружений не требуется.

14.3 Расчёт конструкций и оснований зданий и сооружений следует выполнять на особые сочетания нагрузок в соответствии с указаниями СП 14.13330.2014, раздел 5, используя в расчётах коэффициенты как для стальных конструкций.

14.4 Конструктивные требования к каркасам и отдельным элементам зданий и сооружений следует руководствоваться указаниями СП 14.13330.2014, раздел 6.

15 Долговечность зданий и сооружений из ЛСТК

15.1 Долговечность зданий и сооружений из тонкостенных стальных оцинкованных профилей определяется толщиной и качеством цинкового покрытия, которое должно быть не менее 19 мкм или 275 г/м^2.

15.1 В конструкциях одно- и многоэтажных производственных, жилых и гражданских зданий с облицовкой каркаса панелями стен, покрытий и перекрытий следует особое внимание обратить на конструктивные мероприятия исключающие попадание влаг внутрь конструкций и отвода конденсата за счёт вентиляции наружного пространства стеновых панелей при применении различных утеплителей.

15.3 Для закрытых от внешних воздействий ограждающими конструкциями каркасов одно- и многоэтажных производственных, жилых и гражданских зданий при средней наружной влажности, не превышающей 80 %, и классом цинкового покрытия не менее 19 мкм или 275 г/м^2 срок службы следует принимать равным не менее 50 лет [8].

15.4 Для открытых внешним воздействиям конструкций каркасов отапливаемых гражданских и промышленных зданий с неагрессивной средой с цинковым покрытием класса 275 срок службы следует принимать равным не менее 30 лет.

Приложение А
(обязательное)

Специальные требования к конструкциям

А.1 Требования к прогонам и подобным балочным конструкциям

А.1.1 Требования, приведенные в настоящем разделе, могут быть использованы для прогонов и балок, из холодногнутых профилей *Z* – образного, *C* – образного, Σ – образного, *U* – образного и шляпного поперечного сечения с *h*/*t* < 233, для высоты стенки *c*/*t* ≤ 20 для одиночного отгиба и *d*/*t* ≤ 20 – для двойного краевого отгиба.

А.1.2 Настоящие требования используются для раскрепленных из плоскости изгиба неразрезных прогонов, соединённых внахлестку или накладками.

А.1.3 Настоящие требования могут также применяться для холодногнутых 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 гофрированными листами с трапециевидными гофрами или другими гофрированными стальными листами 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.

А1.5 Если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и условие, выраженное формулой (А.1), удовлетворяется, то прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила:

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

где *S* – часть сдвиговой жесткости, обеспеченной 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 0,2*S*);

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 – Формула (А.1) может также применяться 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, должно учитываться при расчете опорных деталей.

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

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 Сдвиговая жесткость настила с трапециевидными гофрами, соединенного с прогоном в каждой волне, определяется на основании эксперимента либо по следующей формуле

$$S_n = 1000\sqrt{t^3} \cdot \left(50 + 10 \cdot \sqrt[3]{b_{roof}}\right) \cdot \frac{s}{h_w}; H/\text{мм} \qquad (A.2)$$

где t – расчетная толщина настила;

b_{roof} – ширина кровли по скату;

s – шаг прогонов;

h_w – высота гофров настила.

Примечание – Все размеры приведены в миллиметрах.

А.1.10 Сдвиговая жёсткость кассетных профилей:

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

где L – общая длина сдвиговой диафрагмы вдоль пролёта кассетных профилей;

b – общая ширина сдвиговой диафрагмы;

b_k – ширина кассетного профиля;

α – коэффициент жёсткости, при отсутствии экспериментальных данных, может быть с запасом принят равным 2000 Н/мм.

Примечание - Все размеры приведены в миллиметрах.

А.2 Расчёт прогонов и балочных конструкций

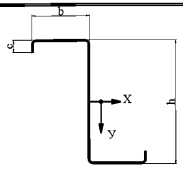
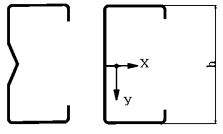
А.2.1 Прогоны Σ – образного, *C* – образного и *Z* – образного сечений с дополнительными элементами жесткости на стенке или полке или без них рассчитываются по данному СТО, при выполнении следующих условий:

- 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;
- прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены.

Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержни в качестве раскрепления;
- для систем с перехлестом и на накладках;
- если приложены осевые силы N_r.

Таблица А.1 - Ограничения в случае применения приближённого метода расчёта

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 Расчётное значение изгибающего момента *M* должно удовлетворять условию:

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

где

$$M_{LT,p} = R_y \cdot W_{eff,x} \cdot \frac{\chi_{LT}}{k_d}; \qquad (А.5)$$

$W_{eff,x}$ – момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси *y*;

χ_{LT} – коэффициент, учитывающий потерю устойчивости плоской формы изгиба (7.7.9.2 настоящего СТО);

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

$$k_d = \left(a_1 - a_2 \frac{L}{h}\right) \geq 1{,}0; \quad (А.6)$$

a_1, a_2 – коэффициенты (см. таблицу А.2);

L – пролет прогона;

h – общая высота прогона.

Таблица А.2 - Коэффициенты a_1 и a_2 для формулы (А.6)

Система	Z - образный прогон		C - образный прогон		Σ - образный прогон	
	a_1	a_2	a_1	a_2	a_1	a_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 χ_{LT} =1, если однопролетная балка работает под нагрузкой, действующей вниз, или в других случаях - если удовлетворяется условие (А.7):

$$C_D \geq \frac{M_{,u}^2}{EI_v} \cdot k_\vartheta; \quad (А.7)$$

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

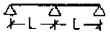
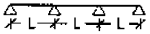
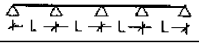
$$M_u = W_u R_y; \quad (А.8)$$

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

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

Примечание – Для C-образных и Σ-образных сечений прогонов с равными полками $I_v = I_x$, $W_u = W_x$ и $M_u = M_x$.

Таблица А.3 - Значения коэффициента k_ϑ

Статическая схема	Нагрузка вниз	Нагрузка 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 χ_{LT}, рассчитывается по 7.7.9.2 настоящего СТО. Предельный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии:

$$M_{cr} = \frac{k}{L} \cdot \sqrt{G I_t^* E I_v}; \quad (A.9)$$

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

$$I_t^* = I_t + C_D \cdot \frac{L^2}{\pi^2 G}; \quad (A.10)$$

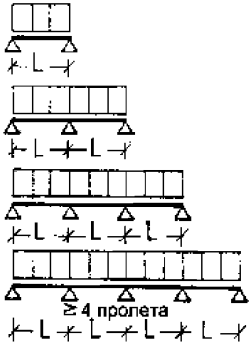
где I_t – момент инерции при свободном кручении для прогона;

$$C_D = \frac{1}{(1/C_{D,A}+1/C_{D,C})}; \quad (A.11)$$

$C_{D,A}$ 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	Нагрузка вниз	Нагрузка вверх
	∞	10,3
	17,7	27,7
	12,2	18,3
	14,6	20,5
	≥ 4 пролета	

А.2.5 Значение крутильной жёсткости $C_{D,A}$, создаваемой настилом с трапециевидными гофрами, соединенным с верхней полкой прогона, с учётом того, что крепления настила к прогону расположены в середине его полки, может быть определено следующим образом:

$$C_{D,A} = C_{100} k_{ba} k_t k_{bR} k_A k_{bT}; \quad (A.12)$$

где $k_{ba} = \left(b_a/_{100}\right)^2$ при $b_a < 125$ *мм*;

$k_{ba} = 1{,}25\left({}^{b_a}/_{100}\right)^2$ при 125 *мм* ≤ b_a < 200 *мм*;

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

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

$k_t = \left({}^{t_{nom}}/_{0{,}75}\right)^{1{,}5}$ 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 $t_{nom} = 0{,}60$ мм положительное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}16$ при $t_{nom} = 0{,}60$ мм отрицательное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}095$ при $t_{nom} = 1{,}00$ мм положительное положение;

$k_t = 1{,}0 + (A - 1{,}0) \cdot 0{,}095$ при $t_{nom} = 1{,}00$ мм отрицательное положение;

Значения коэффициентов при толщинах 1,0 мм ≥ *t* ≥0,60 мм допускается определять линейной интерполяцией.

При *t* < 0,60 мм формула недействительна.

При *t* > 1,0 мм в формулу подставляется *t* = 1,0 мм;

для подъемной нагрузки (например, отрицательный ветер):

$k_A = 1{,}0$;

$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,max}}{b_T}}$; если $b_T > b_{T,max}$, иначе $k_{bT} = 1$;

где A[kH/м] ≤ 12 kH/м — нагрузка, передаваемая балке настилом;

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 Б.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} может быть получено из таблицы А.5.

А.2.7 Как вариант, $C_{D,A}$ может быть принят равным $130p$ [Н · м/м/рад], где p – количество креплений настила к прогону на 1 пог. м его длины (но не более чем одно на волну настила), при соблюдении условий:

- ширина b полки настила, которой он крепится, не должна превышать 120 мм;
- номинальная толщина t настила не менее 0,6 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 учитывается 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.

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

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

Положение настила		Настил закреплён через полку		Шаг креплений		Диаметр шайбы, мм	C_{100}	$b_{T,max}$
благоприятное	неблагоприятное	нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$		кН · м/м	мм
Для нагрузки, направленной вниз								
×		×		×		22	5,2	40
×		×			×	22	3,1	40
	×		×	×		K_a	10,0	40
	×		×		×	K_a	5,2	40
	×	×		×		22	3,1	120
	×	×			×	22	2,0	120
Для нагрузки, направленной вверх								
×		×		×		16	2,6	40
×		×			×	16	1,7	40

Примечание 1 – Здесь: b_R — ширина волны; b_T — ширина полки настила в месте крепления к прогону.

Примечание 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.2.10 Как вариант, значение $C_{D,C}$ с запасом определяется по формуле:

$$C_{D,C} = \frac{kEI_{eff}}{s}; \qquad (А.13)$$

где k – определяется по таблице А.4;

s – шаг прогонов.

А.2.11 Момент инерции эффективного сечения I_{eff} (или I_{fic}) 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.

А.2.12 Прогибы могут быть определены в предположении упругой работы стали.

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

А.2.14 Крепёжные элементы, прикрепляющие настил к прогону, должны проверяться на совместное действие срезающего усилия $q_s e$, перпендикулярного полке, и растягивающего усилия $q_t e$, где q_s и q_t можно рассчитать по таблице А.6, e – шаг креплений. Срезающее усилие от настила, действующего как диафрагма, направлено параллельно полке и суммируется с q_s геометрически.

Таблица А.6 - Срезающее и растягивающее усилия на элемент крепления вдоль балки

Балка и нагрузка	Срезающее усилие на единицу длины q_s	Растягивающее усилие на единицу длины q_t
Z-образная, нагрузка вниз	$(1+\xi)k_h q$ может быть принято равным 0	0
Z-бразная, нагрузка вверх	$(1+\xi)\left(k_h - {}^{a}/_{h}\right)q$	$\left\lvert \xi k_h q\, {}^{h}/_{a} \right\rvert + q;\ a \cong {}^{b}/_{2}$
C-образная, нагрузка вниз	$(1-\xi)k_h q$	$\xi k_h q\, {}^{h}/_{a}$
C-образная, нагрузка вверх	$(1-\xi)\left(k_h - {}^{a}/_{h}\right)q$	$\left\lvert \xi k_h q\, {}^{h}/_{(b-a)} \right\rvert + q$
Примечание – коэффициент ξ принимается как $\xi = \sqrt[3]{\varsigma}$, где $\varsigma = \sqrt[3]{k_R}$, коэффициент k_R определяется по формулам А14 и А15; ς коэффициент k_h принимается по таблице А9		

А.2.15 Крепёжные элементы, 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 определяются по формулам, приведенным в таблице А.7. Сила R_2 от настила, выполняющего роль диафрагмы жёсткости включает также скатную составляющую для кровель с уклоном. Если R_1 положительна, то растягивающая сила в элементе крепления отсутствует. R_2 на стропильную конструкцию (главную балку) через соединительный элемент (опорный элемент). Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона принимаются в 2,2 раза больше 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.

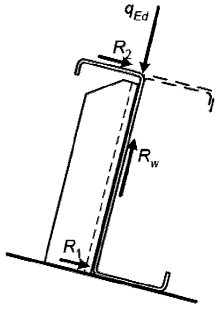


Рисунок А.1 – Реакции на опоре

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	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$-(1+\varsigma)k_h q\,L/2$
C-образная, нагрузка вниз	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$(1-\varsigma)k_h q\,L/2$
C-образная, нагрузка вверх	$(1-\varsigma)k_h q\,L/2$	$-(1-\varsigma)k_h q\,L/2$
Примечание – Коэффициент ς принимается как $\varsigma = \sqrt[3]{k_R}$, коэффициент k_R определяется по формулам А14 и А15; коэффициент k_h принимается по таблице А8		

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

- для второй от крайней промежуточной опоре:

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

- для остальных промежуточных опор:

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

где

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

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

K – погонная боковая жесткость связи из А.2.17;

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

А.2.17 Боковая жесткость связи K на единицу длины определяется из формулы:

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

где b_{mod} определяется следующим образом:

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

$$b_{mod} = 2a + b,$$

где a – расстояние от элемента крепления настила к прогону до его стенки

b – ширина полки прогона, соединенной с настилом;

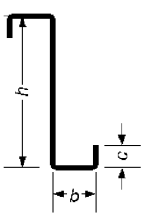
t – толщина прогона;

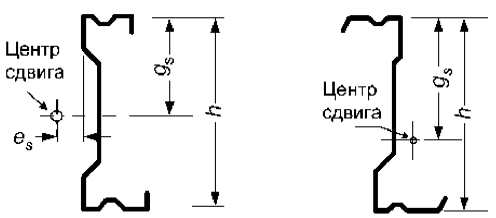
C_D – общая жесткость угловой связи из формулы А.10;

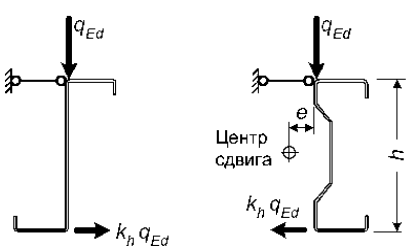
H – общая высота прогона;

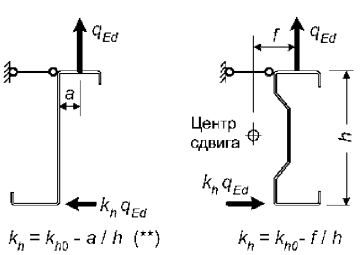
h_d – развернутая высота стенки прогона

Таблица А.8 - Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную поперечную нагрузку $k_h q_{Ed}$

<table>
<tr><td colspan="2">a) k_{h0} — коэффициент для боковой нагрузки на свободной нижней полке (k_{h0} соответствует нагрузке, приложенной в центре сдвига)</td></tr>
<tr><td>

$k_{h0} = \frac{ht \cdot (b^2 + 2cb - 2c^2 b/h)}{4I_y}$
Простое симметричное Z-образное сечение</td><td>

$k_{h0} = \frac{I_{yz}}{I_y} \cdot \frac{g_s}{h}$
Z-образное, C-образное или Σ-образное сечения</td></tr>
<tr><td colspan="2">b, c) Коэффициент k_h эквивалентной поперечной нагрузки</td></tr>
<tr><td>

$k_h = k_{h0}$ $k_h = k_{h0} + e/h$ (*)
b) гравитационная нагрузка</td><td>

$k_h = k_{h0} - a / h$ (**) $k_h = k_{h0} - f / h$ (***)
c) подъемная нагрузка</td></tr>
</table>

Окончание таблицы А.8

(*) Если центр изгиба расположен справа от нагрузки q_{Ed}, то нагрузка действует в противоположном направлении.

(**) Если $a/h > k_{h0}$, то нагрузка действует в противоположном направлении.

(***) Величина f ограничивает положение нагрузки q_{Ed} между продольными краями верхней полки.

Приложение Б
(обязательное)

Проектирование зданий с учётом диафрагмы жёсткости из гофрированного листа

Б.1 Общие положения

Б.1.1 В разделе рассматривается взаимодействие между конструктивными элементами и настилом, работающими совместно как части комбинированной пространственной конструкции.

Б.1.2 Диафрагмы могут быть образованы из стального гофрированного листа, применяемого в покрытиях, в стеновом ограждении или в перекрытиях. Они также могут быть образованы в стенах или покрытиях из кассетных профилей.

Б.2 Работа диафрагмы

Б.2.1 В расчете необходимо учитывать, что, вследствие своей сдвиговой жесткости и прочности, диафрагмы из настила покрытий, перекрытий или обшивки стены увеличивают общую жесткость и прочность каркаса.

Б.2.2 Покрытия и перекрытия рассматриваются 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 рассматривается как стенка балки, воспринимающая сдвигающие поперечные нагрузки в ее плоскости, а краевые элементы – как пояса балки, воспринимающие осевые растягивающие и сжимающие усилия (см. рисунки Б.1 и Б.2).

Б.2.3 Прямоугольные стеновые панели из гофрированного листа рассматриваются упрощенно – как связевые системы, работающие в качестве диафрагмы жёсткости и воспринимающие усилия в своей плоскости.

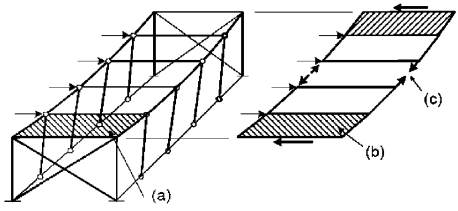
Б.3 Условия применения настила в качестве диафрагмы жёсткости

Б.3.1 Расчет с учетом работы диафрагмы, являющейся составной частью несущего каркаса, могут использоваться только при следующих условиях:

- настил, кроме обеспечения своей основной функции, должен обладать достаточной сдвиговой жесткостью, чтобы препятствовать перемещениям конструкций в плоскости настила;
- диафрагмы должны иметь продольные краевые элементы, воспринимающие усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы;
- усилия от диафрагм покрытий и перекрытий передаются к фундаментам через связевые рамы, другие диафрагмы или другими методами, препятствующими смещению рам;
- несущая способность соединений должна соответствовать усилиям, передающимся от диафрагмы на основной стальной каркас и объединяющим настил с краевыми элементами для работы в качестве поясов;
- настил рассматривается как неотъемлемая конструктивная часть каркаса,

которая не может быть удалена без надлежащей компенсации;

- в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обязательно отмечено то, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;
- для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах, возникающие при работе диафрагмы, могут быть восприняты самим настилом.
- сдвиговая жёсткость не зависит от направления действия сдвигающей силы (вдоль или поперёк гофров);
- поперечная нагрузка не влияет на сдвиговую жёсткость настила.

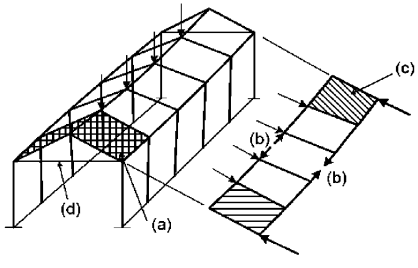


a – настил; b – зона сдвига в настиле; c – усилия в поясах краевых элементов

Рисунок Б.1 – Работа диафрагмы в здании с плоским покрытием

Б.3.2 Расчет с учетом работы вертикальных диафрагм жесткости используется, прежде всего, для невысоких зданий или для перекрытий и фасадов высоких каркасных зданий.

Б.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 длительного воздействия 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 Б.2 – Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей

Б.4 Диафрагмы из стального гофрированного листа

Б.4.1 В диафрагме из профилированного настила (рисунок Б.3) оба торца листов настила должны быть закреплены на опорных элементах самонарезающими винтами, дюбелями, сваркой, болтами или другими типами креплений. Соединения должны работать без отказа, не выдергиваться или не срезаться до разрушения настила. Все типы креплений должны устанавливаться непосредственно через настил в опорный элемент, если не предусмотрены специальные меры по обеспечению эффективной передачи усилий, установленных в расчете.

Б.4.2 Продольные стыки между соседними листами должны выполняться на заклепках, самонарезающих винтах, сварке или другими типами креплений, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до разрушения настила. Шаг таких креплений не должен превышать 500 мм.

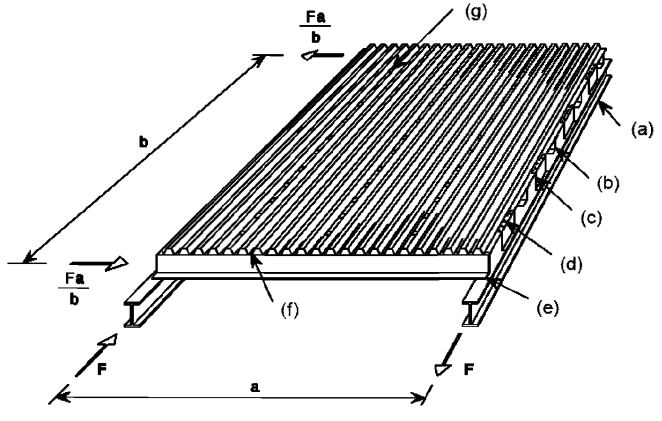
Б.4.3 Расстояния от креплений всех типов до краев и торцов листов должны быть достаточными для предотвращения преждевременного прорыва кромки настила.

Б.4.5 В диафрагмах допускаются без специального расчета небольшие беспорядочно расположенные отверстия, на площади не более 3 % от перекрываемой площади при условии, что общее расчётное количество креплений сохраняется. Отверстия, расположенные на площади до 15 % от перекрываемой площади (площади поверхности диафрагмы, учитываемой в расчете), размещаются согласно детальным расчетам. Участки с большими проемами должны быть разделены на меньшие участки, каждый из которых работает как диафрагма.

Б.4.6 Все настилы, которые также образуют диафрагмы, должны быть в первую очередь 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.

Б.4.7 Несущая способность диафрагмы на сдвиг определяется минимальным значением предельной прочности продольных стыков или креплений настила на опорах, параллельных гофрам, а для диафрагм, закрепленных только на продольных краевых элементах, креплений листов на торцах. Расчетная несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум не менее чем на:

- при разрушении креплений листов к прогонам от совместного действия сдвига и ветрового отсоса – 40 %;
- при любой другой форме разрушения – 25 %.



(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 Б.3 – Конструкция отдельной панели

Б.5 Диафрагмы из кассетных профилей

Б.5.1 Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

Б.5.2 Кассетные профили в диафрагмах должны соединяться между собой по продольным краям через стенки крепёжными элементами (обычно с помощью заклепок) с шагом креплений $e_s \leq 300$ мм, расположенных на расстоянии $e_u \leq 30$ мм от широкой полки (рисунок Б.4).

Б.5.3 Для точной оценки деформации (перекосов), обусловленных крепёжными элементами, можно использовать методику, аналогичную принятой для профилированных настилов с трапециевидными гофрами.

Б.5.4 Сдвигающая сила $T_{v,Ed}$ от расчетных нагрузок в предельной стадии не должна превышать $T_{v,Rd}$:

$$T_{v,Rd} = 8{,}43E\sqrt[4]{I_a\left(\frac{t}{b_u}\right)^9}; \qquad (Б.1)$$

где I_a – момент инерции широкой полки относительно собственной оси;

b_u – общая ширина широкой полки.

Б.5.5 Сдвигающая сила $T_{v,ser}$ от нормативных нагрузок не должна превышать $T_{v,Cd}$:

$$T_{v,Cd} = S_v/375, \qquad (Б.2)$$

где S_v – сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины пролета профилированного настила $S_н$ (формула А.2) или кассетного профиля (формула А.3).

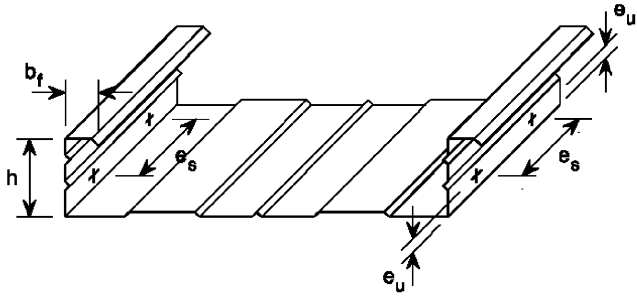


Рисунок Б.4 – Расположение крепёжных элементов в продольном стыке

Приложение В

(обязательное)

Определение эффективной ширины сжатых элементов жесткости

В.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 В.1 и должен содержать следующие этапы:

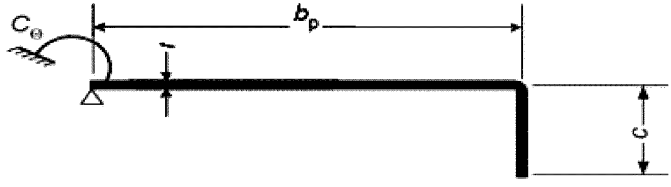


Рисунок В.1 – Схема полного сечения полки с ребром жесткости

Этап I – Определяется 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 В.2).

Эффективная ширина полки, примыкающей к ребру, определяется по формуле $b_{e2}=0,5\rho b_p$ в соответствии с 7.3.

Эффективная ширина ребра по $c_{ef} = \rho b_{p,c}$, где ρ определяется из 7.3 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ: $k_\sigma = 0,5$, если $\frac{c}{b_p} \leq 0,35$ (В.1)

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

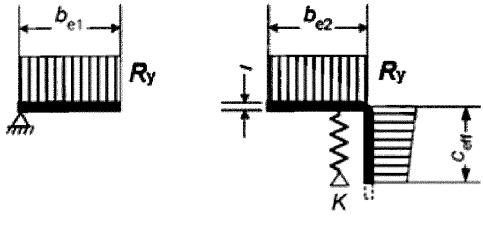


Рисунок В.2 – Схема к этапу I

Этап II – Первым шагом определяется критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери

устойчивости краевого отгиба в упругой стадии по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \cdot \sqrt{K_1 E I_s}}{A_s}, \quad \text{(В.2)}$$

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 В.3).

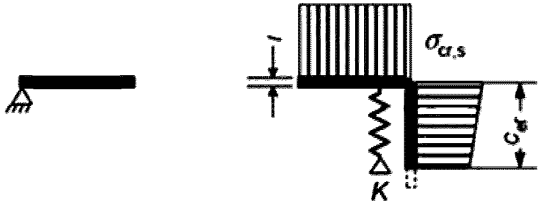


Рисунок В.3 – Схема к этапу II

Вторым шагом определяется 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 В.4).

$$\chi_d = 1{,}0, \text{ если } \overline{\lambda}_d \le 0{,}65 \quad \text{(В.3)}$$

$$\chi_d = 1{,}47 - 0{,}723\overline{\lambda}_d, \text{ если } 0{,}65 < \overline{\lambda}_d < 1{,}38 \quad \text{(В.4)}$$

$$\chi_d = \frac{0{,}66}{\overline{\lambda}_d}; \text{ если } \overline{\lambda}_d \ge 1{,}38, \quad \text{(В.5)}$$

где $\overline{\lambda}_d = \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_{cr,s}}}$;

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости устанавливается в 7.3.

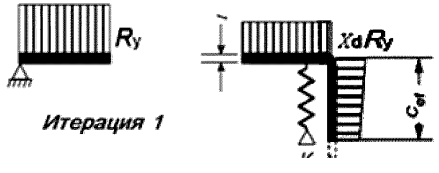


Рисунок В.4 – Схема к этапу II с учетом χ_d

Этап III – Уточнение коэффициента снижения несущей способности вслед-

ствие потери устойчивости формы сечения осуществляется итерационным расчетом, повторяются этапы I и II (см. рисунок В.5).

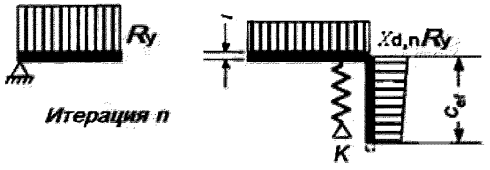


Рисунок В.5 – Схема к этапу III

Принимается эффективное поперечное сечение ребра жесткости размерами b_2 и c_{ef} и толщиной t_{red}, уменьшенной в соответствии с χ_d (рисунок В.6).

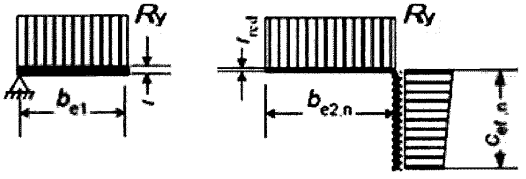


Рисунок В.6 – Окончательное сечение полки

В.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 В.7, и должен содержать этапы перечисленные ниже:

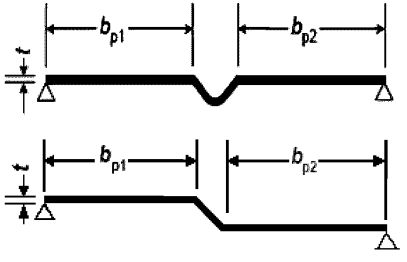


Рисунок В.7 – Схема полного сечения полки (стенки)

Этап I – Начальные значения эффективной ширины b_{e1} и b_{e2} назначаются в предположении, что ребро жестко подкрепляет сжатую полку профиля при $K = \infty$ и напряжения в полке равны расчетному сопротивлению $\sigma_{com} = R_y$ (рисунок В.8).

Эффективная ширина полки, примыкающей к ребру, b_{e1} *u* b_{e2} определяется по формуле в соответствии с 7.3.

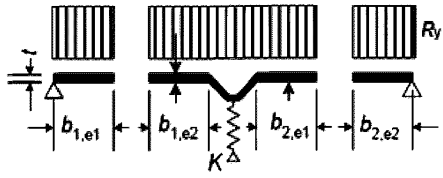


Рисунок В.8 – Схема к этапу I. Эффективные ширины полки при $\sigma_{\mathrm{com}} = R_{\mathrm{y}}$

Этап II – Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости промежуточного элемента жесткости с эффективной площадью A_s (рисунок Б.9), установленной в этапе I, определяется по формуле

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \qquad (В.6)$$

где K – жесткость связи на единицу длины $K = \frac{(b_1+b_2)Et^3}{4b_1^2b_2^2(1-\nu^2)}$;

I_s – момент инерции эффективного сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s относительно центральной оси *a-a* эффективного поперечного сечения (см. рисунок В.9).

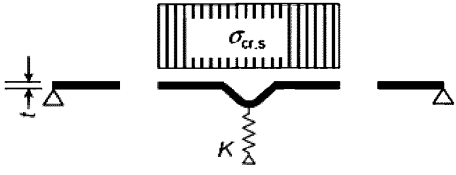


Рисунок В.9 – Схема к этапу II

Этап III – Определяется коэффициент снижения несущей способности χ_d вследствие потери устойчивости формы сечения ребра. Сниженная прочность $\chi_d R_y$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s учитывается уменьшением толщины ребра жесткости снижающим коэффициентом χ_d, умноженным на t (см. рисунок В.10).

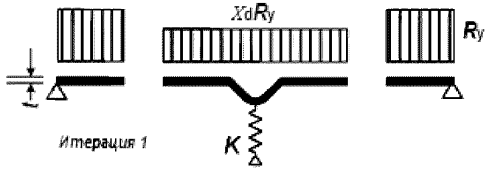


Рисунок В.10 – Схема к этапу III

Этап IV – Повторяется расчет в следующем приближении, начиная с этапа I. Расчет эффективной ширины ведется с уменьшенным сжимающим напряжением σ_{com}, = $\chi_d R_y$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполнятся следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$.

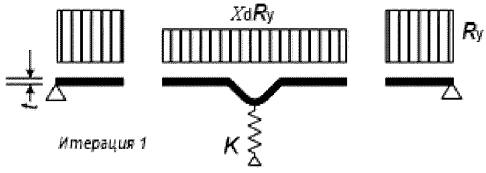


Рисунок В.11 – Схема к этапу IV

Окончательно принимается 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 В.12)

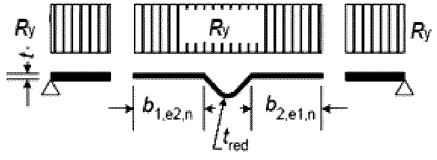


Рисунок В.12 – Окончательное расчетное сечение полки

Приложение Г
(справочное)

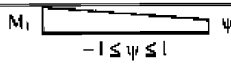
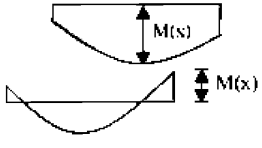
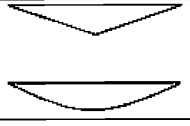
Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений чувствительных и не чувствительных к деформациям кручения

Г.1 Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений чувствительных к деформациям кручения

Таблица Г.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}	$C_{m,y}\cdot\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N}{N_{cr,y}}}$	
$\varepsilon_x=\dfrac{M_x}{N}\cdot\dfrac{A_{ef}}{W_{ef}}$		

Таблица Г.2 - Коэффициент $C_{m,i,0}$ перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов

Эпюра моментов	$C_{m,i,0}$
	$C_{m,i,0}=0{,}79+0{,}21\psi_i+0{,}36(\psi_i-0{,}33)\dfrac{N}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,0}=1+\left(\dfrac{\pi^2EI_i\lvert f_z\rvert}{l^2\lvert M_i(z)\rvert}-1\right)\dfrac{N}{N_{cr,i}}$ где $M_{i,Ed}(z)$ — максимальный момент M_x или M_y; $\lvert f_z\rvert$ — максимальный прогиб элемента по его длине
	$C_{m,i,0}=1-0{,}18\cdot\dfrac{N}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,0}=1-0{,}03\cdot\dfrac{N}{N_{cr,i}}$

Г.2 Коэффициенты взаимодействия k_{ij} в формулах взаимодействия для сечений нечувствительных к деформациям кручения

Таблица Г.3 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, не чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Упругие свойства поперечного сечения 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}	Двутавры прямоугольные замкнутые	k_{xx}
k_{yx}	Двутавры прямоугольные замкнутые	$0{,}8k_{xx}$
k_{yy}	Двутавры прямоугольные замкнутые	$C_{m,y} \cdot \left(1 + 0{,}6\bar{\lambda}_y \cdot \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right) \le C_{m,y} \cdot \left(1 + 0{,}6 \cdot \frac{N}{\varphi_y A_{ef} R_y}\right)$

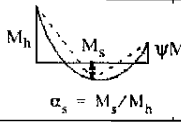
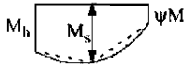
Таблица Г.4 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, не чувствительных к деформациям кручения

Коэффициенты взаимодействия	Упругие свойства поперечного сечения, класс 4
k_{xx}	k_{yy} из таблицы Г.1
k_{xy}	k_{yz} из таблицы Г.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 Г.1

Таблица Г.5 - Коэффициенты C_m перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов

Эпюра моментов	Границы	$C_{m,y}$, $C_{m,z}$ и $C_{m,LT}$	
		Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
M, ψM	$-1 \le \alpha_s \le 1$	$0{,}6 + 0{,}4\alpha_s \ge 0{,}4$	

Окончание таблицы Г.5

<table>
<tr><th rowspan="2">Эпюра моментов</th><th colspan="2" rowspan="2">Границы</th><th colspan="3">$C_{m,y}$, $C_{m,z}$ и $C_{m,LT}$</th></tr>
<tr><th>Распределенная нагрузка</th><th colspan="2">Сосредоточенная нагрузка</th></tr>
<tr><td rowspan="3">
$\alpha_s = M_s/M_h$</td><td rowspan="2">$0 \le \alpha_s \le 1$</td><td>$-1 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}2 + 0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td><td colspan="2">$0{,}2 + 0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td>$0 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}1 - 0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td><td colspan="2">$-0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td>$-1 \le \alpha_s < 0$</td><td>$-1 \le \psi < 0$</td><td>$0{,}1 \cdot (1 - \alpha_s) - 0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td><td colspan="2">$0{,}2(-\alpha_s) - 0{,}8\,\alpha_s \ge 0{,}4$</td></tr>
<tr><td rowspan="3">
$\alpha_h = M_h/M_s$</td><td rowspan="2">$0 \le \alpha_h \le 1$</td><td>$-1 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}95 + 0{,}05\,\alpha_h$</td><td>$0{,}90 + 0{,}10\,\alpha_h$</td></tr>
<tr><td>$0 \le \psi \le 1$</td><td>$0{,}95 + 0{,}05\,\alpha_h$</td><td>$0{,}90 + 0{,}10\,\alpha_h$</td></tr>
<tr><td>$-1 \le \alpha_h < 0$</td><td>$-1 \le \psi < 0$</td><td>$0{,}95 + 0{,}05\,\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$</td><td>$0{,}90 - 0{,}10\,\alpha_h \cdot (1 + 2\psi)$</td></tr>
<tr><td colspan="5">Для элементов, подверженных потере устойчивости, коэффициенты C_m следует принимать соответственно $C_{m,x} = 0{,}9$ или $C_{m,y} = 0{,}9$.</td></tr>
<tr><td colspan="5">$C_{m,x}$, $C_{m,y}$ и $C_{m,LT}$ следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:</td></tr>
<tr><td>коэффициент C_m</td><td colspan="2">изгиб относительно оси</td><td colspan="2">направление раскрепления</td></tr>
<tr><td>$C_{m,x}$</td><td colspan="2">$x - x$</td><td colspan="2">$y - y$</td></tr>
<tr><td>$C_{m,y}$</td><td colspan="2">$y - y$</td><td colspan="2">$x - x$</td></tr>
<tr><td>$C_{m,LT}$</td><td colspan="2">$x - x$</td><td colspan="2">$x - x$.</td></tr>
</table>

Приложение Д
(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 расчётной схемы и схемы действия нагрузок в общем виде определяется по формуле

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_y}{(k_y L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_y}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_{yx}} + \frac{(k_y L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_y} + \left(C_2 y_g - C_3 y_j \right)^2 \right]^{0,5} - \left(C_2 y_g - C_3 y_j \right) \right\}; \qquad (Д.1)$$

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.

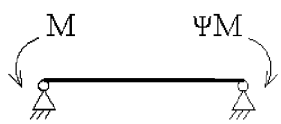
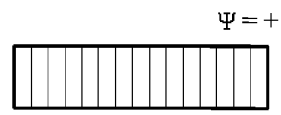
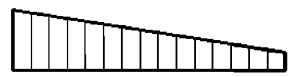
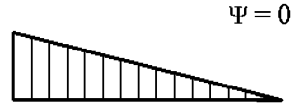
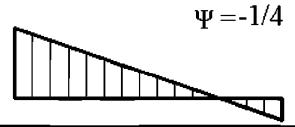
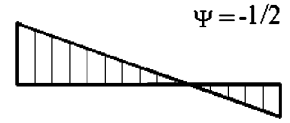
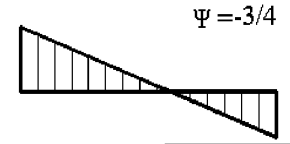
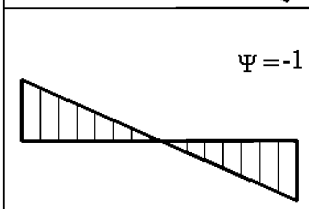
C_1, C_2, C_3 – коэффициенты, зависящие от формы приложения нагрузки и условий закреплений балок на шарнирных опорах, представлены в таблицах Д1 и Д2, другие варианты закреплений могут быть представлены с помощью коэффициентов k_x и k_w;

k_x, k_w – коэффициенты эффективной длины, зависящие от условий закрепления торцевых сечений. k_x зависит от поворота торцевых сечений относительно более слабой оси у – у, а коэффициент k_w характеризует ограничение депланаций сечения. Коэффициенты назначаются в пределах от 0,5 при ограниченных деформациях до 1,0 при свободных деформациях. В случае свободных деформаций на одном конце балки и ограниченных на другом, значение коэффициентов принимается 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 асимметрии поперечного сечения относительно оси х – х, он равен 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 Д1. – Коэффициенты C_1 и C_3 для балок с моментами на опорах.

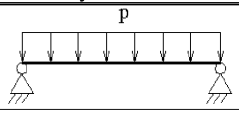
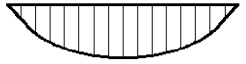
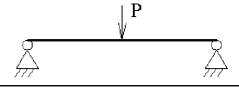
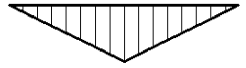
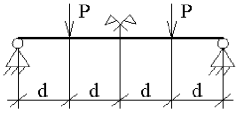
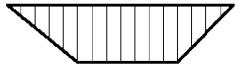
Нагрузки и граничные условия	Эпюры моментов	k_y	C_1	C_3	
				$\psi f \le 0$	$\Psi f > 0$
		1,0 0,5	1,00 1,05	1,000 1,019	
		1,0 0,5	1,14 1,19	1,000 1,017	
		1,0 0,5	1,31 1,37	1,000 1,000	
		1,0 0,5	1,52 1,60	1,000 1,000	
		1,0 0,5	1,77 1,86	1,000 1,000	
		1,0 0,5	2,06 2,15	1,000 1,000	0,850 0,650
		1,0 0,5	2,35 2,42	1,000 0,950	1,3- 1,2ψ f 0,77ψ f
		1,0 0,5	2,60 2,45	1,000 0,850	0,55ψ f 0,33ψ f
		1,0 0,5	2,60 2,45	-ψ f 0,125- 0,7ψ f	-ψ f 0,125- 0,7ψ f

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

Т а б л и ц а Д.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
[3] Федеральный закон №184-ФЗ от 27 декабря 2002 года	Технический регламент о техническом регулировании
[4] Eurocode 3 EN 1993-1-1	Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий
[5] Eurocode 3 EN 1993-1-3	Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и листов
[6] Eurocode 3 EN 1993-1-5	Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Элементы пластинчатых конструкций
[7] Заключение от 13 июля 2013 г.	Заключение по оценке огнестойкости стальных несущих конструкций зданий серии СТЕРК® с пролетами 12-24 м и высотой 3 – 8,4 м, возводимых из легких металлических конструкций (ЛМК) по технологии ООО «Андромета» (дог. № 2121/Н-3.2 от 24.12.2012 г.). ФГБУ ВНИИПО МЧС России. М. 2013
[8] Заключение № 036/15-503 от 10 августа 2015 г.	Исследование коррозионной стойкости и долговечности каркасов зданий серии СТИЛТАУН®: 6 ти этажный трехсекционный жилой дом и 4-х этажный трехсекционный жилой дом, расположенные по адресу д. Кривское Боровского района Калужской области, ул. Центральная, д. 61 и д.63. НИТУ «МИСиС». М. 2015
[9] Технические условия ТУ 1122-001-82866678-2011	Профили холодногнутые из оцинкованной стали для строительства. ООО «Андромета». М. 2011
[10] Технические условия ТУ 1122-002-82866678-2013	Профили холодногнутые из оцинкованной стали для строительства. ООО «Андромета». М. 2013
[11] Технические условия ТУ 1122-003-82866678-2015	Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. ООО «Андромета». М. 2015

УДК 69+624.014.2.04(083.74) ОКС 91.080.10 ОКП 528300

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

Список исполнителей

от Центрального Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательского и проектного института строительных металлоконструкций им. Н.П.Мельникова:

1.	Евдокимов В.В.	Директор ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»		
2.	Беляев В.Ф.	Зав. лабораторией ограждающих конструкций	К.т.н	
3.	Горицкий В.М.	Отдел экспертизы металлов	Д.т.н	
4.	Оносов Г.В.	Зав. лабораторией коррозии и защиты строительных металлоконструкций	К.т.н.	
5.	Понурова Е.А.	Заместитель директора по научно-методической работе		
6.	Ладзь Н.Ю.	Руководитель бригады		
7.	Шуваева В.С.	Инженер		

gost.e-ecolog.ru