

**ЕВРОКОД. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.
ЧАСТЬ 1-3. ОБЩИЕ ПРАВИЛА. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА ДЛЯ
ХОЛОДНОГНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ**

**ЕЎРАКОД. ПРАЕКТАВАННЕ СТАЛЕВЫХ КАНСТРУКЦЫЙ.
ЧАСТКА 1-3. АГУЛЬНЫЯ ПРАВИЛЫ. ДАДАТКОВЫЯ ПРАВИЛЫ ДЛЯ
ХАЛАДНАГНУТЫХ ЭЛЯМЕНТОВ І ПРАФІЛЯВАННЫХ ЛІСТОЎ**

(ЕН 1993-1-3:2006, IDT)

Настоящий проект стандарта не подлежит применению до его утверждения



Госстандарт
Минск

УДК 624.07.041(083.74)

МКС 91.010.30

КП 03

IDT

Ключевые слова: несущие конструкции, холодногнутые элементы, профилированный настил, несущая способность, эффективное сечение

Предисловие

Цели, основные принципы, положения по государственному регулированию и управлению в области технического нормирования и стандартизации установлены Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации»

1 ПОДГОТОВЛЕН научно-проектно-производственным республиканским унитарным предприятием «Стройтехнорм» (РУП «Стройтехнорм»), Техническим комитетом по стандартизации в области архитектуры и строительства «Металлические и деревянные конструкции» (ТКС 09).

ВНЕСЕН Министерством архитектуры и строительства Республики Беларусь

2 УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ постановлением Госстандарта Республики Беларусь от « » 200 г. №

В национальном комплексе технических нормативных правовых актов в области архитектуры и строительства стандарт входит в блок 5.04 «Металлические конструкции»

3 Настоящий стандарт идентичен европейскому стандарту EN 1993-1-3 Eurocode 3: Design steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. (ЕН «Еврокод: «Проектирование стальных конструкций: Общие правила. Дополнительные правила для холодногнутых элементов и профилированных листов»).

Европейский стандарт разработан техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные еврокоды», секретариат которого находится при BSI.

Перевод с английского языка (en).

Официальные экземпляры европейского стандарта, на основе которого подготовлен настоящий государственный стандарт, и стандартов, на которые даны ссылки, имеются в БелГИСС.

Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов, приведены в дополнительном приложении F.

Степень соответствия – идентичная (IDT)

4 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

Настоящий стандарт не может быть воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Госстандарта Республики Беларусь

Издан на русском языке

Содержание

1 Введение	7
1.1 Общие сведения.....	7
1.2 Ссылки на нормативные документы.....	7
1.3 Термины и определения.....	8
1.3.1 Основной материал.....	8
1.3.2 Основной предел текучести.....	8
1.3.3 Работа диафрагмы.....	8
1.3.4 Кассетный профиль.....	9
1.3.5 Частичное закрепление.....	9
1.3.6 Условная гибкость.....	9
1.3.7 Закрепление.....	9
1.3.8 Расчет напрягаемой поверхности.....	9
1.3.9 Опора.....	9
1.3.10 Номинальная толщина.....	9
1.3.11 Толщина стали.....	9
1.3.12 Расчетная толщина.....	9
1.4 Символы.....	9
1.5 Терминология и обозначение размеров.....	10
1.5.1 Форма сечений.....	10
1.5.2 Форма элементов жесткости.....	11
1.5.3 Размеры поперечного сечения.....	12
1.5.4 Обозначение осей элемента.....	13
2 Основа расчета	13
3 Материалы	14
3.1 Общие положения.....	14
3.2 Сталь для конструкций.....	17
3.2.1 Свойства основного материала.....	17
3.2.2 Свойства материалов холодногнутых профилей и профилированных настилов.....	17
3.2.3 Трещиностойкость.....	18
3.2.4 Толщина и допуски на толщину.....	18
3.3 Типы соединений.....	19
3.3.1 Болтовые соединения.....	19
3.3.2 Другие типы метизов.....	19
3.3.3 Использование сварки.....	19
4 Долговечность	19
5 Расчет конструкций	19
5.1 Влияние углов сгиба.....	19
5.2 Соотношение геометрических размеров.....	21
5.3. Расчетные модели конструкций.....	23
5.4. Кривизна полок.....	23
5.5 Местная потеря устойчивости и потеря устойчивости формы сечения.....	24
5.5.1 Общие положения.....	24
5.5.2 Плоские элементы без элементов жесткости.....	26
5.5.3 Плоские элементы с краевыми или промежуточными элементами	

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

жесткостями	26
5.5.3.1 Общие положения	26
5.5.3.2 Плоские элементы с краевыми отгибами	29
5.5.3.3 Плоские элементы с промежуточными элементами жесткости	32
5.5.3.4 Трапецеидальные листовые профили с промежуточными элементами жесткости.....	35
5.5.3.4.1 Общие положения	35
5.5.3.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости	35
5.5.3.4.3 Стенки с элементами жесткости не более двух	37
5.5.3.4.4 Листовые профили с элементами жесткости на полках и стенках ..	41
5.6 Потеря местной устойчивости между элементами крепления.....	42
6 Предельные состояния 1-й группы.....	42
6.1 Несущая способность поперечного сечения	42
6.1.1 Общие положения	42
6.1.2 Осевое растяжение	42
6.1.3 Осевое сжатие	43
6.1.4 Изгибающий момент.....	44
6.1.4.1 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе сжатой полки.	44
6.1.4.2 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе растянутой полки	45
6.1.4.3 Влияние сдвигового запаздывания	46
6.1.5 Сдвигающее усилие	46
6.1.6 Крутящий момент	47
6.1.7 Местные поперечные силы.....	48
6.1.7.1 Общие положения	48
6.1.7.2 Поперечные сечения с одной неукрепленной стенкой	48
6.1.7.3 Поперечные сечения с двумя и более неукрепленными стенками	52
6.1.7.4 Стенки с элементами жесткости.....	55
6.1.8 Совместное действие растяжения и изгиба	55
6.1.9 Совместное действие сжатия и изгиба	56
6.1.10 Совместное действие сдвигающей силы, осевой силы и изгибающего момента.....	56
6.1.11 Совместное действие изгибающего момента и местной нагрузки или опорной реакции.....	57
6.2 Местная устойчивость.....	57
6.2.1 Общие положения	57
6.2.2 Потеря устойчивости при изгибе	57
6.2.3 Крутильная и изгибно-крутильная форма потери устойчивости.....	57
6.2.4 Потеря устойчивости плоской формы изгиба элементов.....	60
6.2.5 Изгиб и осевое сжатие	60
6.3 Изгиб и осевое растяжение	61
7 Предельные состояния II группы.....	61
7.1 Общие положения	61
7.2 Пластические деформации.....	61
7.3 Прогибы.....	61
8 Расчет соединений.....	61

8.1 Общие положения	61
8.2 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов.	61
8.3 Соединения с механическими метизами крепления.....	62
8.4 Точечная сварка	69
8.5 Сварка внахлестку.....	70
8.5.1 Общие положения	70
8.5.2 Сварка угловыми швами	70
8.5.3 Дуговая точечная сварка.....	71
9 Расчет с помощью испытаний	74
10 Особые требования для прогонов, кассетных профилей и профилированных листов.....	75
10.1 Балки, раскрепленные настилом.....	75
10.1.1 Общие положения	75
10.1.2 Методы расчета	76
10.1.3 Критерии расчета	78
10.1.3.1 Однопролетные прогоны.....	78
10.1.3.2 Многопролетные неразрезные прогоны под воздействием гравитационной нагрузки	78
10.1.3.3 Двухпролетные неразрезные прогоны под действием подъемной нагрузки	79
10.1.3.4 Прогоны с неполной неразрезностью, вызванной перехлестами или консолями.....	79
10.1.3.5 Критерий эксплуатационной пригодности.....	79
10.1.4 Несущая способность.....	80
10.1.4.1 Несущая способность поперечного сечения	80
10.1.4.2 Несущая способность свободной полки при потере устойчивости... ..	84
10.1.5 Закрепление от поворота за счет настила	85
10.1.5.1 Жесткость линейной связи из плоскости изгиба	85
10.1.5.2 Жесткость угловой связи.....	86
10.1.6 Усилия и реакции в креплениях настила с прогоном.....	89
10.2 Кассетные профили, раскрепленные настилом	91
10.2.1 Общие положения	91
10.2.2 Несущая способность при действии изгибающего момента	92
10.2.2.1 Широкая полка сечения сжата.....	92
10.2.2.2 Широкая полка сечения растянута	92
10.3 Проектирование с учетом диафрагмы жесткости	94
10.3.1 Общие положения	94
10.3.2 Работа диафрагмы	94
10.3.3 Необходимые условия	95
10.3.4 Диафрагмы из стального профилированного настила	96
10.3.5 Диафрагмы из кассетных профилей	97
10.4 Перфорированный настил	98
Приложение А (обязательное) – Методики испытаний	99
А.1 Общие данные.....	99
А.2 Испытания профилированных листов и кассетных профилей	99
А.2.1 Общие положения	99
А.2.2 Испытание однопролетных образцов.....	100

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

A.2.3 Испытания двухпролетных образцов	100
A.2.4 Испытания на промежуточной опоре	100
A.2.5 Испытания на крайней опоре	102
A.3 Испытания холодногнутых элементов	104
A.3.1 Общие положения	104
A.3.2 Испытание полного профиля на сжатие	105
A.3.2.1 Испытание короткой стойки	105
A.3.2.2 Испытание элемента на устойчивость	105
A.3.3 Испытание полного профиля на растяжение	106
A.3.4 Испытания полного профиля на изгиб	106
A.4. Испытания конструкций и их частей	107
A.4.1 Предварительное испытание	107
A.4.2 Испытание на прочность	107
A.4.3 Испытание прототипа конструкции до разрушения	108
A.4.4 Сравнительное испытание	108
A.5 Испытания балок, закрепленных от кручения	109
A.5.1 Общие положения	109
A.5.2 Испытания на промежуточной опоре	109
A.5.2.1 Схема испытаний	109
A.5.2.2 Особенности испытаний	109
A.5.2.3 Обработка результатов испытаний	109
A.5.3 Оценка закрепления от кручения	111
A.6 Обработка результатов испытаний	113
A.6.1 Общие положения	113
A.6.2 Корректировка результатов испытаний	114
A.6.3 Характеристические величины	115
A.6.3.1 Общие положения	115
A.6.3.2 Характеристические значения для серии испытаний	115
A.6.3.3 Характеристические значения, основанные на малом количестве испытаний	116
A.6.4 Расчетные значения	116
A.6.5 Эксплуатационная пригодность	117
Приложение В (справочное) - Долговечность соединений	118
Приложение С (справочное) – Постоянные поперечного сечения тонкостенных профилей	120
C.1 Открытые поперечные сечения	120
C.2 Постоянные открытого поперечного сечения с отгибами на полках	122
C.3 Постоянная кручения и центр сдвига замкнутой части поперечного сечения	123
Приложение D (справочное) – Смешанный метод определения эффективной ширины и эффективной толщины для отдельностоящих элементов	124
Приложение E (справочное) – Приближенный расчет прогонов	126
Приложение F (справочное) – Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов	130
Национальное приложение к ЕН 1993-1-3 (обязательное)	131

Введение к европейскому стандарту

Настоящий европейский стандарт разработан техническим комитетом CEN/TC 250 «Строительные еврокоды», секретариат которого находится при BSI. CEN/TC 250 несет ответственность за все строительные еврокоды.

Настоящий европейский стандарт должен получить статус национального стандарта посредством опубликования идентичного текста, либо его признанием до апреля 2007 года. Все противоречащие национальные стандарты должны быть отменены до марта 2010 года.

Настоящий стандарт заменяет предварительный стандарт ENV 1993-1-3.

Согласно регламенту CEN/CENELEC национальные институты по стандартизации следующих стран договорились о принятии этого Европейского Стандарта: Австрии, Бельгии, Кипра, Чешской Республики, Дания, Эстонии, Финляндии, Франции, Германии, Греции, Венгрии, Исландии, Ирландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Румынии, Словакии, Словении, Испании, Швеции, Швейцарии и Соединенного Королевства.

Национальные приложения для EN 1993-1-3

Настоящий Стандарт предусматривает альтернативные методики, значения и рекомендации для пунктов, в которых примечания указывают на то, что национальные особенности могут быть учтены. Поэтому Национальный Стандарт, основанный на EN 1993-1-3, должен иметь Национальное Приложение, содержащее все принятые национальные параметры для использования при проектировании стальных конструкций, возводимых в данной стране.

Национальные особенности присутствуют в EN 1993-1-3 в следующих разделах:

- 2 (3)
- 2 (5)
- 3.1 (3), Примечания 1 и 2
- 3.2.4 (1)
- 5.3 (4)
- 8.3 (5)
- 8.3 (13), Таблица 8.1
- 8.3 (13), Таблица 8.2
- 8.3 (13), Таблица 8.3
- 8.3 (13), Таблица 8.4
- 8.4 (5)
- 8.5.1 (4)

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

- 9 (2)
- 10.1.1 (1)
- 10.1.4.2 (1)
- А.1 (1), Примечание 2
- А.1 (1), Примечание 3
- А.6.4 (4)
- Е (1)

1 Введение

1.1 Общие сведения

(1) EN 1993-1-3 содержит требования к проектированию холодногнутого тонкостенных элементов и профилированных листов. Он применим для холодногнутого стальных изделий, изготовленных из тонких горяче- или холоднокатанных листов или полос с покрытием или без него, которые формуются в процессе холодной прокатки или прессования. Стандарт может также быть использован для проектирования профилированных стальных листов для сталежелезобетонных плит на стадии возведения, см. EN 1994. Изготовление стальных конструкций из холодногнутого тонкостенных элементов и листов, приводится в EN 1090.

Замечание: Правила этой части Еврокода дополняют правила других частей EN 1993-1.

(2) Приводится также методика проектирования с использованием работы стального настила как диафрагмы жесткости.

(3) Эта часть не относится к холодногнутому полым профилям круглого или прямоугольного полого сечения, включенным в EN 10219, ссылки на которые даны в EN 1993-1-1 и EN 1993-1-8.

(4) EN 1993-1-3 содержит методы проектирования на основе расчета и испытаний. Методы проектирования на основе расчета применимы только для конструкций, свойства материалов и геометрические параметры которых находятся в области, для которой накоплен достаточный опыт и проведение испытаний не представляет сложности. Эти ограничения не относятся к проектированию, основанному на испытаниях.

(5) EN 1993-1-3 не касается нагрузок и испытаний, возникающих в процессе изготовления и технического обслуживания.

(6) Правила расчета, приведенные в настоящем стандарте, применимы, только если допуски на холодногнутые элементы соответствуют требованиям EN 1090-2.

1.2 Ссылки на нормативные документы

(1) Следующие нормативные документы содержат положения, которые через ссылку в этом тексте составляют положения настоящего Европейского Стандарта. Для датированных ссылок на публикации их последующие изменения и дополнения не применимы для использования.

(2) Тем не менее, для части соглашений, базирующихся на этом Европейском Стандарте, изучена возможность применения большинства последних редакций нижеприведенных нормативных документов. Недатированные ссылки относятся к последнему изданию нормативного документа.

EN 1993 Еврокод 3 – Проектирование стальных конструкций

Части 1-1 до 1-12

EN 10002 Металлы – Испытание на растяжение:

Часть 1: Метод испытаний (при температуре окружающей среды);

EN 10025-1 Горячекатаные изделия из конструкционных сталей - Часть 1: Общие условия поставки;

EN 10025-2 Горячекатаные изделия из конструкционных сталей – Часть 2: Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей;

EN 10025-3 Горячекатаные изделия из конструкционных сталей – Часть 3:

СТБ EN 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Технические условия поставки нормализованных/нормализованных прокатных свариваемых мелкозернистых сталей;

EN 10025-4 Горячекатаные изделия из конструкционных сталей - Часть 4: Технические условия поставки термоупрочненных прокатных свариваемых мелкозернистых сталей;

EN 10025-5 Горячекатаные изделия из конструкционных сталей - Часть 5: Технические условия поставки атмосферостойких конструкционных сталей;

EN 10143 Листовая и полосовая сталь с металлическим непрерывным горячим покрытием – Допуски на размеры и форму;

EN 10149 Горячекатаные плоские листы из высокопрочной стали для холодного профилирования:

Часть 2: Условия поставки нормализованных/нормализованных прокатных сталей;

Часть 3: Условия поставки для термоупрочненных прокатных сталей;

EN 10204 Металлы. Виды контрольных документов (включая изменение A1:1995);

EN 10268 Холоднокатаные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования – Общие условия поставки;

EN 10292 Листовая и полосовая сталь из высокопрочной стали с горячим покрытием для холодного профилирования – Технические условия поставки;

EN 10326 Листовая и полосовая сталь с непрерывным покрытием - Технические условия поставки;

EN 10327 Листовая и полосовая малоуглеродистая сталь с непрерывным покрытием для холодного профилирования - Технические условия поставки;

EN ISO 12944-2 Краски и эмали. Защита стальных конструкций от коррозии лакокрасочными покрытиями. - Часть 2: Классификация окружающей среды (ISO 12944-2:1998);

EN 1090-2 Изготовление стальных и алюминиевых конструкций. - Часть 2: Технические требования к стальным конструкциям;

EN 1994 Еврокод 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций;

EN ISO 1478 Резьба самонарезающих винтов;

EN ISO 1479 Самонарезающие винты с шестигранной головкой;

EN ISO 2702 Термообработанные стальные самонарезающие винты. – Механические свойства;

EN ISO 7049 Самонарезающие винты с круглой головкой с крестовым шлицом;

EN ISO 10684 Метизы – Покрытие горячей глубокой гальванизацией;

ISO 4997 Холоднообработанные листы из конструкционной стали;

EN 508-1 Изделия из металлических листов для кровли – Спецификация самонесущих изделий из стали, алюминия или нержавеющей стали. – Часть 1: Сталь;

FEM 10.2.02 Европейская Федерация стеллажей, Секция X, Оборудование и процессы складирования, FEM 10.2.02, Проектирование полок стальных стеллажей, Нормы проектирования стеллажей, Апрель 2001, Вариант 1.02.

1.3 Термины и определения

Дополнительно к EN 1993-1-1 для этой части 1-3 Еврокода 1993 приняты следующие термины и определения:

1.3.1

Основной материал (basic material)

Плоский стальной лист, из которого изготовляют холодногнутые профили и профилированные листы способом холодной формовки.

1.3.2

Основной предел текучести (basic yield strength)

Предел текучести основного материала

1.3.3

Работа диафрагмы (diaphragm action)

Работа профилированного листа на сдвиг в своей плоскости

1.3.4

Кассетный профиль (liner tray)

Профилированный лист с большими краевыми отгибами жесткости, предназначенными для соединения профилей между собой с образованием ребристого листа с плоской опорной поверхностью в направлении, перпендикулярном пролету.

1.3.5

Частичное закрепление (partial restraint)

Закрепление части или элемента в целом от поступательных и вращательных перемещений или деформаций от кручения и депланации сечения, которое увеличивает устойчивость аналогично упругоподатливой опоре, но в меньшей степени, чем жесткое закрепление.

1.3.6

Условная гибкость (relative slenderness)

Нормализованная безразмерная величина гибкости.

1.3.7

Закрепление (restraint)

Закрепление части или элемента в целом от поступательных или вращательных перемещений или деформаций от кручения или депланации сечения элемента,

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

которое увеличивает его устойчивость так же, как жесткая опора.

1.3.8

Расчет напрягаемой поверхности (stressed-skin design)

Метод расчета, который учитывает влияние диафрагмы из листового настила на жесткость и прочность здания.

1.3.9

Опора (support)

Узел конструкции, через который элемент может передавать силы или моменты на фундамент или другой элемент конструкции.

1.3.10

Номинальная толщина (nominal thickness)

Средняя толщина, включающая цинковое и другие металлические покрытия после прокатки и определяемая поставщиком стали (t_{nom} не включает органические покрытия).

1.3.11

Толщина стали (steel core thickness)

Номинальная толщина без учета слоев цинкового и других металлических покрытий (t_{cor}).

1.3.12

Расчетная толщина (design thickness)

Толщина стали, используемая в расчете в соответствии с 1.5.3 (6) и 3.2.4.

1.4 Символы

(1) В дополнение к приведенным в EN 1993-1-1 используются следующие основные символы:

f_y	предел текучести
f_{ya}	средний предел текучести
f_{yb}	основной предел текучести
t	расчетная толщина стали до холодного формования, за исключением металлических и органических покрытий
t_{nom}	номинальная толщина листа после холодного формования, включая цинковые и другие металлические покрытия и за исключением органических покрытий
t_{cor}	номинальная толщина листа минус цинковое и другие металлические покрытия
K	линейная жесткость связи
C	угловая жесткость связи

(2) Дополнительные символы определяются при первом упоминании.

(3) Один символ может иметь несколько значений.

1.5 Терминология и обозначение размеров

1.5.1 Форма сечений

(1) Холодногнутые элементы и профилированные листы имеют постоянную

номинальную толщину с установленными допусками вдоль всей длины и могут иметь либо постоянное, либо переменное поперечное сечение вдоль их длины.

(2) Поперечные сечения холодногнутого элементов и профилированных листов в основном состоят из ряда плоских элементов, соединенных криволинейными элементами (закруглениями).

(3) Типичные формы сечений холодногнутого элементов показаны на рис. 1.1

Замечание: Методы расчета в этой части 1-3 EN 1993 не распространяются на все случаи, показанные на рисунках 1.1-1.2.

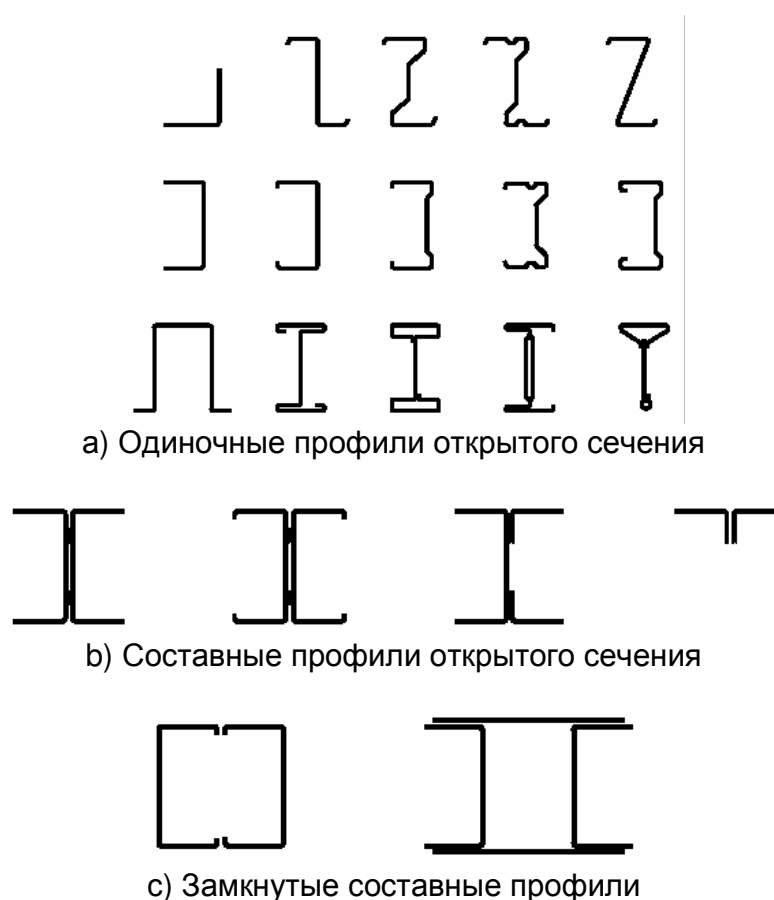


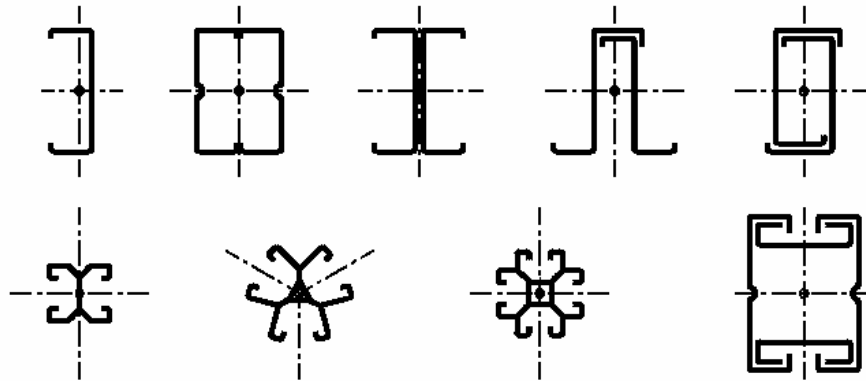
Рисунок 1.1 - Типичные формы сечений холодногнутого профилей

(4) Примеры поперечных сечений холодногнутого элементов и листов показаны на рисунке 1.2.

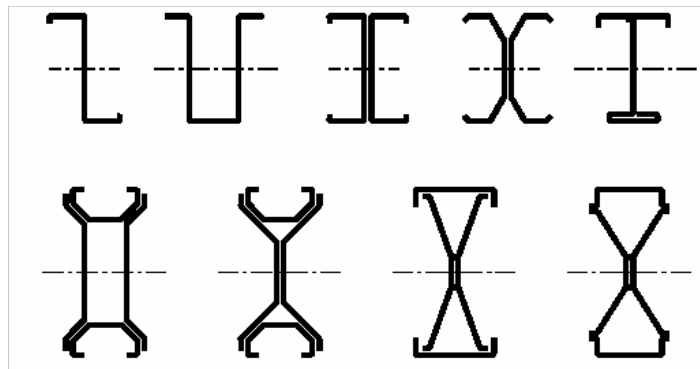
Замечание: Все правила в этой части 1-3 EN 1993 относятся к характеристикам относительно главных осей, которые определяются относительно главных осей у-у и

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

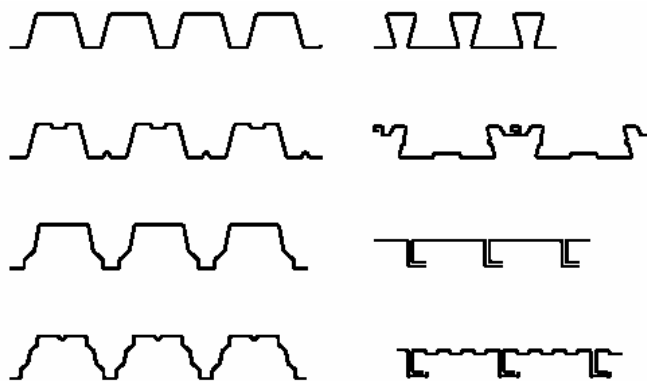
z-z для симметричных сечений и u-u и v-v для асимметричных сечений, таких как уголки и Z-образные профили. Для составных симметричных и асимметричных сечений вводятся дополнительные оси.



а) Поперечные сечения сжатых и растянутых элементов



б) Поперечные сечения балок и других изгибаемых элементов



с) Поперечные сечения профилированных листов и кассетных профилей

Рисунок 1.2 - Примеры холодногнутых элементов и профилированных листов

(5) Поперечные сечения холодногнутых профилей и листов могут быть выполнены либо без дополнительных элементов жесткости, либо снабжены продольными

элементами жесткости на стенках или полках, или на тех и на других.

1.5.2 Форма элементов жесткости

(1) Типичные формы элементов жесткости на холодногнутом профиле на листах показаны на рисунке 1.3.

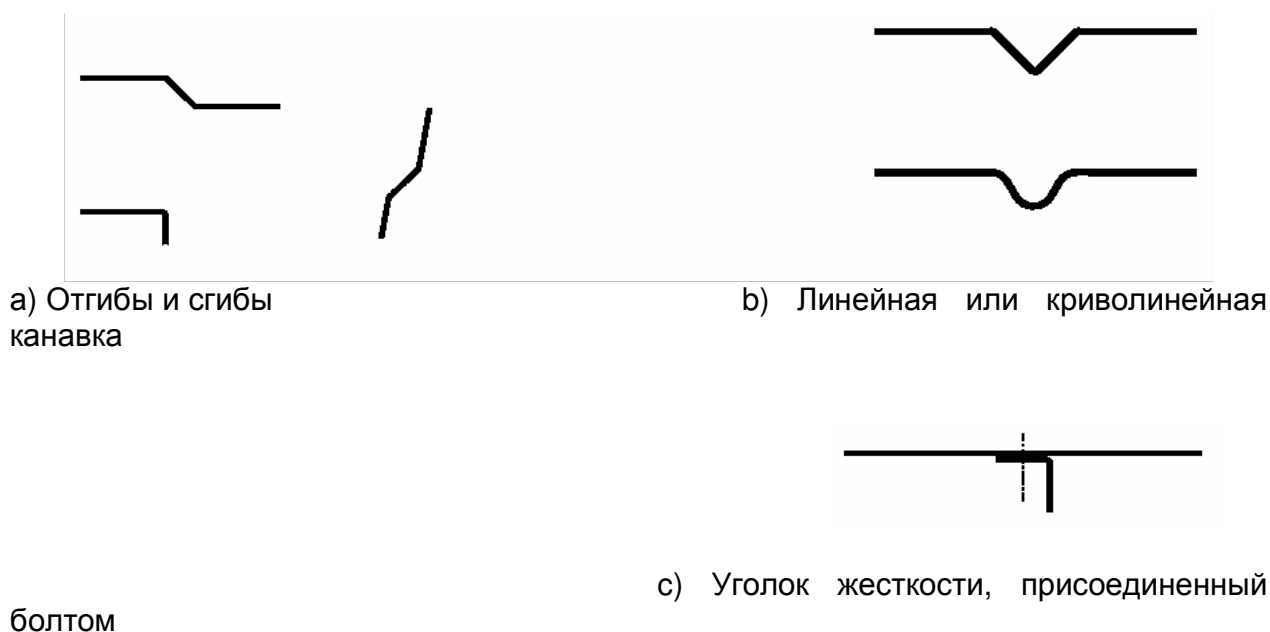


Рисунок 1.3 - Типичные формы элементов жесткости для холодногнутого элемента и профилированных листов

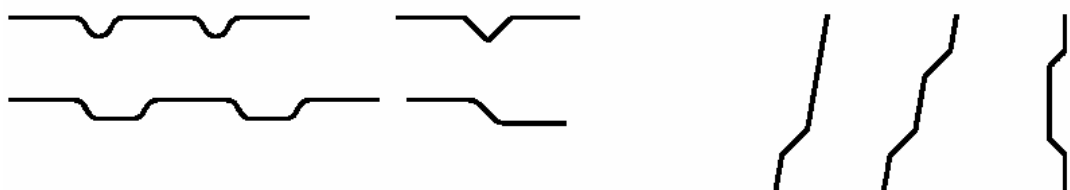
(2) Продольные элементы жесткости на полках могут быть либо крайними, либо промежуточными.

(3) Типичные крайние элементы жесткости показаны на рисунке 1.4.



Рисунок 1.4 - Типичные крайние элементы жесткости

(4) Типичные промежуточные продольные элементы жесткости показаны на рис.1.5



а) Промежуточные элементы жесткости
элементы на полках

б) Промежуточные
жесткости на стенках

Рисунок 1.5 - Типичные промежуточные продольные элементы жесткости

1.5.3 Размеры поперечного сечения

(1) Общие размеры холодногнутых элементов и листов, включая общую ширину b , общую высоту h , внутренний радиусгиба r и другие внешние размеры, обозначенные символами без индексов, такими как a , c , или d , измеряются от поверхности профиля, как приведено на рис. 1.6., за исключением других случаев.

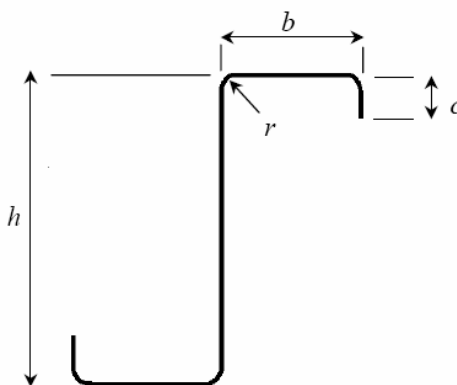


Рисунок 1.6 - Размеры типичного S-образного поперечного сечения

(2) В других случаях размеры поперечного сечения холодногнутых элементов и листов, обозначенные символами с индексами, такими как b_d , h_w или s_w , измеряются или по срединной линии листа или средней точке угла.

(3) Для наклонных элементов, таких как стенки профилированных листов с трапециевидными гофрами, наклонная высота s измеряется параллельно наклону. Наклон – это прямая линия между точками пересечения полки и стенки.

(4) Развернутая высота стенки измеряется вдоль ее срединной линии, включая любые элементы жесткости на стенке.

(5) Развернутая ширина полки измеряется вдоль ее срединной линии, включая любые промежуточные элементы жесткости.

(6) Толщина t – это расчетная толщина стали (толщина стали за вычетом минусового допуска при необходимости как определено в п. 3.2.4), если не оговорено иначе.

1.5.4 Обозначение осей элемента

(1) Общие обозначения осей приняты по EN 1993, части 1-1 и показаны на рисунке 1.7.

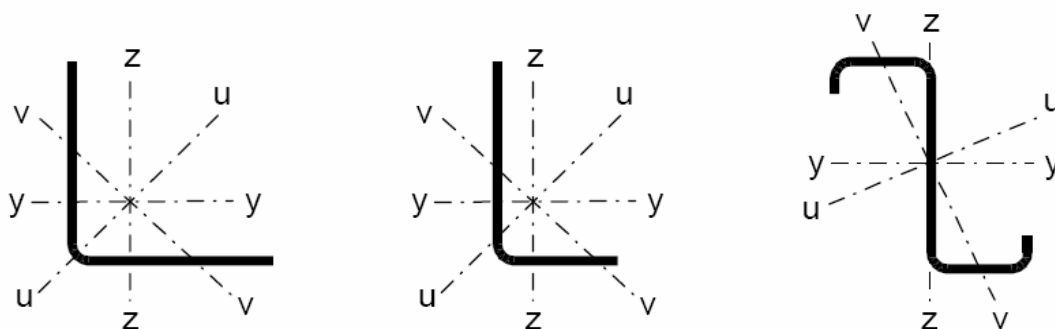


Рисунок 1.7 - Обозначение осей

(2) Для профилированных листов и кассетных профилей используются следующие обозначения осей:

- у-у ось, параллельная плоскости листа;
- z-z ось, перпендикулярная плоскости листа.

2 Основа расчета

(1) Расчет холодногнутых элементов и листов должен соответствовать общим правилам, приведенным в EN 1990 и EN 1993-1-1. Использование метода конечных элементов (или других методов) см. EN 1993-1-5, Приложение С.

(2) Р Для предельных состояний первой и второй группы должны быть установлены коэффициенты надежности.

(3) Р Для поверочных расчетов по предельным состояниям должен приниматься коэффициент надежности γ_M равный:

- при определении несущей способности поперечных сечений при полной текучести, с учетом местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения: γ_{M0}
- при определении несущей способности элементов и листов при потере общей устойчивости: γ_{M1}
- при определении несущей способности сечений, ослабленных отверстиями под метизы: γ_{M2}

Замечание: Численные значения γ_{Mi} могут быть определены по Национальному Приложению. Рекомендуются следующие величины указанного коэффициента γ_{Mi} для элементов строительных конструкций зданий:

$$\gamma_{M0} = 1,00;$$

$$\gamma_{M1} = 1,00;$$

$$\gamma_{M2} = 1,25.$$

(4) Значения γ_M при определении несущей способности соединений см. главу 8.

(5) Для поверочных расчетов по второй группе предельных состояний должен использоваться коэффициент надежности $\gamma_{M,ser}$.

Замечание: Численное значение $\gamma_{M,ser}$ может быть определено по Национальному Приложению. Рекомендуется следующая его величина для зданий:

$$\gamma_{M,ser} = 1,00.$$

(6) Для расчета конструкций, изготовленных из холодногнутых элементов и листов следует различать «классы сооружений», установленные по последствиям разрушения в соответствии с EN 1990 – Приложение В и определенные ниже:

Класс I: Конструкция из холодногнутых элементов и листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости сооружения в целом;

Класс II: Конструкция из холодногнутых элементов и листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости отдельных конструктивных элементов;

Класс III: Конструкция из холодногнутого профилированного листа, используемая только для передачи нагрузки на несущий каркас.

Замечание 1: В течение различных стадий строительства могут учитываться разные классы конструкций.

Замечание 2: Требования по изготовлению профилированных листов см. EN 1090.

3 Материалы

3.1 Общие положения

(1) Все стали, используемые для холодногнутых элементов и профилированных листов, должны быть пригодны для холодного профилирования и сварки, если это необходимо. Сталь элементов и листов, подлежащих гальванизации, должна также быть пригодна гальванизации.

(2) Номинальные значения характеристик материала, данные в этой главе, должны рассматриваться как нормативные величины в расчетах.

(3) Эта часть EN 1993 распространяется на расчет холодногнутых элементов и профилированных листов, изготовленных из сталей, марки которых приводятся в таблице 3.1а.

Таблица 3.1а - Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} Н/мм ²	f_u Н/мм ²
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей. Часть 2: Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей	EN 10025: Часть 2	S 235	235	360
		S275	275	430
		S355	355	510
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей.	EN 10025: Часть 3	S275N	275	370
		S355N	355	470

Часть 3: Технические условия поставки нормализованных прокатных свариваемых мелкозернистых сталей		S420N	420	520
		S460N	460	550
		S275NL	275	370
		S355NL	355	470
		S420NL	420	520
		S360NL	460	550
Горячекатанные изделия из конструкционных сталей. Часть 4: Технические условия поставки термоупрочненных прокатных свариваемых мелкозернистых сталей.	EN 10025: Часть 4	S275M	275	360
		S355M	355	450
		S420M	420	500
		S460M	460	530
		S275ML	275	360
		S355ML	355	450
		S420ML	420	500
S460ML	460	530		

Примечание 1: Для стальной полосы толщиной менее 3 мм, соответствующей EN 10025, нормативные значения могут быть заданы в Национальном Приложении, если ширина исходной полосы более или равна 600 мм. Рекомендуется принимать численное значение по таблице 3.1, умноженное на 0,9.

Примечание 2: Другие марки сталей и изделия см. в Национальном Приложении. Примеры марок стали, которые могут соответствовать требованиям этого стандарта, приводятся в Таблице 3.1b.

Таблица 3.1b - Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} Н/мм ²	f_u Н/мм ²
Холоднообработанные листы из конструкционной стали	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Листовая и полосовая сталь с непрерывным покрытием	EN 10326	S	220	360
		220GD+Z	250	330
		S	280	360
		250GD+Z	320	390
		S	350	420
		280GD+Z		
		S		
		320GD+Z		
		S		
350GD+Z				

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Горячекатанные плоские листы из высокопрочных сталей для холодного профилирования. Часть 2: Условия поставки для термообработанного стального проката	EN 10149: Часть 2	S315MC	315	390	
		S355MC	355	430	
		S420MC	420	480	
		S460MC	460	520	
		S500MC	500	550	
		S550MC	550	600	
		S600MC	600	650	
		S700MC	700	750	
	EN 10149: Часть 3	S260NC	260	370	
		S315NC	315	430	
		S355NC	355	470	
		S420NC	420	530	
Холоднокатанные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования	EN 10268	H240LA	240	340	
		H280LA	280	370	
		H320LA	320	400	
		H360LA	360	430	
		H400LA	400	460	
Листовая и полосовая сталь из высокопрочной стали с горячим покрытием для холодного профилирования	EN 10292	H260LAD	240 ²⁾	340 ²⁾	
		H300LAD	280 ²⁾	370 ²⁾	
		H340LAD	320 ²⁾	400 ²⁾	
		H380LAD	360 ²⁾	430 ²⁾	
		H420LAD	400 ²⁾	460 ²⁾	
Стальная полоса и лист с горячим цинково-алюминиевым покрытием (ZA) с непрерывных линий	EN 10326	S220GD+ZA	220	300	
		S250GD+ZA	250	330	
		S280GD+ZA	280	360	
		S320GD+ZA	320	390	
		S350GD+ZA	350	420	
Стальная полоса и лист с горячим алюмо-цинковым покрытием (AZ) с непрерывных линий	EN 10326	S220GD+AZ	220	300	
		S250GD+AZ	250	330	
		S280GD+AZ	280	360	
		S320GD+AZ	320	390	
		S350GD+AZ	350	420	
Листовая и полосовая малоуглеродистая сталь с непрерывным покрытием для холодного профилирования	EN 10327	DX51D+Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾	
		DX52D+Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾	
		DX53D+Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾	

(1) Минимальные значения пределов текучести и временного сопротивления в этом стандарте не приводятся. Для сталей всех марок минимальные значения предела текучести и временного сопротивления могут быть приняты равными 140 Н/мм^2 и 270 Н/мм^2 соответственно.

(2) Значения предела текучести сталей при их поперечном растяжении даются в обозначениях материалов. Значения предела текучести при продольном растяжении приводятся в таблице.

3.2 Сталь для конструкций

3.2.1 Свойства основного материала

(1) Номинальные значения предела текучести f_{yb} или временного сопротивления f_u должны быть приняты по следующим критериям:

а) по данным стандартов на прокат с принятием значения $f_y = R_{eh}$ или $R_{p0,2}$ и $f_u = R_m$;

б) используя значения, приведенные в таблице 3.1а и б;

с) посредством испытаний.

(2) Когда значения характеристик определяются по результатам испытаний, такие испытания должны проводиться в соответствии с EN 10002-1. Количество образцов испытаний должно быть не менее 5 с учетом следующей выборки:

1. Рулоны: а. Для выбора из продукции одной плавки – не менее одного образца на рулон в 30%

общего числа рулонов;

б. Для выбора из продукции различных плавков – как минимум один образец на

каждый рулон;

2. Ленты: Как минимум один образец на 2000 кг каждого вида продукции.

Образцы должны быть взяты произвольно из рассматриваемой партии стали и ориентированы вдоль длины элемента конструкции. Нормативные значения должны определяться на основе статистической обработки в соответствии с EN 1990 Приложение D.

(3) Допускается принимать свойства стали при сжатии и растяжении одинаковыми.

(4) Требования к пластичности должны соответствовать 3.2.2 EN 1993-1-1

(5) Расчетные значения коэффициентов надежности по материалу должны быть приняты по 3.2.6 EN 1993-1-1

(6) Свойства материала при повышенных температурах приведены в EN 1993-1-2.

3.2.2 Свойства материалов холодногнутых профилей и профилированных листов

(1) Если при обозначении предела текучести используется символ f_y , то в качестве него можно использовать среднее значение предела текучести f_{ya} при соблюдении условий (4)...(8). В других случаях должен быть использован основной предел текучести f_{yb} . При обозначении предела текучести символом f_{yb} должен использоваться основной предел текучести f_{yb} .

(2) Среднее значение предела текучести f_{ya} поперечного сечения после холодной формовки может быть определено в результате натуральных испытаний.

(3) Альтернативно среднее значение предела текучести f_{ya} может быть определено

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

расчетом:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g} \quad \text{но} \quad f_{ya} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} \quad \dots(3.1)$$

где:

A_g – площадь полного поперечного сечения;

k – коэффициент, зависящий от вида формовки:

$k = 7$ - для формовки при прокатке;

$k = 5$ - для других методов формовки;

n – количество гибов на 90° с внутренним радиусом $r \leq 5t$ в поперечном сечении (если уголгиба не равен 90° , то гиб учитывается как пропорциональная часть отгиба на 90°);

t – расчетная толщина стали до холодной формовки, исключая металлическое и органическое покрытия, см. 3.2.4.

(4) Повышенное значение предела текучести, вызванное холодной формовкой может учитываться при:

- осевом нагружении элементов, у которых эффективная площадь поперечного сечения A_{eff} равна общей площади A_g ;
- определении A_{eff} предел текучести f_y должен быть принят как f_{yb} .

(5) Среднее значение предела текучести f_{ya} может быть использовано при определении:

- несущей способности поперечного сечения элемента при осевом растяжении;
- несущей способности по прочности и устойчивости при осевом сжатии элемента с полностью эффективным сечением;
- несущей способности поперечного сечения при изгибе с полностью эффективными полками.

(6) Для определения несущей способности при изгибе поперечного сечения с полностью эффективными полками, оно может быть разделено на m плоских элементов, таких как полки. Выражение (3.1) может затем использоваться для получения значений повышенного предела текучести $f_{y,i}$ отдельно для каждого плоского элемента i , допуская что:

$$\frac{\sum_{i=1}^m A_{g,i} f_{y,i}}{\sum_{i=1}^m A_{g,i}} \leq f_{ya} \quad \dots(3.2)$$

где:

$A_{g,i}$ – площадь поперечного сечения плоского i -го элемента, при определении повышенного значения предела текучести $f_{y,i}$ с использованием выражения (3.1), краевые отгибы плоских элементов должны считаться на половине их угла для каждой площади $A_{g,i}$.

(7) Увеличение предела текучести в результате холодной формовки не должно

учитываться для элементов, подверженных после формовки термообработке путем нагрева на температуру более 580 °С в течение более часа.

Замечание: Дальнейшую информацию см. EN 1090, Часть 2.

(8) Особое внимание должно быть уделено тому факту, что некоторые виды термообработки (особенно отжиг) могут вызвать снижение предела текучести до величины, меньшей, чем базовый предел текучести f_{yb} .

Замечание: О сварке холодногнутых элементов см. также EN 1993-1-8.

3.2.3 Трещиностойкость

(1) См. EN 1993-1-1 и EN 1993-1-10

3.2.4 Толщина и допуски на толщину

(1) Требования для расчета и проектирования, приведенные в этой части 1-3 EN 1993, могут быть использованы для сталей в диапазоне толщин t_{cor} .

Замечание. Диапазон толщин t_{cor} для профилированных листов и элементов может быть приведен в Национальном Приложении. Рекомендуемые значения толщин составляют:

- для настилов и элементов: $0,45 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ мм}$
- для соединений: $0,45 \text{ мм} \leq t_{cor} \leq 4 \text{ мм}$, см. 8.1 (2)

(2) Также может быть использован более толстый или тонкий материал, но при условии, что несущая способность элемента определена по расчету, основанному на испытаниях.

(3) Толщина стали t_{cor} должна использоваться как расчетная толщина, если

$$t = t_{cor} \quad \text{если } tol \leq 5\% \quad \dots(3.3a)$$

$$t = t_{cor} \quad \text{если } tol > 5\% \quad \dots(3.3b)$$

где: $t_{cor} = t_{ном} - t_{мет.покрытие}$...(3.3c)
 tol - минусовой допуск на прокат в %.

Замечание: Для цинкового покрытия марки Z275 $t_{цинк} = 0,04 \text{ мм}$.

(4) Для элементов и листов с непрерывно нанесенным горячим металлическим покрытием и имеющим отрицательные допуски, меньшие или равные «специальным допускам (S)», приведенным в EN 10143, может быть использована расчетная толщина в соответствии с (3.3a). Если отрицательный допуск превышает «специальный допуск (S)», приведенный в EN 10143, расчетная толщина может приниматься по (3.3b).

(5) $t_{ном}$ – номинальная толщина листа после холодной формовки.

Номинальная толщина может быть принята равной толщине листа исходной заготовки, если вычисленные площади поперечного сечения до и после холодной формовки отличаются не более, чем на 2%; в других случаях теоретические размеры должны быть изменены.

3.3 Типы соединений

3.3.1 Болтовые соединения

(1) Болты, гайки и шайбы должны соответствовать требованиям, приведенным в EN

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

1993-1-8.

3.3.2 Другие типы метизов

(1) Другие типы метизов, такие как:

- самонарезающие винты, установленные в предварительно выполненное отверстие, или самосверлящие самонарезающие винты;
- пристреливаемые дюбели;
- комбинированные заклепки

могут быть использованы в соответствии с действующей Европейской Спецификацией Изделий.

(2) Нормативные сопротивления на срез $F_{v,Rk}$ и минимальное сопротивление при растяжении $F_{t,Rk}$ метизов может быть принято по EN стандарту изделий или ETA, или ETA.

3.3.3 Использование сварки

(1) Сварка должна отвечать требованиям EN 1993-1-8.

4 Долговечность

(1) Основные требования см. в разделе 4 EN 1993-1-1.

Замечание: В EN1990 в п. 9.3.1 перечислены факторы, влияющие на изготовление, которые необходимо учитывать при проектировании.

(2) Особое внимание должно быть обращено на случаи, в которых применены разные материалы с возможностью создания при совместной работе условий для развития электрохимической коррозии.

Замечание 1: О коррозионной стойкости метизов для класса окружающей среды по EN ISO 12944-2 см. приложение В.

Замечание 2: О кровельных изделиях см. EN 508-1.

Замечание 3: О других изделиях см. часть 1-1 EN 1993.

Замечание 4: О гальванизированных метизах горячим способом см. EN ISO 10684.

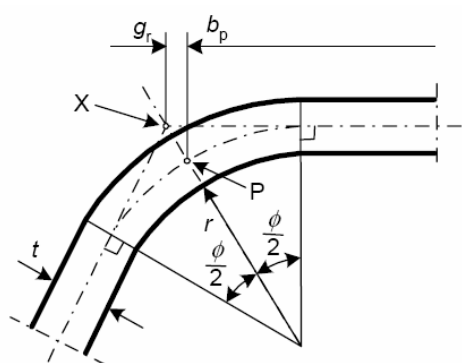
5 Расчет конструкций

5.1 Влияние углов сгиба

(1) В поперечных сечениях с углами сгиба теоретическая ширина b_p плоских участков должна измеряться от средних точек соседних угловых элементов, как показано на рисунке 5.1.

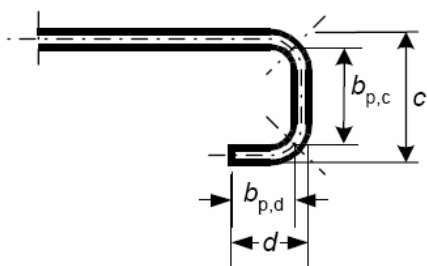
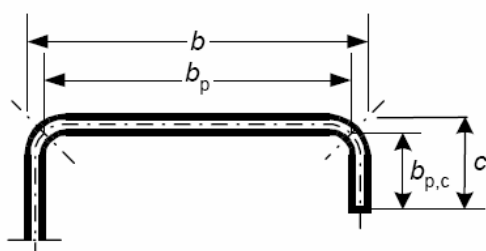
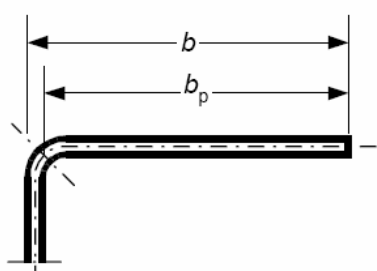
(2) В поперечных сечениях с углами сгиба, определение геометрических характеристик сечения должно основываться на теоретической геометрической форме поперечного сечения.

(3) Из наиболее предпочтительных методов, используемых для определения геометрических характеристик сечения, может быть использован приближенный способ. Влияние углов сгиба на несущую способность сечения может не учитываться, если внутренний радиус $r \leq 5t$ и $r \leq 0,10 b_p$, и поперечное сечение можно считать состоящим из плоских элементов с острыми углами (в соответствии с рис. 5.2 ,приняв b_p для всех плоских элементов, включая плоские растянутые элементы). Для определения жесткостных характеристик поперечного сечения всегда учитывается влияние углов сгиба.

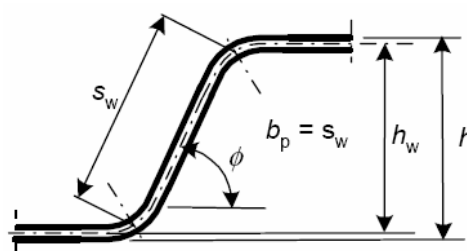


(а) средняя точка угла или сгиба
 X – пересечение срединных линий
 P – средняя точка угла
 $r_m = r + t/2$

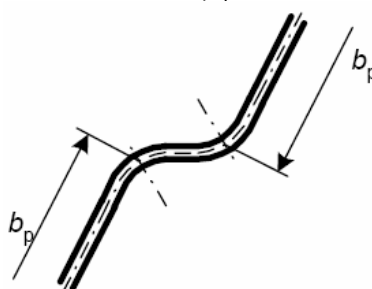
$$g_r = r_m \left(\tan\left(\frac{\phi}{2}\right) - \sin\left(\frac{\phi}{2}\right) \right)$$



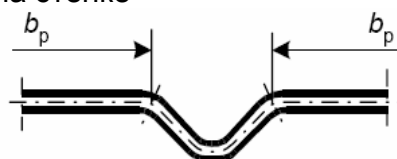
(b) теоретическая ширина b_p для плоских частей полки



(с) 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



(е) теоретическая ширина b_p плоских участков, смежных с элементом жесткости на полке

Рисунок 5.1- Теоретическая ширина b_p плоских участков поперечного сечения, примыкающих к углу.

(4) Влияние углов сгиба на геометрические характеристики сечения может быть учтено уменьшением их значения, рассчитанного для подобного сечения с острыми углами, см. рис. 5.2, с использованием следующих приближенных выражений:

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

...(5.1a)

$$I_g \approx I_{g,sh}(1 - 2\delta) \quad \dots(5.1b)$$

$$I_w \approx I_{w,sh}(1 - 4\delta) \quad \dots(5.1c)$$

где:

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \quad \dots(5.1d)$$

где:

A_g - полная площадь поперечного сечения;

$A_{g,sh}$ - значение A_g для сечения с острыми углами;

$b_{p,i}$ - теоретическая ширина плоского i -го элемента в сечении с острыми

углами;

I_g - момент инерции полного поперечного сечения;

$I_{g,sh}$ - значение I_g для сечения с острыми углами;

I_w - бимомент инерции полного сечения;

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

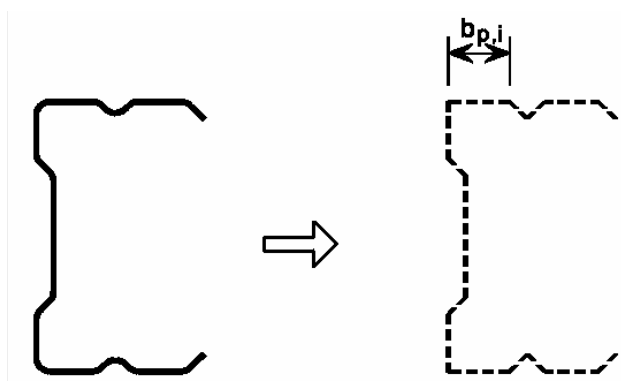
\square - угол между двумя плоскими элементами;

m - число плоских элементов;

n - число криволинейных элементов;

r_j - внутренний радиус криволинейного j -го элемента.

(5) Уменьшенные значения, приведенные в выражениях (5.1) могут также использоваться для расчета эффективных характеристик поперечного сечения A_{eff} , $I_{y,eff}$, $I_{z,eff}$ и $I_{w,eff}$, принимая, что теоретическая ширина плоских элементов измеряется от точек пересечения их срединных линий.



Действительное
поперечное сечение

Идеализированное
поперечное сечение

Рисунок 5.2 - Приближенные допущения для углов сгиба

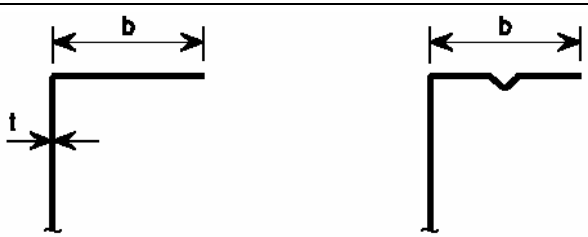
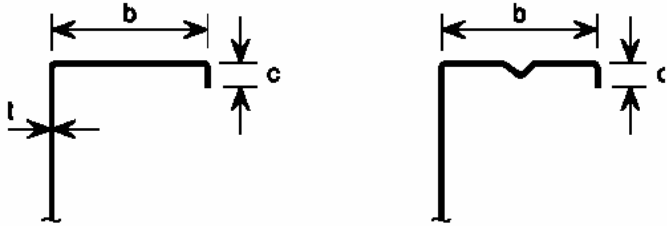
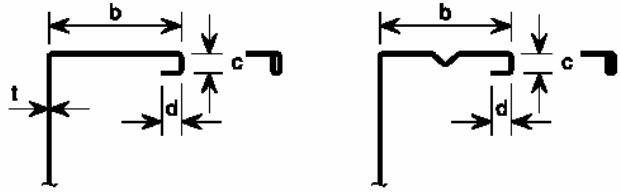
(6) Если внутренний радиус $r > 0,04 t E / f_y$, несущая способность поперечного сечения определяется испытаниями.

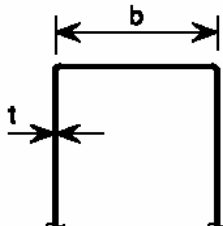
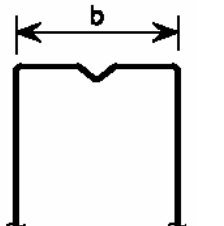
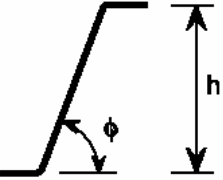
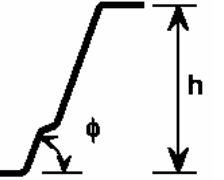
5.2 Соотношение геометрических размеров

(1) Требования для расчета, приведенные в этой части 1-3 EN 1993, не распространяются на поперечные сечения, соотношение ширины и толщины которых выходят за пределы ограничений b/t , h/t , c/t и d/t , приведенные в таблице 5.1.

Замечание. Предельные значения b/t , h/t , c/t и d/t , приведенные в табл. 5.1, представляют область, для которой необходимый опыт и проверка испытаниями уже имеются. Поперечные сечения с большими соотношениями ширины и толщины также могут быть использованы, если установлено, что их несущая способность по I группе предельных состояний и их соответствие по II группе предельных состояний проверены испытаниями или расчетами, результаты которых подтверждены необходимым количеством испытаний.

Таблица 5.1 - Максимальные отношения ширины к толщине

Тип поперечного сечения	Максимальное значение
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$

		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

(2) Для обеспечения необходимой жесткости и исключения ранней потери устойчивости элемента жесткости, размеры элементов жесткости должны быть в следующих пределах:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,6 \quad (5.2a)$$

$$0,1 \leq d/b \leq 0,3 \quad (5.2b)$$

где размеры b , c и d показаны в табл. 5.1. Если $c/b < 0,2$ или $d/b < 0,1$, отгиб не учитывается ($c = 0$ или $d = 0$).

Замечание 1: Если геометрические характеристики эффективного поперечного сечения определены испытаниями или расчетами, эти ограничения не учитываются.

Замечание 2: Размер отгиба c измеряется перпендикулярно к полке, если он к ней не перпендикулярен.

Замечание 3: Расчет методом конечных элементов см. Приложение С EN 1993-1-5.

5.3. Расчетные модели конструкций

(1) В соответствии с EN 1993-1-5 большинство применяемых расчетных моделей рассматривает элементы поперечного сечения в расчете как показано в таблице 5.2.

(2) Должно учитываться совместное влияние многочисленных элементов жесткости.

(3) Потеря устойчивости формы сечения при изгибной и изгибно-крутильной формах потери устойчивости принимаются по табл. 5.1 EN 1993-1-1.

Замечание: См. также 5.3.4 EN 1993-1-1.

(4) Для несовершенств, соответствующих устойчивости при изгибе с закручиванием, начальный прогиб e_0 относительно оси наименьшей жесткости профиля может приниматься без учета начального закручивания.

Замечание: Величина этого несовершенства может быть приведена в Национальном Приложении. Значение $e_0/L = 1/600$ при упругом расчете и $e_0/L = 1/500$ при пластическом расчете рекомендуется для сечений, назначенных по кривой устойчивости LTB по 6.3.2.2 EN 1993-1-1.

Таблица 5.2 - Расчетные модели элементов поперечного сечения

Тип элемента	Модель	Тип элемента	Модель

5.4. Кривизна полок

(1) Влияние кривизны более широкой полки профиля (т.е. кривизны относительно нейтральной плоскости) при изгибе или полки изгибаемого арочного профиля, в котором наружная сторона сжата, на несущую способность не должно учитываться, если эта кривизна меньше, чем 5% от высоты сечения профиля. Если кривизна больше, снижение несущей способности должно учитываться, например, путем уменьшения длины свеса полок и путем учета возможного изгиба стенок.

Замечание: Для кассетных профилей этот эффект учтен в 10.2.2.2.

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

(2) Расчет кривизны может быть выполнен по формулам (5.3a; 5.3b). Формула пригодна для сжатых и растянутых полок, с элементами жесткости и без них, но без близко расположенных поперечных элементов жесткости на полках. Для профиля, прямолинейного до приложения нагрузки, (см. рисунок 5.3):

$$u = 2 \frac{\sigma_a^2 b_s^4}{E^2 t^2 z} \quad \dots(5.3a)$$

Для арочной балки:

$$u = 2 \frac{\sigma_a b_s^4}{E t^2 r} \quad \dots(5.3b)$$

где:

- u - изгиб полки относительно нейтральной оси (кривизна) см. рис. 5.3;
- b_s - половина расстояния между стенками коробчатого и шляпного профилей или ширина профилей, или ширина части полки, отстоящей от стенки, см. рис. 5.3;
- 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 напряжения на соотношение эффективной и полной площади полки.

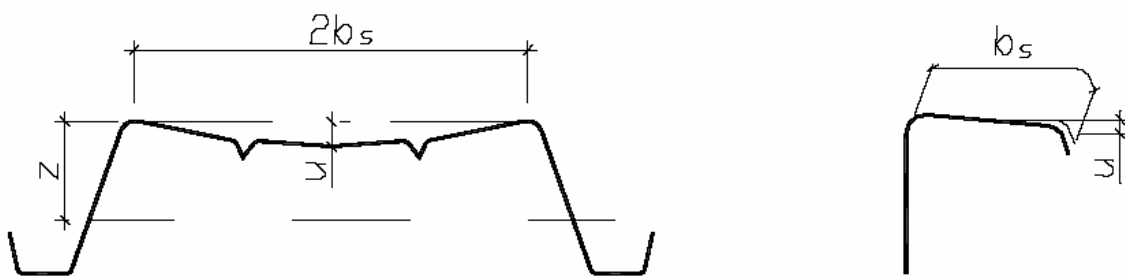


Рисунок 5.3 - Кривизна полки

5.5 Местная потеря устойчивости и потеря устойчивости формы сечения

5.5.1 Общие положения

- (1) При определении несущей способности и жесткости холодногнутых элементов и профилированных листов должны учитываться влияние потери местной устойчивости и устойчивости формы сечения.
- (2) Влияние потери местной устойчивости может учитываться с использованием геометрических характеристик эффективного сечения, рассчитанных на основе эффективных ширин, см. EN 1993-1-5.
- (3) При проверке местной устойчивости предел текучести f_y принимается как f_{yb} для

определения эффективной ширины сжатых элементов по EN 1993-1-5.

Замечание: Несущая способность см. 6.1.3 (1).

(4) Для оценки эксплуатационной пригодности эффективная ширина сжатого элемента определяется по сжимающему напряжению $\sigma_{\text{com,Ed,ser}}$ в элементе при предельной нормативной нагрузке.

(5) Потеря устойчивости формы сечения элементов с краевыми и промежуточными элементами жесткости показана на рис. 5.4(d) и рассматривается в разделе 5.5.3.

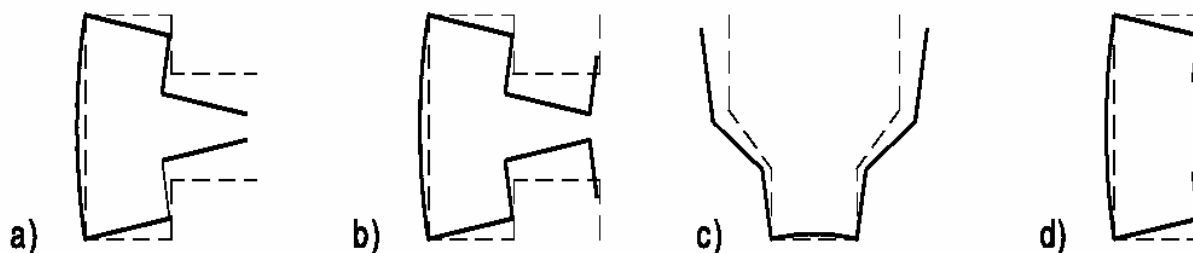


Рисунок 5.6 - Примеры потери устойчивости формы сечения

(6) Влияние потери устойчивости формы сечения должно учитываться для случаев, показанных на рис. 5.4(a), (b) и (c). В этих случаях влияние потери устойчивости формы сечения оценивается линейным (см. 5.5.1(7)) или нелинейным расчетом на устойчивость (см. EN 1993-1-5) численными методами или испытаниями коротких стоек.

(7) Если не использовать упрощенный способ по п. 5.5.3, где упругие напряжения потери устойчивости определяются линейным расчетом, может быть предложен следующий алгоритм:

- 1) Рассчитать упругие напряжения потери устойчивости для соответствующих волнообразных форм потери устойчивости элемента полной длины, показанного на рис. 5.5a.
- 2) Рассчитать эффективную (приведенную) ширину, соответствующую 5.5.2 для частей поперечного сечения, потерявших местную устойчивость при минимальном напряжении, см. рис. 5.5b.
- 3) Рассчитать уменьшенную толщину (см. 5.5.3.1(7)) для краевых и промежуточных элементов жесткости или других частей поперечного сечения, подверженных потере устойчивости формы сечения под действием минимальных напряжений, см. рис. 5.5b.
- 4)
- 5) Рассчитать несущую способность, соответствующую потере общей устойчивости в соответствии с 6.2 (изгибная, крутильная или плоская формы потери устойчивости в зависимости от формы потери устойчивости) для элемента полной длины с эффективным поперечным сечением по 2) и 3).

Рисунок 5.5a - Примеры упругих критических напряжений для различных форм потери устойчивости от длины полуволны и примеры форм потери устойчивости

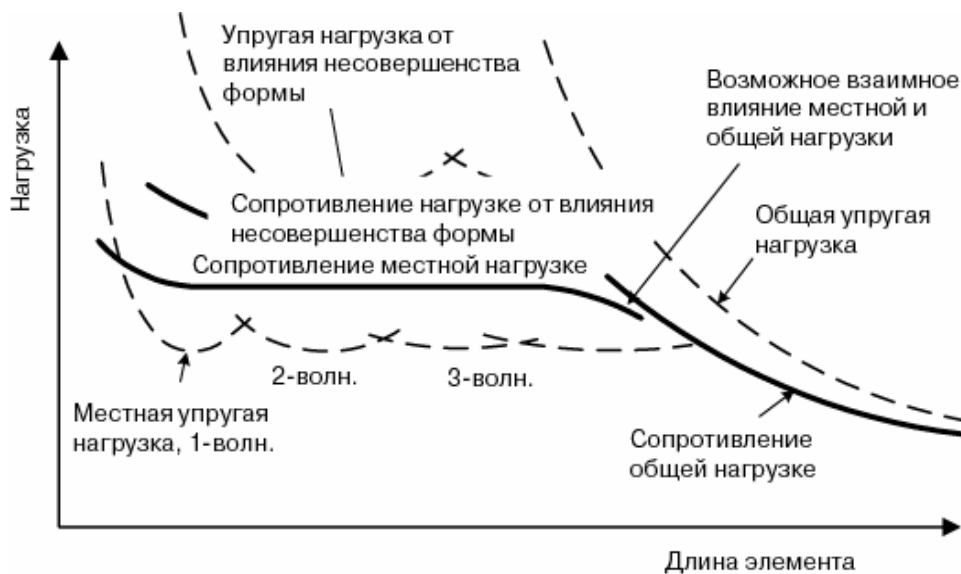


Рисунок 5.5b. Примеры зависимости упругой критической нагрузки и устойчивости от длины элемента

5.5.2 Плоские элементы без элементов жесткости

(1) Эффективная ширина элементов без элементов жесткости должна быть определена по EN 1993-1-5, используя теоретическую ширину b_p для путем определения уменьшающего фактора для устойчивости пластинок, основываясь на ее условной гибкости.

(2) Теоретическая ширина b_p плоского элемента должна быть определена по рис. 5.1 раздела 5.1.4. В этом случае для плоских элементов на наклонных стенках принимается соответствующая наклонная высота.

Замечание: Для остальных случаев более точный метод расчета эффективной ширины дается в приложении D.

(3) При использовании метода из EN 1993-1-5 могут быть использованы следующие положения:

- соотношение напряжений ψ из таблиц 4.1 и 4.2, используемое для определения эффективной ширины полок профиля под действием градиента напряжений, может быть основано на характеристиках полного сечения;
- соотношение напряжений ψ из табл. 4.1 и 4.2, используемое для определения эффективной ширины стенки, может быть получено, используя эффективную площадь сжатой полки и полную площадь стенки;
- характеристики эффективного сечения могут быть определены, используя соотношение напряжений ψ , основанное на эффективном поперечном сечении, уже полученном вместо полного сечения. Минимальное количество попыток в итерационном процессе с градиентом напряжений равно двум;
- приближенный метод, приведенный в 5.5.3.4 может быть использован для случая стенок трапециевидных листов, находящихся под градиентом напряжений.

5.5.3 Плоские элементы с краевыми или промежуточными элементами жесткости

5.5.3.1 Общие положения

(1) Расчет сжатых элементов с краевыми или промежуточными элементами

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

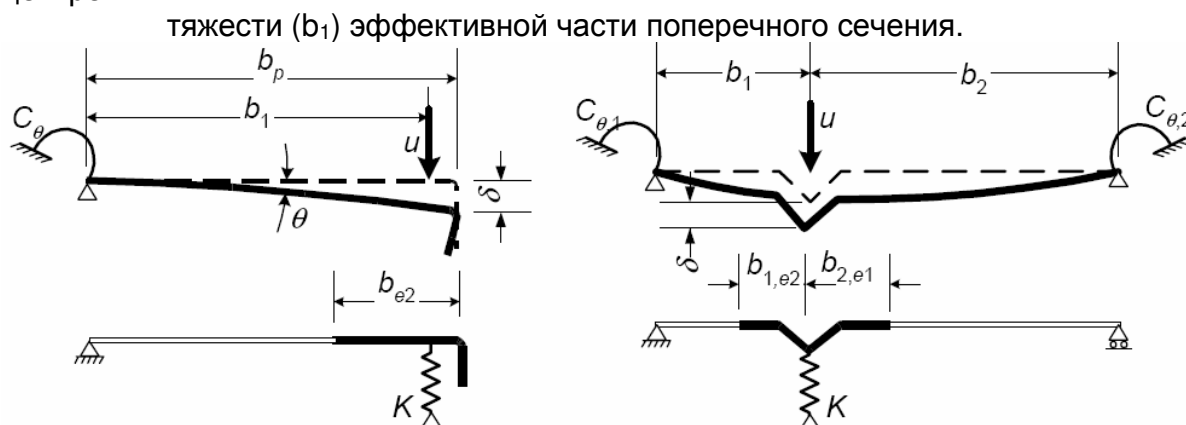
жесткости должен быть основан на допущении, что элемент жесткости работает как сжатый с непрерывным частичным защемлением, как связь, жесткость которой зависит от граничных условий и изгибной жесткости соседних плоских элементов.

(2) Жесткость связи элемента жесткости должна определяться приложением единичной нагрузки u на единицу длины, как показано на рис. 5.6. Жесткость связи K на единицу длины может быть определена как:

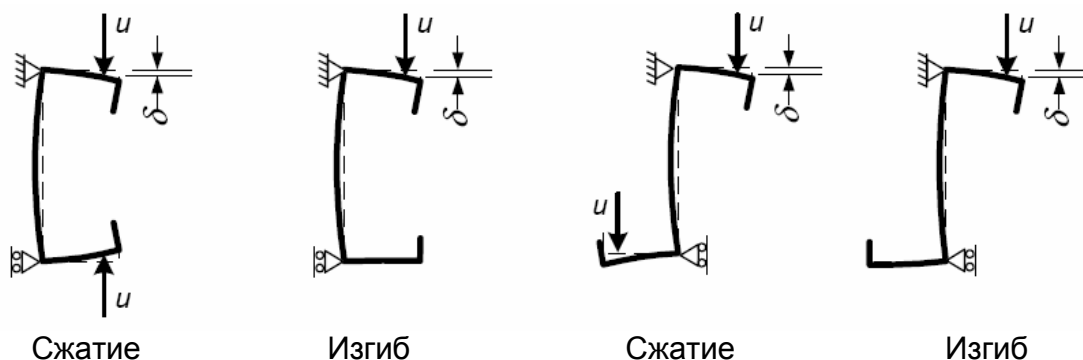
$$K = u/\delta \quad \dots(5.9)$$

где:

δ – перемещение элемента жесткости от единичной нагрузки u , действующей в центре



б) Эквивалентная система



с) Расчетные схемы поперечных сечений при определении δ для С- и Z-образных профилей

Рисунок 5.6: Определение жесткости связи

(3) При определении угловых жесткостей связи C_θ , $C_{\theta,1}$ и $C_{\theta,2}$ в зависимости от геометрии поперечного сечения должны учитываться другие элементы жесткости, которые есть на данном элементе или на любом другом элементе поперечного сечения, испытывающем сжатие.

(4) Для краевого элемента жесткости перемещение δ определяется из выражения:

$$\delta = \theta b_p + \frac{u b_p^3}{3} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3} \quad \dots(5.10a)$$

где:

$$\theta = u b_p / C_\theta$$

(5) Для случаев, где краевые элементы жесткости являются отгибами полок С- и Z-образных профилей, C_θ должна определяться от единичной нагрузки u , приложенной как показано на рис. 5.6(с). В результате выражение жесткости связи K_1 для полки 1 следующее:

$$K_1 = \frac{E t^3}{4(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 h_w + b_1^3 + 0,5 b_1 b_2 h_w k_f} \quad \dots(5.10b)$$

где:

- b_1 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки) на полке 1, см. рис. 5.6(a);
- b_2 – расстояние от пересечения стенки и полки до центра тяжести эффективной площади краевого отгиба (включая эффективную часть полки) 2;
- h_w – высота стенки;
- $k_f = 0$ – если полка 2 растянута (т.е. для балки, изгибаемой относительно оси $y-y$);
- $k_f =$ – если полка 2 сжата (как для стержня при осевом сжатии);
- $k_f = 1$ – для симметричного сжатого сечения;
- A_{s1} и A_{s2} – эффективная площадь краевого отгиба (включая эффективную часть b_{e2} полки, см. рис. 5.6(b) для полок 1 и 2 соответственно.

(6) Для промежуточного элемента жесткости значения угловой жесткости связей $C_{\theta,1}$ и $C_{\theta,2}$ как постоянные независимые величины можно принять равными нулю, и перемещение δ можно получить из выражения:

$$\delta = \frac{u b_1^2 b_2^2}{3(b_1 + b_2)} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{E t^3} \quad \dots(5.11)$$

(7) Коэффициент χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости элемента жесткости) должен определяться с учетом относительной гибкости $\bar{\lambda}_d$ следующим образом:

$$\chi_d = 1,0 \quad \text{if } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad \dots(5.12a)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 \bar{\lambda}_d \quad \text{if } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \quad \dots(5.12b)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{if } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \quad \dots(5.12c)$$

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

где

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}} \quad \dots(5.12d)$$

где:

$\sigma_{cr,s}$ – критическое напряжение в упругой стадии для элементов жесткости из 5.5.3.2, 5.5.3.3 или 5.5.3.4.

(8) Как вариант, критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ в упругой стадии может быть получено из расчета потери устойчивости первого порядка с использованием численных методов (см. 5.5.1 (7)).

(9) Для случая плоского элемента с краевыми и промежуточными элементами жесткости влияние последних можно не учитывать при отсутствии более точного метода расчета.

5.5.3.2 Плоские элементы с краевыми отгибами

(1) Приведенная ниже методика применима, если угол между отгибом и плоским элементом находится в пределах от 45° до 135° и выполняются требования п. 5.2.

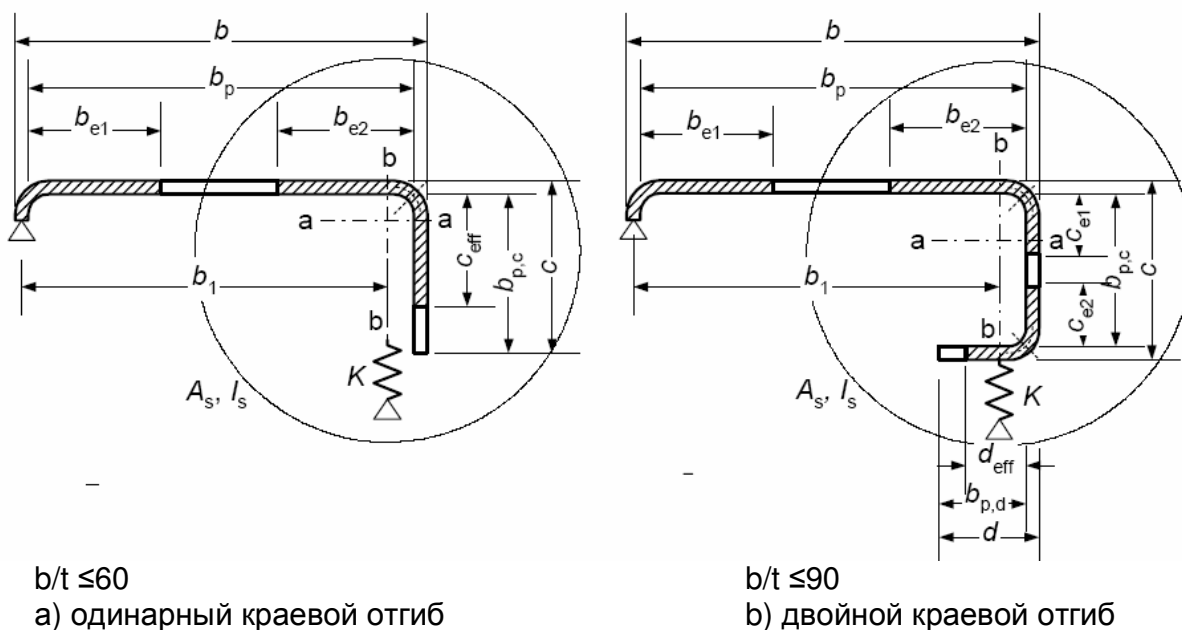


Рисунок 5.7: Краевые отгибы

(2) Поперечное сечение краевого отгиба должно быть принято состоящим из эффективной части элемента жесткости, т.е. части с или частей с и d как показано на рис. 5.7, плюс примыкающая эффективная часть плоского участка b_p .

(3) Алгоритм определения эффективной ширины сжатых полок с элементами жесткости в виде отгибов приведен на рис. 5.8 и должен содержать следующие этапы:

- **Этап 1:** Определяется начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, определяемой с учетом допущения, что он дает полное защемление и $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$, см. (4) и (5);
- **Этап 2:** Для определения коэффициента χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) используется начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости, и допущение о непрерывной упругоподатливой опоре, см. (6), (7) и (8);
- **Этап 3:** Для итерационного уточнения коэффициента χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) вычисления

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

могут повторяться, см. (9) и (10).

(4) Начальные величины эффективной ширины b_{e1} и b_{e2} , показанные на рис. 5.7, должны определяться по п. 5.5.2, с допущением, что плоский элемент b_p оперт по двум сторонам, см. таблицу 4.1 EN 1993-1-5.

(5) Начальные значения эффективной ширины c_{eff} и d_{eff} , показанные на рис. 5.7, должны определяться следующим образом:

а) для одинарного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} \quad \dots(5.13a)$$

где ρ определяется из 5.5.2, с использованием коэффициента потери устойчивости k_σ , определяемого:

- если:

$$b_{p,c}/b_p \leq 0,35:$$

$$k_\sigma = 0,5 \quad \dots(5.13b)$$

- если:

$$0,35 < b_{p,c}/b_p \leq 0,6:$$

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2} \quad \dots(5.13c)$$

б) для двойного краевого отгиба:

$$c_{eff} = \rho \cdot b_{p,c} \quad \dots(5.13d)$$

где ρ определяется из 5.5.2 с учетом коэффициента потери устойчивости k_σ для опертого по двум сторонам элемента по таблице 4.1 EN 1993-1-5;

$$d_{eff} = \rho \cdot b_{p,d} \quad \dots(5.13e)$$

где ρ определяется из 5.5.2 с коэффициентом k_σ как для отдельностоящего элемента по таблице 4.2 EN 1993-1-5.

(6) Эффективная площадь поперечного сечения A_s краевого отгиба должна определяться из следующих выражений:

$$A_s = t(b_{e2} + c_{eff}) \quad \text{или} \quad \dots(5.14a)$$

$$A_s = t(b_{e2} + c_{e1} + c_{e2} + d_{eff}) \quad \dots(5.14b)$$

соответственно.

Замечание: При необходимости учитываются закругления, см. 5.1.

(7) Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости краевого отгиба в упругой стадии должно определяться по формуле:

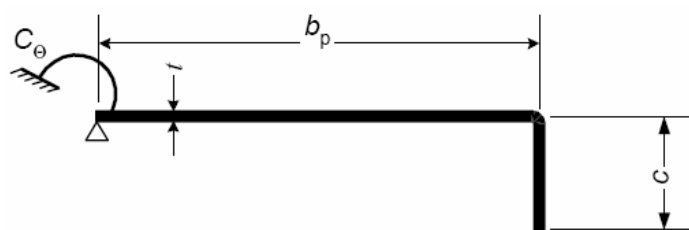
$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \sqrt{K E I_s}}{A_s} \quad \dots(5.15)$$

где:

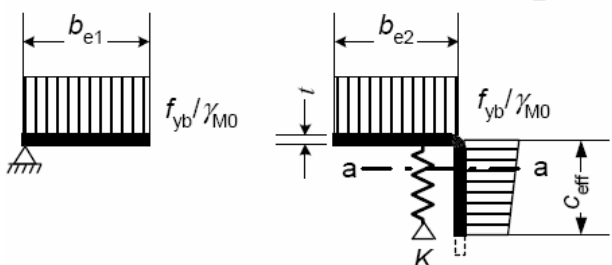
- K – жесткость связи единицу длины, см. 5.5.3.1(2);
- I_s – эффективный момент инерции сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s относительно центральной оси а-а эффективного поперечного сечения, см. рис. 5.7.

(8) Как вариант, критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ можно определить с использованием численных методов расчета на устойчивость первого порядка в пределах упругости, см. 5.5.1(7).

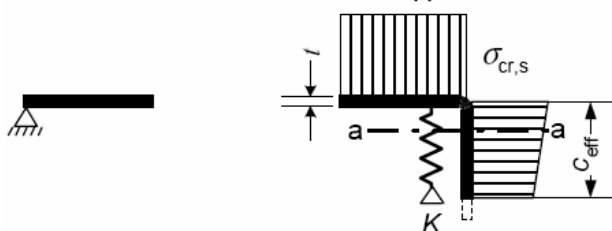
(9) Коэффициент χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости краевого элемента жесткости) должен определяться в зависимости от величины $\sigma_{cr,s}$ с использованием метода, приведенного в 5.5.3.1(7).



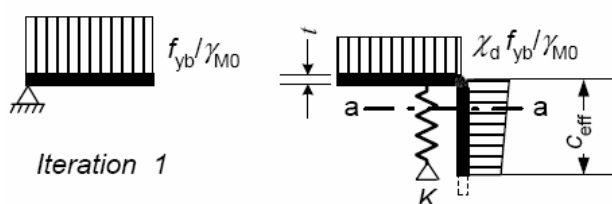
а) Полное поперечное сечение и граничные условия



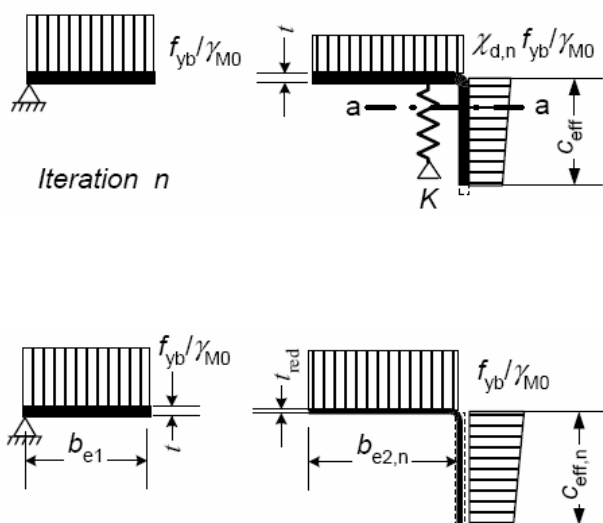
б) **Этап 1:** Эффективное поперечное сечение при $K = \infty$, основанное на $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$



с) **Этап 2:** Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ в упругой стадии для эффективной площади A_s элемента жесткости из этапа 1.



д) Сниженная прочность $\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s и снижающим коэффициентом χ_d , основанным на $\sigma_{cr,s}$



е) **Этап 3:** Повторяется этап 1 для расчета эффективной ширины с уменьшенным сжимающим напряжением $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации до тех пор, пока не выполняются следующие условия: $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$

ф) Принимается эффективное поперечное сечение с $b_{e2,C_{eff}}$ и уменьшенная толщина t_{red} соответствующая $\chi_{d,n}$

Рисунок 5.8 - Сопротивление сжатию полки с элементом жесткости в виде краевого отгиба

(10) При условии $\chi_d < 1$ значение снижающего коэффициента можно определить итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений ρ , полученных по п. 5.5.2(5) с $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ таким образом, что:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad \dots(5.16)$$

(11) Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости $A_{s,red}$ с учетом его потери устойчивости по изгибной форме должна определяться как:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad \text{but } A_{s,red} \leq A_s \quad \dots(5.17)$$

где:

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

(12) При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = t A_{s,red}/A_s$ для всех элементов, включенных в A_s .

5.5.3.3 Плоские элементы с промежуточными элементами жесткости

(1) Нижеприведенный алгоритм применим для одного или двух одинаковых элементов жесткости в виде канавки илигиба с учетом того, все плоские элементы рассчитаны согласно 5.5.2.

(2) Поперечное сечение промежуточного элемента жесткости принимается состоящим из самого элемента и смежных эффективных частей примыкающих плоских участков $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$, показанных на рис. 5.9.

(3) Алгоритм, проиллюстрированный на рис. 5.10, должен содержать следующие этапы:

- **Этап 1:** Определяется начальное эффективное сечение элемента жесткости с использованием эффективной ширины, определяемой с учетом допущения, что он дает полное защемление и $\sigma_{\text{com,Ed}} = f_{yb}/\gamma_{M0}$, см. (4) и (5);

- **Этап 2:** Для определения коэффициента χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) используется начальное эффективное поперечное сечение элемента жесткости, и допущение о непрерывной упругоподатливой опоре, см. (6), (7) и (8);

- **Этап 3:** Для определения коэффициента χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) следует использовать произвольный процесс итерации, см. (9) и (10).

(4) Начальные величины эффективной ширины $b_{1,e2}$ и $b_{2,e1}$, показанные на рис. 5.9, должны определяться по п. 5.5.2 с допущением, что плоские элементы $b_{p,1}$ и $b_{p,2}$ оперты по двум сторонам, см. таблицу 4.1 EN 1993-1-5.

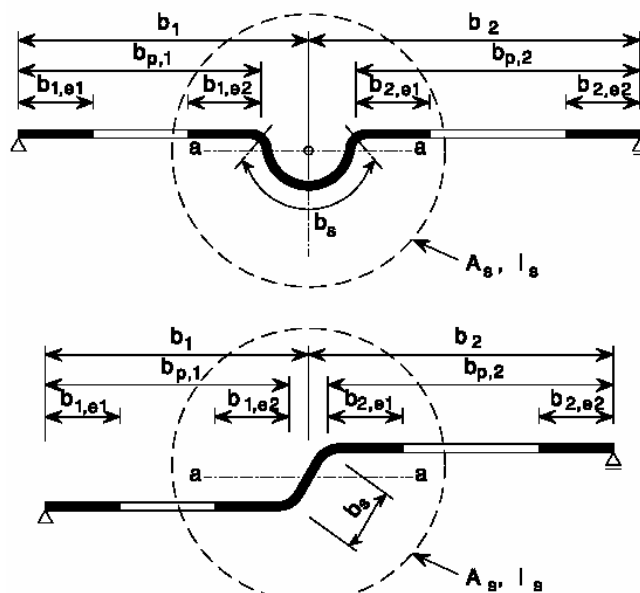


Рисунок 5.9 - Промежуточные элементы жесткости

(5) Эффективная площадь поперечного сечения промежуточного элемента жесткости A_s должна определяться как:

$$A_s = t(b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s) \quad \dots(5.18)$$

где ширина b_s элемента жесткости показана на рис. 5.9.

Замечание: При необходимости учитываются закругления углов, см. 5.1

(6) Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости промежуточного элемента жесткости должно определяться как:

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad \dots(5.19)$$

где:

K – жесткость связи на единицу длины, см. 5.5.3.1 (2);

I_s – эффективный момент инерции сечения отгиба, определенный по эффективной площади A_s относительно центральной оси а-а эффективного поперечного сечения, см. рис.5.9.

(7) Как вариант, критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ можно определить с использованием численных методов расчета на устойчивость первого порядка в пределах упругости, см. 5.5.1(7).

(8) Коэффициент χ_d снижения несущей способности с учетом потери устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости) должен определяться в зависимости от величины $\sigma_{cr,s}$ с использованием метода, приведенного в 5.5.3.1(7).

(9) При условии $\chi_d < 1$ значение снижающего коэффициента можно определить итерационно, начиная итерацию с модифицированных значений ρ , полученных по п. 5.5.2(5) с $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ таким образом, что:

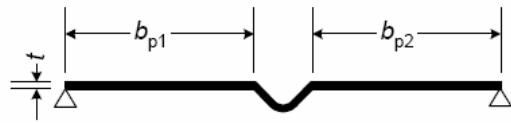
$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\chi_d} \quad \dots(5.20)$$

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

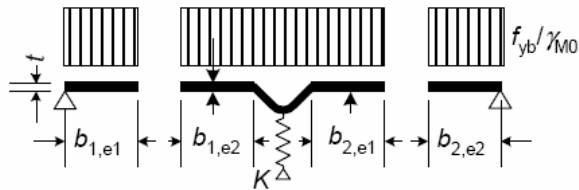
$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad \text{but } A_{s,red} \leq A_s \quad \dots(5.21)$$

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

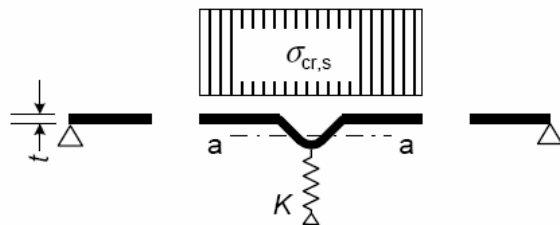
(11) При определении геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = t A_{s,red} / A_s$ для всех элементов, включенных в A_s .



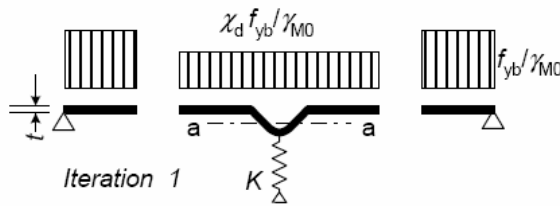
a) Полное поперечное сечение и граничные условия



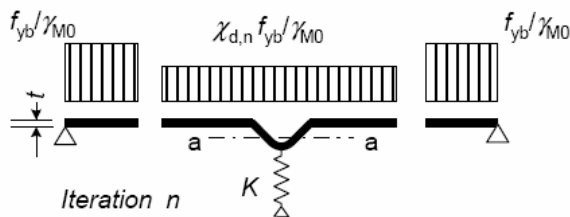
b) **Этап 1:** Эффективная площадь сечения при $K = \infty$, основанное на $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$



c) **Этап 2:** Критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ в упругой стадии для эффективной площади A_s элемента жесткости из этапа 1



d) Сниженная прочность $\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ для элемента жесткости с эффективной площадью A_s и снижающим коэффициентом χ_d , основанным на $\sigma_{cr,s}$



e) **Этап 3:** Повторяется этап 1 для расчета эффективной ширины с уменьшенным сжимающим напряжением $\sigma_{com,Ed,i} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ с χ_d из предыдущей итерации, до тех пор, пока не выполняются следующие условия $\chi_{d,n} \approx \chi_{d, (n-1)}$, но $\chi_{d,n} \leq \chi_{d, (n-1)}$

f) Принимается эффективное поперечное сечение с $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ и уменьшенная толщина t_{red} , соответствующая $\chi_{d,n}$

Рисунок 5.10 - Сопротивление сжатию полки с промежуточным элементом жесткости

5.5.3.4 Трапецевидные листовые профили с промежуточными элементами жесткости

5.5.3.4.1 Общие положения

(1) Подраздел 5.5.3.4 предназначен для трапецевидных профилированных листов совместно с 5.5.3.3 для полок с промежуточными элементами жесткости и 5.5.3.3 для стенок с промежуточными элементами жесткости.

(2) Учет совместной работы промежуточных элементов жесткости на полках и промежуточных элементов жесткости на стенках при потере устойчивости выполняется с применением методики, приведенной в 5.5.3.4.4.

5.5.3.4.2 Полки с промежуточными элементами жесткости

(1) При равномерном сжатии допускается, что эффективное поперечное сечение полки с промежуточными элементами жесткости состоит из уменьшенной эффективной площади $A_{s,red}$ и двух примыкающих полос шириной $0,5 b_{eff}$ (или $15 t$, см. рис. 5.11).

(2) При одном центральном элементе жесткости на полке критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости в упругой стадии определяется по формуле:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4 b_p^2 (2 b_p + 3 b_s)}} \quad \dots(5.22)$$

где:

b_p - теоретическая ширина плоского элемента, показанная на рис. 5.11;

b_s - ширина элемента жесткости, измеренная по его периметру, см. рис.

5.11;

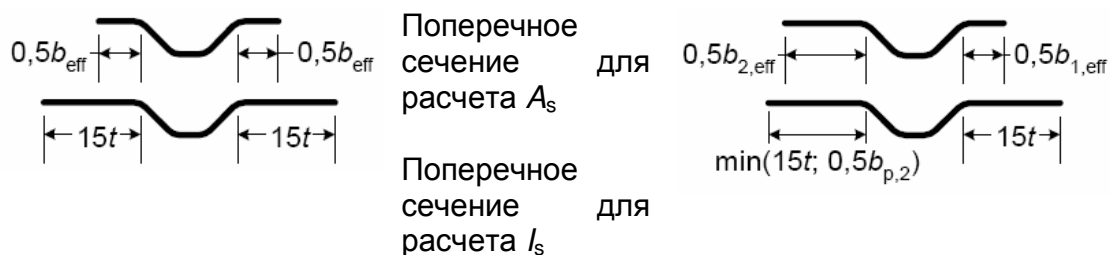
A_s и I_s - площадь поперечного сечения и момент инерции сечения элемента жесткости в

соответствии с рис. 5.11;

k_w - коэффициент, учитывающий частичное защемление от поворота усиленной

полки стенками или другими примыкающими элементами, см. (5) и (6). Для расчета эффективной площади сечения при осевом сжатии величина $k_w = 1,0$.

Уравнение 5.22 может быть использовано для ребер в виде широких гофров, плоская часть которых уменьшена для обеспечения местной устойчивости и b_p в уравнении 5.22 заменяется на большее из b_p и $0,25 (3b_p + b_r)$, см. рис. 5.11. Подобный метод применим для полок с двумя или несколькими широкими гофрами.



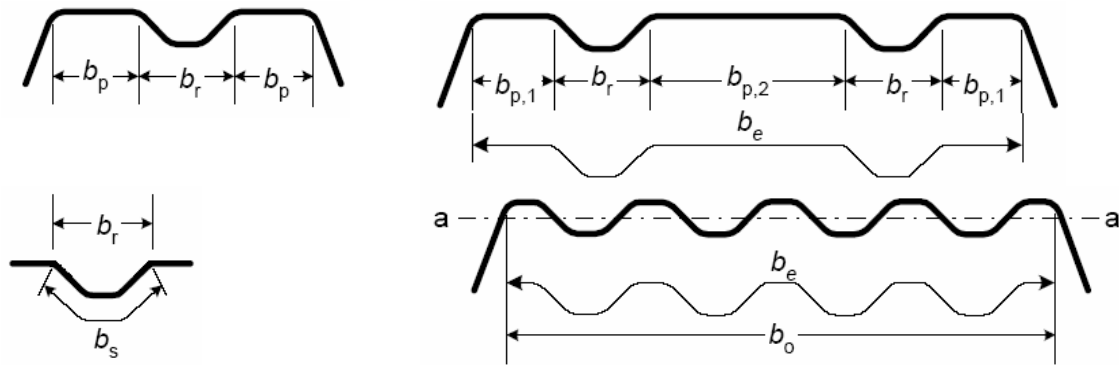


Рисунок 5.11 - Сжатая полка с одним, двумя или несколькими элементами жесткости

(3) Для двух симметрично расположенных элементов жесткости на полке критическое напряжение $\sigma_{cr,s}$ потери устойчивости в пределах упругости должно определяться следующим образом:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{8 b_1^2 (3 b_e - 4 b_1)}} \quad \dots(5.23a)$$

с:

$$b_e = 2b_{p,1} + b_{p,2} + 2b_s$$

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

где:

$b_{p,1}$ – теоретическая ширина крайнего плоского элемента, см. рис. 5.11;

$b_{p,2}$ – теоретическая ширина среднего плоского элемента, см. рис. 5.11;

b_r – общая ширина элемента жесткости, см. рис. 5.11;

A_s и I_s – площадь поперечного сечения и момент инерции поперечного сечения элемента

жесткости, см. рис. 5.11.

(4) Для нескольких элементов жесткости на полке (трех или более одинаковых) эффективная площадь полной полки равна:

$$A_{eff} = \rho b_e t \quad \dots(5.23b)$$

где ρ - снижающий коэффициент, соответствующий Приложению Е EN 1993-1-5

для гибкости, основанной на напряжении потери устойчивости в упругой стадии.

$$\sigma_{cr,s} = 1,8E \sqrt{\frac{I_s t}{b_o^2 b_e^3}} + 3,6 \frac{Et^2}{b_o^2} \quad \dots(5.23c)$$

где I_s - суммарный момент инерции элементов жесткости относительно центральной оси а-а без учета слагаемого $bt^3/12$;
 b_o - ширина полки, см. рис. 5.11;
 b_e - развернутая ширина полки, показана на рис. 5.11.

(5) Величина k_w может быть определена с учетом длины волны l_b потерявшей устойчивость сжатой полки, следующим образом:

- если $l_b/s_w \geq 2$:

$$k_w = k_{wo} \quad \dots(5.24a)$$

- если $l_b/s_w < 2$

$$k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \left[\frac{2l_b}{s_w} - \left(\frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \quad \dots(5.24b)$$

где: s_w - наклонная высота стенки, см. рис. 5.1(с)

(6) Как вариант, коэффициент защемления от поворота k_w может быть с запасом принят равным 1,0, что соответствует условиям шарнирного соединения.

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

(7) Значения l_b и k_{wo} могут быть определены следующим образом:

- для сжатой полки с одним промежуточным элементом жесткости:

$$l_b = 3,07 \sqrt[4]{\frac{I_s b_p^2 (2 b_p + 3 b_s)}{t^3}} \quad \dots(5.25)$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{s_w + 2 b_d}{s_w + 0,5 b_d}} \quad \dots(5.26)$$

с:

$$b_d = 2b_p + b_s$$

- для сжатой полки с двумя или тремя промежуточными элементами жесткости:

$$l_b = 3,65 \sqrt[4]{I_s b_1^2 (3 b_e - 4 b_1) / t^3} \quad \dots(5.27)$$

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{(2 b_e + s_w) (3 b_e - 4 b_1)}{b_1 (4 b_e - 6 b_1) + s_w (3 b_e - 4 b_1)}} \quad \dots(5.28)$$

(8) Уменьшенная эффективная площадь элемента жесткости $A_{s,red}$, учитывающая возможную потерю его устойчивости (изгибная форма потери устойчивости промежуточного элемента жесткости), должна определяться как:

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,ser}} \quad \text{but } A_{s,red} \leq A_s \quad \dots(5.29)$$

(9) Если стенки поперечного сечения не усилены элементами жесткости, то значения снижающего коэффициента χ_d должны определяться прямо из $\sigma_{cr,s}$ с применением методики, приведенной в 5.5.3.1(7).

(10) При усилении стенок элементами жесткости значения снижающего коэффициента χ_d должны определяться по методике, приведенной в 5.5.3.1(7), но с учетом модифицированного критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$ в пределах упругой работы материала, данного в 5.5.3.4.4.

(11) При определении геометрических характеристик эффективного сечения, уменьшенная эффективная площадь $A_{s,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = t A_{s,red} / A_s$ для всех элементов, включенных в A_s .

(12) Эффективные геометрические характеристики при расчете по второй группе предельных состояний основаны на расчетной толщине t .

5.5.3.4.3 Стенки с элементами жесткости в количестве не более двух

(1) Эффективное поперечное сечение сжатой зоны стенки (или другой части поперечного сечения, испытывающей неравномерные напряжения) принимается состоящим из уменьшенной эффективной площади $A_{s,red}$ не более двух

промежуточных элементов жесткости, полосы, примыкающей к сжатой полке и полосы, примыкающей к центральной оси эффективного поперечного сечения, см. рис. 5.12.

(2) Эффективное поперечное сечение стенки, как показано на рис. 5.12, должно включать:

- полосу шириной $s_{\text{eff},1}$, примыкающую к сжатой полке;
- уменьшенную эффективную площадь $A_{s,\text{red}}$ каждого из элементов жесткости на стенке при их количестве не более двух;
- примыкающую к центральной оси эффективного сечения полосу шириной $s_{\text{eff},n}$;
- растянутую часть стенки.

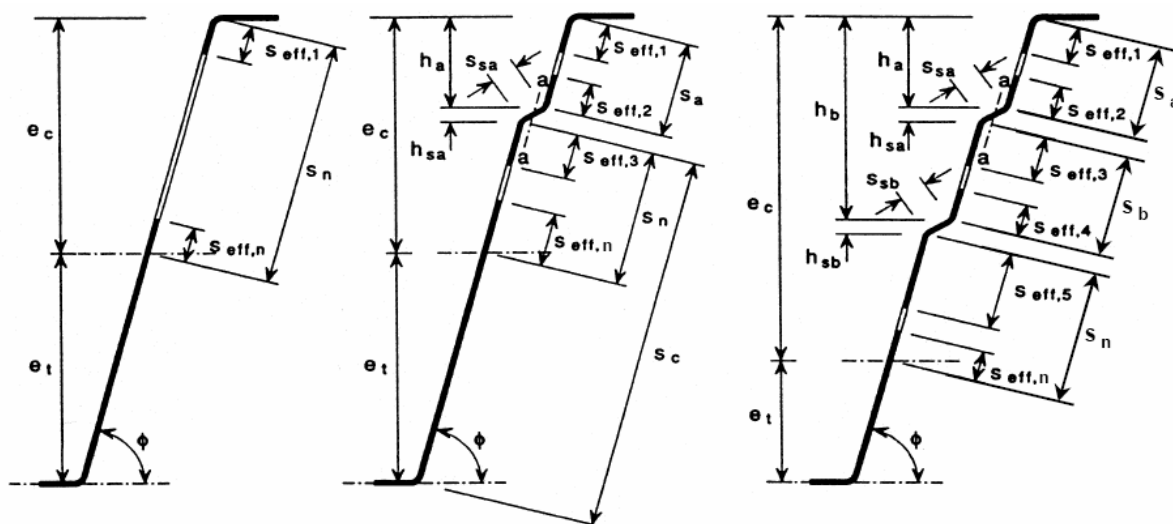


Рисунок 5.12 - Эффективные поперечные сечения стенок трапециевидных профилированных листов

(3) Эффективные площади элементов жесткости должны определяться следующим образом:

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

$$A_{sa} = t(s_{\text{eff},2} + s_{\text{eff},3} + s_{sa}) \quad \dots(5.30)$$

- для второго элемента жесткости:

$$A_{sb} = t(s_{\text{eff},4} + s_{\text{eff},5} + s_{sb}) \quad \dots(5.31)$$

где размеры $s_{\text{eff},1} \dots s_{\text{eff},n}$, s_{sa} и s_{sb} показаны на рис. 5.12.

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

(4) Первоначальное положение эффективной центральной оси должно определяться для эффективных поперечных сечений полок и при полном поперечном сечении стенок. В этом случае основная эффективная ширина $s_{\text{eff},0}$ должна определяться по формуле:

$$s_{\text{eff},0} = 0,76 t \sqrt{E / (\gamma_{M0} \sigma_{\text{com,Ed}})} \quad \dots(5.32)$$

где:

$\sigma_{\text{com,Ed}}$ - напряжение в сжатой полке при достижении сечением предела несущей способности.

(5) Если стенка не полностью эффективна, размеры от $s_{\text{eff},1}$ до $s_{\text{eff},n}$ определяются следующим образом:

$$s_{\text{eff},1} = s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33a)$$

$$s_{\text{eff},2} = (1 + 0,5h_a/e_c) s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33b)$$

$$s_{\text{eff},3} = [1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c] s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33c)$$

$$s_{\text{eff},4} = (1 + 0,5h_b/e_c) s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33d)$$

$$s_{\text{eff},5} = [1 + 0,5(h_b + h_{sb})/e_c] s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33e)$$

$$s_{\text{eff},n} = 1,5s_{\text{eff},0} \quad \dots(5.33f)$$

где:

e_c - расстояние от эффективной центральной оси до нейтральной линии сжатой полки,

см. рис. 5.12;

и размеры h_a , h_b , h_{sa} и h_{sb} показаны на рис. 5.12.

(6) Размеры $s_{\text{eff},1} \dots s_{\text{eff},n}$ должны изначально определяться по (5) и затем корректироваться, если рассматриваемый плоский элемент полностью эффективен, с использованием положений:

- при неусиленной стенке, если $s_{\text{eff},1} + s_{\text{eff},n} \geq s_n$, и вся стенка эффективна, поэтому:

$$s_{\text{eff},1} = 0,4 s_n \quad \dots(5.34a)$$

$$s_{\text{eff},n} = 0,6 s_n \quad \dots(5.34b)$$

- при усиленной стенке, если $s_{\text{eff},1} + s_{\text{eff},2} \geq s_a$, и часть s_a полностью эффективна, поэтому:

$$s_{\text{eff},1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/e_c} \quad \dots(5.35a)$$

$$s_{\text{eff},2} = s_a \frac{(1 + 0,5h_a/e_c)}{2 + 0,5h_a/e_c} \quad \dots(5.35b)$$

- в стенке с одним элементом жесткости, если $S_{\text{eff},3} + S_{\text{eff},n} \geq S_n$, и часть S_n полностью эффективна, поэтому:

$$S_{\text{eff},3} = S_n \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c]}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} \quad \dots(5.36a)$$

$$S_{\text{eff},n} = \frac{1,5S_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} \quad \dots(5.36b)$$

- в стенке с двумя элементами жесткости:

-если $S_{\text{eff},3} + S_{\text{eff},4} \geq S_b$ часть S_b полностью эффективна, поэтому:

$$S_{\text{eff},3} = S_b \frac{1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c}{2 + 0,5(h_a + h_{sa} + h_b)/e_c} \quad \dots(5.37a)$$

$$S_{\text{eff},4} = S_b \frac{1 + 0,5h_b/e_c}{2 + 0,5(h_a + h_{sa} + h_b)/e_c} \quad \dots(5.37b)$$

- если $S_{\text{eff},5} + S_{\text{eff},n} \geq S_n$, и часть S_n полностью эффективна, поэтому:

$$S_{\text{eff},5} = S_n \frac{1 + 0,5(h_b + h_{sb})/e_c}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/e_c} \quad \dots(5.38a)$$

$$S_{\text{eff},n} = \frac{1,5S_n}{2,5 + 0,5(h_b + h_{sb})/e_c} \quad \dots(5.38b)$$

(7) Для одиночного элемента жесткости или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости критическое напряжение потери устойчивости $\sigma_{\text{cr},sa}$ в упругой стадии должно определяться по формуле:

$$\sigma_{\text{cr},sa} = \frac{1,05 k_f E \sqrt{I_s t^3 s_1}}{A_{sa} s_2 (s_1 - s_2)} \quad \dots(5.39a)$$

где s_1 определяется следующим образом:

- для одиночного элемента жесткости:

$$s_1 = 0,9(s_a + s_{sa} + s_c) \quad \dots(5.39b)$$

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

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0,5(s_{sb} + s_c) \quad \dots(5.39c)$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0,5s_{sa} \quad \dots(5.39d)$$

где:

k_f – коэффициент, учитывающий частичное защемление полками от поворота усиленной стенки;

I_s – момент инерции поперечного сечения элемента жесткости, включающего его ширину s_{sa} и

два соседних участка стенки шириной $s_{eff,1}$ каждый относительно собственной центральной

оси, параллельной плоскости элементов стенки, см. рис. 5.13.

При определении I_s возможное различие в наклоне плоских элементов стенки по обе сто-

роны от элемента жесткости можно не учитывать.

s_c – определено на Рисунке 5.12.

(8) При отсутствии более детального исследования, коэффициент k_f , учитывающий защемление от поворота, может приниматься равным 1,0, что соответствует условиям шарнирного соединения.

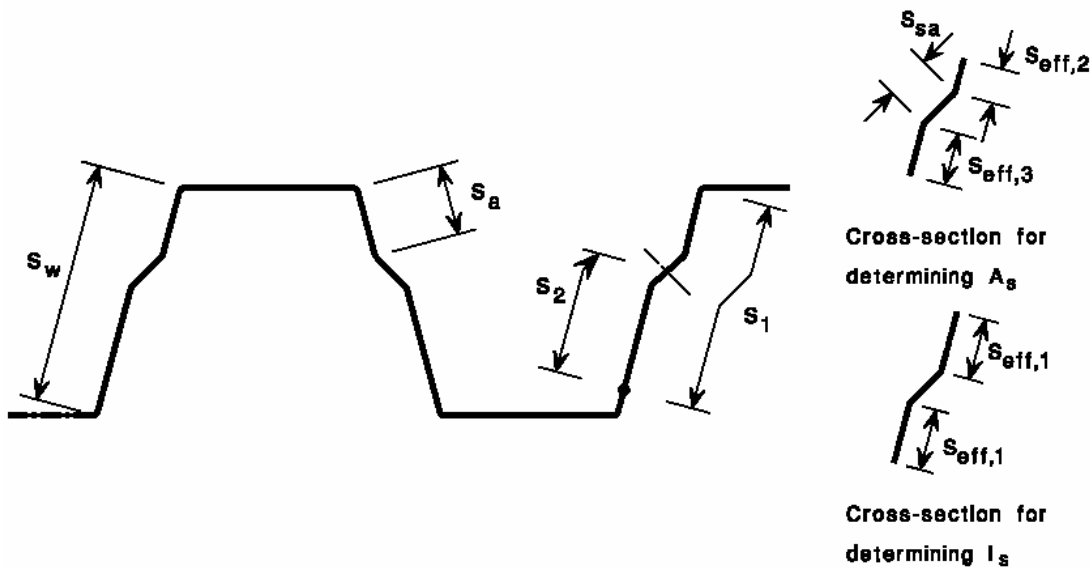


Рисунок 5.13 - Элементы жесткости стенок для трапециевидных профилированных листов

(9) Для одиночного элемента или для элемента жесткости, ближайшего к сжатой полке, в стенке с двумя элементами жесткости уменьшенная эффективная площадь $A_{sa,red}$ должна определяться следующим образом:

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1 - (h_a + 0,5h_{sa})/e_c} \text{ but } A_{sa,red} \leq A_{sa} \quad \dots(5.40)$$

(10) Если полки не усилены элементами жесткости, то значения снижающего коэффициент χ_d должны определяться непосредственно из $\sigma_{cr,sa}$ по методике, приведенной в 5.5.3.1(7).

(11) При усилении полок элементами жесткости значения снижающего коэффициента χ_d должны определяться по методике, приведенной в 5.5.3.1(7), но с уточненным упругим критическим напряжением $\sigma_{cr,mod}$, приведенным в 5.5.3.4.4.

(12) Для одиночного растянутого элемента жесткости сниженная эффективная площадь $A_{sa,red}$ должна приниматься равной A_{sa} .

(13) Для стенок с двумя элементами жесткости, сниженная эффективная площадь $A_{sb,red}$ для второго элемента жесткости должна приниматься равной A_{sb} .

(14) При определении геометрических характеристик эффективного сечения уменьшенная эффективная площадь $A_{sa,red}$ должна быть определена с учетом уменьшенной толщины $t_{red} = \chi_d t$ для всех элементов, включенных в A_{sa} .

(15) Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения элементов жесткости при расчете по второй группе предельных состояний должны определяться с учетом расчетной толщины t .

(16) Произвольно, характеристики эффективного сечения могут быть определены итерационно, основываясь на положении центральной оси эффективного поперечного сечения стенок, установленном на предыдущей итерации и эффективных поперечных сечениях полок, определенных с использованием уменьшенной толщины t_{red} для всех элементов, включенных в площадь элементов жесткости на полках A_s . Итерация должна основываться на увеличенной основной эффективной ширине $s_{eff,0}$, полученной из:

$$s_{eff,0} = 0,95 t \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \sigma_{com,Ed}}} \quad \dots(5.41)$$

5.5.3.4.4 Листовые профили с элементами жесткости на полках и стенках

(1) Для листовых профилей с промежуточными элементами жесткости на полках и стенках, см. рис. 5.14, взаимодействие между потерей устойчивости формы сечения (изгибная форма потери устойчивости элементов жесткости пояса и стенки) должно учитываться с использованием уточненного значения критического напряжения $\sigma_{cr,mod}$ для обоих типов элементов жесткости в упругой стадии работы, полученное по формуле:

$$\sigma_{cr,mod} = \frac{\sigma_{cr,s}}{\sqrt[4]{1 + \left[\beta_s \frac{\sigma_{cr,s}}{\sigma_{cr,sa}} \right]^4}} \quad \dots(5.42)$$

где:

$\sigma_{cr,s}$ - критическое напряжение для промежуточного элемента жесткости на полке, см.

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

5.5.3.4.2(2) с одним элементом или 5.5.3.4.2(3) – с двумя элементами жесткости;

$\sigma_{cr,sa}$ - критическое напряжение для одиночного элемента жесткости на стенке или

ближайшего элемента жесткости к сжатой полке в стенке с двумя элементами

жесткости, см. 5.5.3.4.3(7);

A_s - эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости полки;

A_{sa} - эффективная площадь сечения промежуточного элемента жесткости на стенке;

$$\begin{aligned} \beta_s &= 1 - (h_a + 0,5 h_{1a}) / e_c && - \text{для изгибаемого профиля;} \\ \beta_s &= 1 && - \text{для профиля при осевом сжатии.} \end{aligned}$$

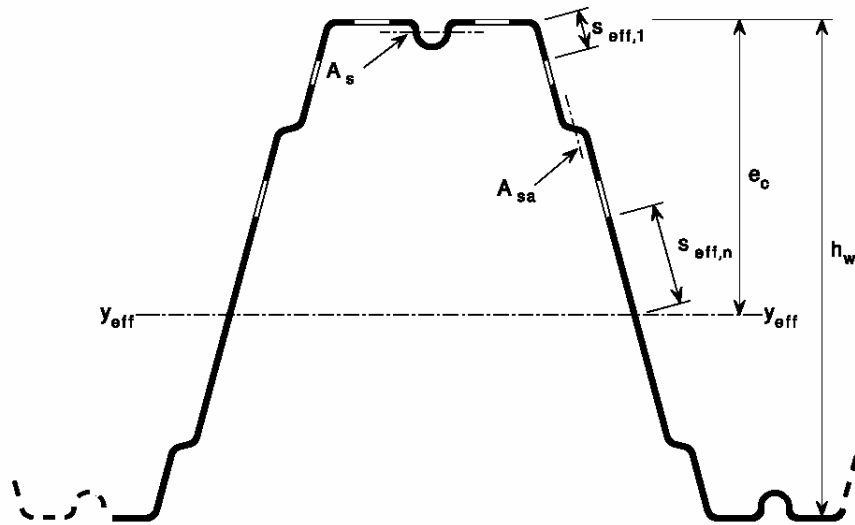


Рисунок 5.16 - Трапециевидный профилированный лист с элементами жесткости на полках и стенках

5.6 Потеря местной устойчивости между элементами крепления

(1) Потеря устойчивости между элементами крепления должна проверяться для составных элементов из листов и механических соединений, см. таблицу 3.3 в EN 1993-1-8.

6 Предельные состояния I группы

6.1 Несущая способность поперечного сечения

6.1.1 Общие положения

(1) При проектировании вместо расчета на прочность по предельным состояниям могут быть использованы результаты экспериментальных исследований.

Замечание: Проектирование, основанное на результатах экспериментальных исследований наиболее предпочтительно для оценки несущей способности сечений с относительно высокими отношениями b_p/t при неупругой работе материала, искривлениях стенки или учете влияния сдвига.

(2) При выполнении расчетов влияние местной потери устойчивости элементов должно учитываться с использованием геометрических характеристик эффективного сечения, определяемых в соответствии с указаниями раздела 5.5.

(3) Проверка элементов на устойчивость должна оцениваться по указаниям раздела 6.2.

(4) Для элементов с поперечным сечением, предрасположенным к изменению начальной формы сечения, должна учитываться возможная потеря устойчивости

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

сжатых и изгибаемых в боковой плоскости полок, см. 5.5 и 10.1.

6.1.2 Осевое растяжение

(1) Расчет поперечного сечения на прочность при его равномерном растяжении $N_{t,Rd}$ выполняется по формуле:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} A_g}{\gamma_{M0}} \quad \text{but} \quad N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} \quad \dots(6.1)$$

где:

A_g - полная площадь поперечного сечения;

$F_{n,Rd}$ - прочность ослабленного сечения в местах установки соответствующего метиза крепления, см. раздел 8.4;

f_{ya} - среднее значение предела текучести, см. 3.2.3.

(2) Расчетная прочность уголка, соединенного одной полкой, при равномерном растяжении или других типов сечения, соединенных через выступы, должна определяться в соответствии с указаниями, приведенными в EN 1993-1-8, 3.6.3.

6.1.3 Осевое сжатие

(1) Расчетная прочность поперечного сечения при осевом сжатии $N_{c,Rd}$ должна определяться следующим образом:

- если эффективная площадь A_{eff} меньше, чем полная площадь поперечного сечения A_g (сечение уменьшено вследствие местной потери устойчивости)

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.2)$$

- если эффективная площадь A_{eff} равна полной площади A_g (когда исключена местная потеря устойчивости или изменение формы сечения)

$$N_{c,Rd} = A_g (f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \chi) / \gamma_{M0} \quad \text{но не более, чем} \quad A_g f_{ya} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.3)$$

где: A_{eff} - эффективная площадь поперечного сечения, полученная из 5.5, допуская

равномерное сжимающее напряжение равным f_{yb} ;

f_{ya} - среднее значения предела текучести, см. 3.2.2;

f_{yb} - значение основного предела текучести;

- гибкость элемента, соответствующая наибольшей величине χ ;

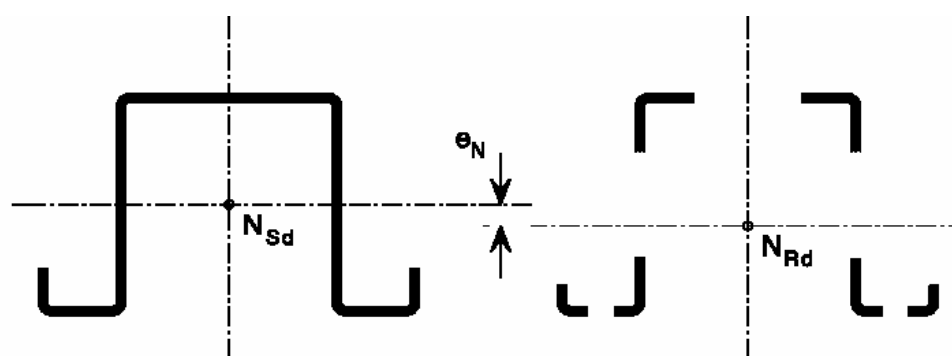
Для плоских элементов $\chi = \lambda \sqrt{E/f_{yb}}$ и $\chi = 0,673$, см. 5.5.2;

Для элементов жесткости $\chi = \lambda \sqrt{E/f_{yb}}$ и $\chi = 0,65$, см. 5.5.3.

(2) Внутреннее нормальное усилие в элементе должно быть приложено в центре тяжести его полного поперечного сечения. Данное допущение может быть принято без дальнейшей проверки, за исключением случая определения действительного распределения внутренних усилий, например, при равномерном действии нормальных усилий в сжатом элементе.

(3) Прочность на сжатие поперечного сечения рассчитывается от осевой нагрузки,

приложенной в центре тяжести эффективного сечения. Если он не совпадает с центром тяжести полного сечения, то должен быть учтен эксцентриситет e_N относительно центральной оси (см. рис. 6.1), определенный по методике, изложенной в 6.1.9. В том случае, если учет этого эксцентриситета приводит к более положительному результату при определении напряжений, он может не учитываться при расчете несущей способности, но должен быть учтен при определении действительных сжимающих напряжений.



Полное поперечное сечение Эффективное поперечное сечение

Рисунок 6.1 - Эффективное поперечное сечение при сжатии

6.1.4 Изгибающий момент

6.1.4.1 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе сжатой полки

(1) Несущая способность поперечного сечения при изгибе относительно одной из главных осей $M_{c,Rd}$ определяется следующим образом (см. рис. 6.2):

- если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} меньше, чем момент сопротивления полного упругого сечения W_{el} :

$$M_{c,Rd} = W_{eff} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.4)$$

- если момент сопротивления эффективного сечения W_{eff} равен моменту сопротивления полного упругого сечения W_{el} :

$$M_{c,Rd} = f_{yb} (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) 4(1 - \max(\lambda, 0))) / \gamma_{M0} \quad \text{но не более, чем } W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.5)$$

где:

– гибкость элемента, соответствующая большему значению λ ;

Для однопролетных плоских элементов $\lambda_{el} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055(3 + \psi)}$,

где ψ равно соотношению напряжений, см. 5.5.2;

Для свисающих элементов $\lambda_{el} = 0,673$, см. 5.5.2;

Для элементов жесткости $\lambda_{el} = 0,65$, см. 5.5.3.

Зависимость предельных изгибающих моментов от гибкости элемента показана на рис. 6.2

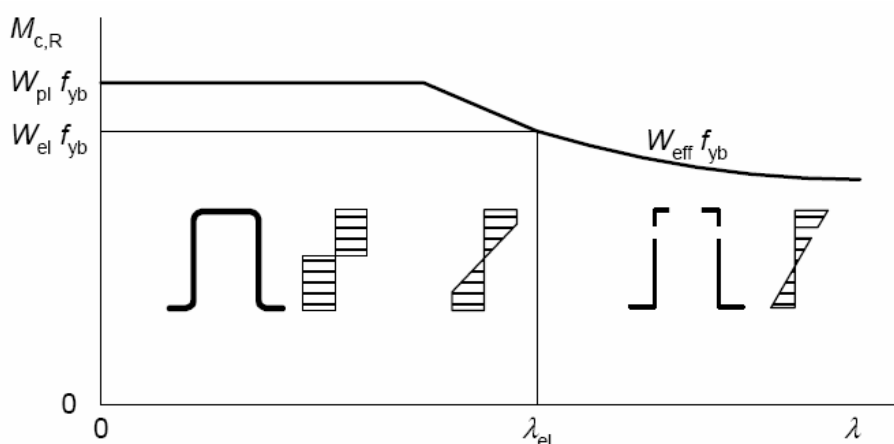


Рисунок 6.2 - Зависимость предельного изгибающего момента от гибкости

- (2) Выражение (6.5) применимо при удовлетворении следующих условий:
- Изгибающий момент действует только относительно одной из главных осей поперечного сечения;
 - Элемент не подвержен кручению или крутильной, изгибно-крутильной формам потери устойчивости или потери устойчивости формы сечения;
 - Угол α между стенкой (см. рис. 6.5) и полкой больше, чем 60° .
- (3) Если п.(2) удовлетворяется не полностью, то для определения предельного расчетного изгибающего момента для поперечного сечения может быть использована следующая формула:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{ya} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.6)$$

- (4) Эффективный момент сопротивления W_{eff} должен определяться на основе эффективного поперечного сечения, испытывающего изгиб относительно только одной соответствующей оси, при максимальном напряжении $\sigma_{max,Ed}$, равном f_{yb}/γ_{M0} , допуская при этом, что влияния местной потери устойчивости и устойчивости формы сечения соответствуют разделу 5.5. Если рассматривается эффект от сдвигового запаздывания, должно быть сделано допущение, касающееся этого эффекта.
- (5) Соотношение напряжений $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, используемое для определения эффективных участков стенки, может быть получено с использованием эффективной площади сжатой полки при полной площади стенки, см. рис. 6.3.
- (6) При начальном развитии текучести на сжатом крае поперечного сечения, кроме учета условий приведенных в 6.1.4.2, величина W_{eff} должна определяться с учетом линейного распределения напряжения в пределах поперечного сечения.
- (7) При изгибе относительно двух осей можно использовать следующий критерий:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1 \quad \dots(6.7)$$

где:

$M_{y,Ed}$ — изгибающий момент, приложенный относительно главной нейтральной оси;

$M_{z,Ed}$ – изгибающий момент, приложенный относительно второстепенной нейтральной оси;

$M_{cy,Ed}$ – предельный момент для поперечного сечения, изгибаемого относительно главной оси у-у;

$M_{cz,Ed}$ – предельный момент для поперечного сечения, изгибаемого относительно главной оси z-z.

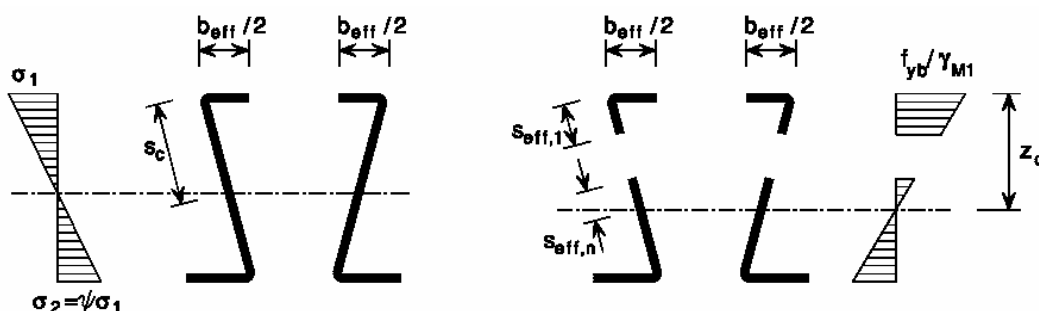


Рисунок 6.3 - Эффективное поперечное сечение для определения предельного изгибающего момента

(8) Если при выполнении общего расчета допускается перераспределение изгибающих моментов, то это должно быть подтверждено результатами экспериментальных испытаний в соответствии с разделом 9 при условии, что удовлетворяются положения, приведенные в 7.2.

6.1.4.2 Несущая способность сечения при упругой и упруго-пластической работе растянутой полки

(1) Принимая, что изгибающий момент действует только относительно одной главной оси поперечного сечения и текучесть появляется сначала на растянутом крае, пластический резерв в растянутой зоне может быть учтен без ограничений деформаций до тех пор, пока максимальное сжимающее напряжение $\sigma_{com,Rd}$ не достигнет f_{yb}/γ_{M0} . В этом разделе рассматривается только изгиб. Для случая совместного действия осевой нагрузки и изгиба должны быть использованы рекомендации раздела 6.1.8 или 6.1.9.

(2) В этом случае эффективный модуль $W_{pp,eff}$ сечения при ограниченных пластических деформациях должен определяться с учетом билинейного распределения напряжений в растянутой зоне, но линейного - в сжатой.

(3) При отсутствии более точного расчета, эффективная ширина b_{eff} элемента под действием напряжений разного знака определяется по 5.5.2 на основе b_c для билинейного распределения напряжений (см. рис. 6.4), допуская при этом $\psi = -1$.



Рисунок 6.4: Величина b_c для определения эффективной ширины

(4) Выполнение общего расчета с учетом перераспределения изгибающих моментов должно быть подтверждено результатами экспериментальных испытаний в соответствии с разделом 9 при условии, что удовлетворяются положения, приведенные в 7.2.

6.1.4.3 Влияние сдвигового запаздывания

(1) Влияние сдвигового запаздывания должно учитываться в соответствии с EN 1993-1-5.

6.1.5 Сдвигающее усилие

(1) Предельное сдвигающее усилие $V_{b,Rd}$ должно определяться по формуле:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad \dots(6.8)$$

где:

f_{bv} - критическое напряжение, учитывающее потерю устойчивости при сдвиге согласно

таблице 6.1;

h_w - высота стенки между средними линиями полок, см. рис. 5.3(с);

ϕ - угол наклона стенки относительно полок, см. рис. 6.5.

Таблица 6.1: Критическое напряжение f_{bv} при сдвиге

Относительная гибкость стенки	Стенка без элемента жесткости на опоре	Стенка с элементом жесткости на опоре ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$0,58 f_{yb}$	$0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

¹⁾ Элементы жесткости на опоре, такие, как накладки, установленные для исключения искривлений стенки, и рассчитанные на восприятие опорной реакции

(2) Относительная гибкость стенки должна определяться следующим образом:

- для стенок без продольных элементов жесткости:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad \dots(6.10a)$$

- для стенок с продольными элементами жесткости, см. рис. 6.5:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{5,34 f_{yb}}{k_\tau E}} \quad \text{but} \quad \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \frac{s_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad \dots(6.10b)$$

с:

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

где:

- I_s - момент инерции сечения отдельного продольного элемента жесткости, определенный по 5.5.3.4.3(7), относительно оси а-а, как показано на рис.6.5;
- s_d - общая наклонная высота стенки, как показано на рис. 6.5;
- s_p - наклонная высота наибольшего плоского участка стенки, см. рис. 6.5;
- s_w - наклонная высота стенки, показанная на рис. 6.5, между средними точками углов, показанными на рис. 5.1(с).

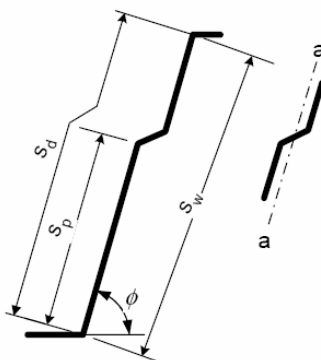


Рисунок 6.5: Стенка с продольным элементом жесткости

6.1.6 Крутящий момент

- (1) Если нагрузки приложены с эксцентриситетом относительно центра сдвига поперечного сечения, то должно учитываться влияние кручения.
- (2) При определении влияния крутящего момента положение нейтральной оси, центра сдвига и введенного центра кручения рассматривается для полного поперечного сечения.
- (3) Нормальные напряжения от осевой силы N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ определяются для соответствующих эффективных поперечных сечений, использованных в разделах 6.1.2 □ 6.1.4. Касательные напряжения от поперечных сдвигающих усилий, касательное напряжение от равномерного (по Сен-Венану) кручения и нормальные и касательные напряжения при деформации определяются в зависимости от геометрических характеристик полного сечения.
- (4) В поперечных сечениях, подверженных кручению, должны быть выполнены следующие условия (при использовании в данном случае среднего значения предела текучести, см. 3.2.2):

$$\sigma_{tot,Ed} \leq f_{ya} / \gamma_{M0} \quad \dots(6.11a)$$

$$\tau_{tot,Ed} \leq \frac{f_{ya} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad \dots(6.11b)$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,Ed}^2 + 3 \tau_{tot,Ed}^2} \leq 1,1 \frac{f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad \dots(6.11c)$$

где:

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$\sigma_{tot,Ed}$ - общее нормальное напряжение, рассчитанное для рассматриваемого эффективного поперечного сечения;

$T_{tot,Ed}$ - общее касательное напряжение, рассчитанное для полного поперечного сечения.

(5) Общее нормальное напряжение $\sigma_{tot,Ed}$ и общее касательное напряжение $T_{tot,Ed}$ должны определяться по формулам:

$$\sigma_{tot,Ed} = \sigma_{N,Ed} + \sigma_{My,Ed} + \sigma_{Mz,Ed} + \sigma_{w,Ed} \quad \dots(6.12a)$$

$$\tau_{tot,Ed} = \tau_{Vy,Ed} + \tau_{Vz,Ed} + \tau_{t,Ed} + \tau_{w,Ed} \quad \dots(6.12b)$$

где:

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

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

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

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

$T_{Vy,Ed}$ – сдвигающее напряжение от поперечной срезающей силы $V_{y,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

$T_{Vz,Ed}$ – сдвигающее напряжение от поперечной срезающей силы $V_{z,Ed}$ (определяется для полного поперечного сечения);

$T_{t,Ed}$ – касательное напряжение от равномерного (по Сен-Венану) кручения (определяется для полного поперечного сечения);

$T_{w,Ed}$ – касательное напряжение при деформации (определяется для полного поперечного сечения).

6.1.7 Местные поперечные силы

6.1.7.1 Общие положения

(1) Р Чтобы исключить смятие, искривление и потерю устойчивости стенки под действием опорной реакции или другой местной поперечной силы, приложенной к полке, величина поперечной силы F_{Ed} должна удовлетворять следующему условию:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd} \quad \dots(6.13)$$

где:

$R_{w,Rd}$ - прочность стенки при местном воздействии.

(2) Прочность стенки при местном воздействии определяется следующим образом:

(а) для неукрепленной стенки:

- для поперечного сечения с одной стенкой: по 6.1.7.2;
- для любого другого случая, включая настилы: по 6.1.7.3;

(б) для укрепленной стенки: по 6.1.7.4.

(3) Если местная нагрузка или опорная реакция приложены через ребро жесткости, которое установлено для исключения искривления стенки и рассчитано на восприятие местной поперечной силы, то местную прочность стенки на поперечную силу проверять не требуется.

(4) В балках двутаврового сечения, выполненных из двух швеллеров, или имеющих

подобные сечения, состоящие из двух элементов со связанными стенками, соединения стенок должны располагаться как можно ближе к полкам балки.

6.1.7.2 Поперечные сечения с одной неукрепленной стенкой

(1) Для поперечного сечения с одной неукрепленной стенкой, см. рис. 6.6, прочность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена в соответствии с указаниями в (2), допуская, что поперечное сечение отвечает следующим критериям:

$$h_w / t \leq 200 \quad \dots(6.14a)$$

$$r / t \leq 6 \quad \dots(6.14b)$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ \quad \dots(6.14c)$$

где:

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

ϕ – наклон стенки относительно полок (в градусах).

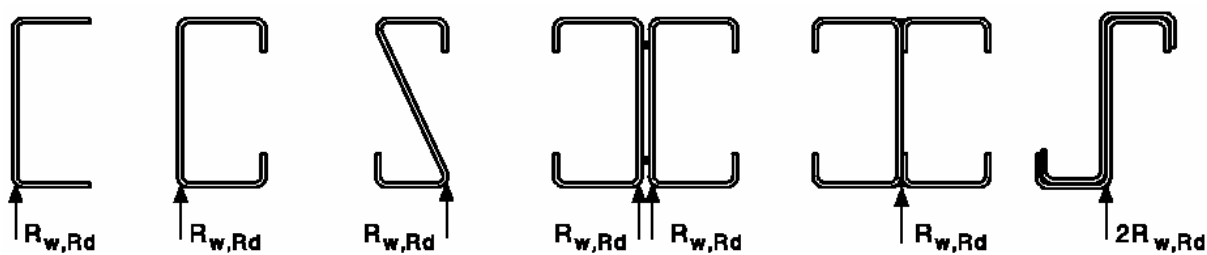


Рисунок 6.6: Примеры профилей с одной стенкой

(2) Для поперечных сечений, удовлетворяющих критериям (1) прочность стенки на местное поперечное воздействие $R_{w,Rd}$ может определяться в соответствии с рис. 6.7.

(3) Значения коэффициентов k_1 и k_5 должны определяться следующим образом:

$$k_1 = 1,33 - 0,33 k$$

$$k_2 = 1,15 - 0,15 r/t \quad \text{but } k_2 \geq 0,50 \text{ and } k_2 \leq 1,0$$

$$k_3 = 0,7 + 0,3 (\phi / 90)^\circ$$

$$k_4 = 1,22 - 0,22 k$$

$$k_5 = 1,06 - 0,06 r/t \quad \text{but } k_5 \leq 1,0$$

где:

$$k = f_{yb} / 228 \quad (\text{с } f_{yb} \text{ в Н/мм}^2);$$

	<p>а) Для одиночной местной нагрузки или опорной реакции</p> <p>i) $c \leq 1,5 h_w$ – от свободного края:</p> <ul style="list-style-type: none"> - для профилей с укрепленными полками: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[9,04 - \frac{h_w/t}{60} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15a)$ <ul style="list-style-type: none"> - для профилей с неукрепленными полками: - если $s_s/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15b)$ <ul style="list-style-type: none"> - если $s_s/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15c)$
	<p>ii) $c > 1,5 h_w$ от свободного края:</p> <ul style="list-style-type: none"> - если $s_s/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15d)$ <ul style="list-style-type: none"> - если $s_s/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15e)$

Рисунок 6.7а): Местные нагрузки и опорные реакции - поперечные сечения с

одной стенкой

	<p>b) Для двух противодействующих местных поперечных сил, расположенных между собой ближе, чем $1,5 h_w$:</p> <p>i) $c \leq 1,5 h_w$ – от свободного края:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[6,66 - \frac{h_w/t}{64} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}$ <p>(6.15f)</p>
	<p>ii) $c > 1,5 h_w$ от свободного края:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[21,0 - \frac{h_w/t}{16,3} \right] \left[1 + 0,0013 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}}$ <p>(6.15g)</p>

Рисунок 6.7b): Местные нагрузки и опорные реакции - поперечные сечения с одной стенкой

(4) Если поворот стенки исключается за счет элемента жесткости или геометрии сечения (например, в двутавровых балках, см. четвертый и пятый рис. 6.6 слева), прочность стенки при местном поперечном воздействии $R_{w,Rd}$ может быть определена следующим образом:

а) для одиночной силы или опорной реакции

i) $c < 1,5 h_w$ (на свободном конце или около него)

для профилей с укрепленными и неукрепленными полками:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_7 \left[8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots(6.16a)$$

ii) $c > 1,5 h_w$ (далеко от свободного конца)
для профилей с укрепленными и неукрепленными полками:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_5^* k_6 \left[13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots(6.16b)$$

b) для противодействующих нагрузок или реакций
i) $c < 1,5 h_w$ (на свободном конце или около него)
для профилей с укрепленными и неукрепленными полками:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_{10} k_{11} \left[8,8 + 1,1 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots(6.16c)$$

ii) $c > 1,5 h_w$ (нагрузки или реакции далеко от свободного конца)
для профилей с укрепленными и неукрепленными полками:

$$R_{w,Rd} = \frac{k_8 k_9 \left[13,2 + 2,87 \sqrt{\frac{s_s}{t}} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad \dots(6.16d)$$

где значения постоянных $k_5 \square k_{11}$ должны определяться следующим образом:

$$k_5^* = 1,49 - 0,53 k \quad \text{but } k_5^* \geq 0,6$$

$$k_6 = 0,88 - 0,12 t / 1,9$$

$$k_7 = 1 + s_s / t / 750 \quad \text{when } s_s / t < 150 ; \quad k_7 = 1,20 \quad \text{when } s_s / t > 150$$

$$k_8 = 1 / k \quad \text{when } s_s / t < 66,5 ; \quad k_8 = (1,10 - s_s / t / 665) / k \quad \text{when } s_s / t > 66,5$$

$$k_9 = 0,82 + 0,15 t / 1,9$$

$$k_{10} = (0,98 - s_s / t / 865) / k$$

$$k_{11} = 0,64 + 0,31 t / 1,9$$

где:

$$k = f_{yb} / 228 \quad (f_{yb} \text{ в Н/мм}^2);$$

s_s – реальная длина нагружаемого участка.

В случае двух равных и противоположно направленных местных поперечных нагрузок, распределенных на неодинаковой длине, принимается меньшее значение s_s .

6.1.7.3 Поперечные сечения с двумя и более неукрепленными стенками

(1) В поперечных сечениях с двумя и более стенками, включая настилы, см. рис. 6.8, прочность неукрепленной стенки при местном поперечном воздействии должна определяться в соответствии с указаниями (2), допуская при этом удовлетворение двух следующих условий:

- расстояние s от нагруженного участка приложения опорной реакции или местной

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

нагрузки до свободного края, см. рис. 6.9, не менее 40 мм;

- поперечное сечение удовлетворяет следующим критериям:

$$r/t \leq 10 \quad \dots(6.17a)$$

$$h_w/t \leq 200 \sin \phi \quad \dots(6.17b)$$

$$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ \quad \dots(6.17c)$$

где:

h_w – высота стенки между срединными плоскостями полок;

r – внутренний радиус углов;

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

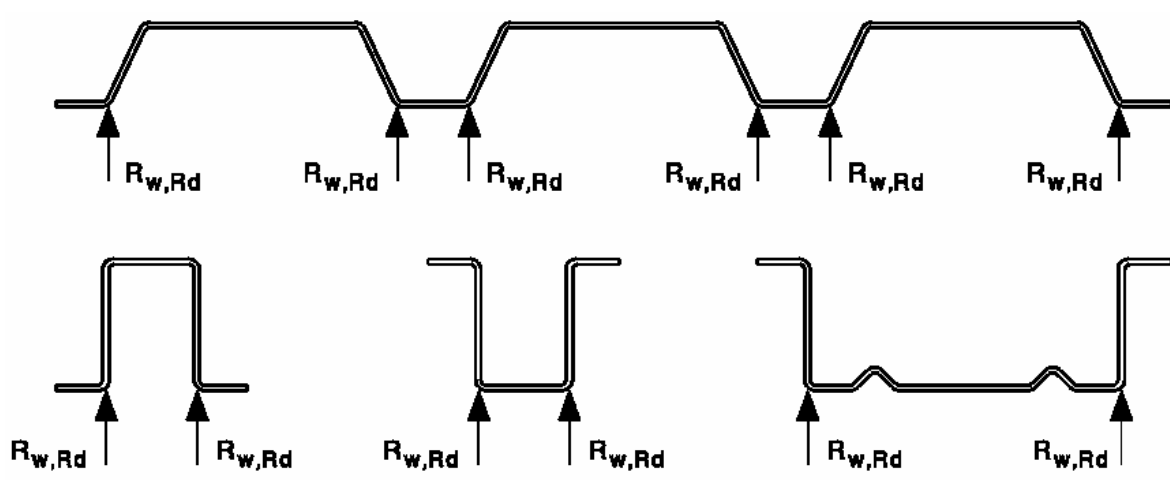


Рисунок 6.8: Примеры профилей с двумя и более стенками.

(2) Если все условия, указанные в (1) удовлетворяются, то прочность $R_{w,Rd}$ каждой стенки профиля при местном поперечном воздействии определяется по:

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} (1 - 0,1\sqrt{r/t}) \left[0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t} \right] (2,4 + (\phi/90)^2) / \gamma_{M1} \quad \dots(6.18)$$

где:

l_a – эффективная длина нагруженного участка для соответствующей категории, см. (3);

α – коэффициент для соответствующей категории, см. (3)

(3) Значения l_a и α должны быть получены из (4) и (5) соответственно. Максимальное расчетное значение $l_a = 200$ мм. Для опоры холодногнутого профиля с одной стенкой или круглой трубы, значение s_s принимается равным 10 мм. В зависимости от расстояния e между местной нагрузкой и ближайшей опорой или расстояния s от опорной реакции или местной нагрузки до свободного края, см. рис. 6.9, должна быть принята соответствующая категория (1 или 2).

(4) Величина эффективной длины нагружения l_a должна определяться следующим образом:

a) для категории 1: $l_a = 10$ мм ... (6.19a)

b) для категории 2:

$$- \beta_v \leq 0,2: \quad l_a = s_s \quad \dots(6.19b)$$

$$- \beta_v \geq 0,3: \quad l_a = 10 \text{ mm} \quad \dots(6.19c)$$

- $0,2 < \beta_v < 0,3$: С линейной интерполяцией значений l_a при значениях $\beta_v=0,2$ и $0,3$

где:

$$\beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$$

$|V_{Ed,1}|$ и $|V_{Ed,2}|$ - абсолютные значения поперечных срезающих усилий на каждой стороне от местной нагрузки или опорной реакции и $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$ и s_s - реальная длина нагруженного участка.

(5) Значения коэффициента α должны быть приняты следующими:

а) для Категории 1:

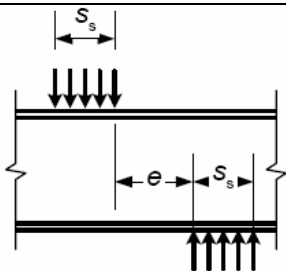
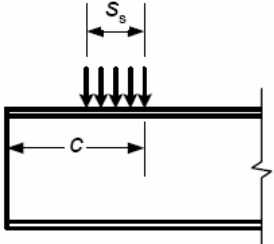
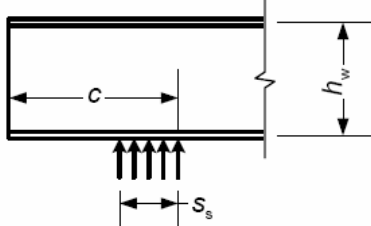
$$- \text{профилированные листы:} \quad \alpha = 0,075 \quad \dots(6.20a)$$

$$- \text{кассетные и шляпные профили:} \quad \alpha = 0,057 \quad \dots(6.20b)$$

б) для Категории 2:

$$- \text{профилированные листы:} \quad \alpha = 0,15 \quad \dots(6.20c)$$

$$- \text{кассетные и шляпные профили:} \quad \alpha = 0,115 \quad \dots(6.20d)$$

	<p>Категория 1</p> <p>☑ местная нагрузка, приложенная на расстоянии $e \leq 1,5 h_w$ от ближайшей опоры;</p>
	<p>Категория 1</p> <p>☐ местная нагрузка, приложенная на расстоянии $c \leq 1,5 h_w$ от свободного края;</p>
	<p>Категория 1</p> <p>☐ реакция на крайней опоре расположенная на расстоянии $c \leq 1,5 h_w$ от свободного края;</p>

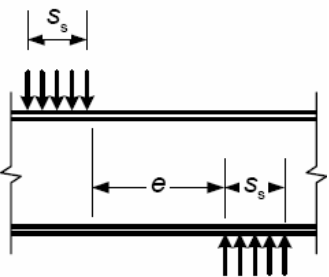
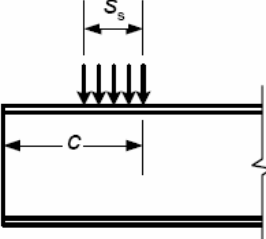
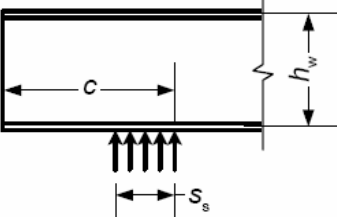
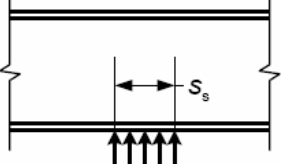
	<p>Категория 2</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> местная нагрузка, приложенная на расстоянии $e > 1,5 h_w$ от ближайшей опоры;
	<p>Категория 2</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> местная нагрузка, приложенная на расстоянии $c > 1,5 h_w$ от свободного края;
	<p>Категория 2</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> реакция на крайней опоре расположенная на расстоянии $c > 1,5 h_w$ от свободного края;
	<p>Категория 2</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> реакция на промежуточной опоре

Рисунок 6.9. Местные нагрузки и опорные реакции – категории профилей с двумя и более стенками

6.1.7.4 Стенки с элементами жесткости

(1) Прочность усиленной стенки при местном поперечном воздействии может быть определена в соответствии с указаниями (2) для поперечных сечений с продольными элементами жесткости, образованными двойным изгибом стенки в противоположные стороны относительно линии, соединяющей точки пересечения срединных линий стенки и полок, см. рис. 6.10, таким образом, чтобы удовлетворялось условие:

$$2 < \frac{e_{\max}}{t} < 12 \quad \dots(6.21)$$

где:

e_{\max} - больший эксцентриситет точек перелома стенки относительно прямой линии, соединяющей концы стенки.

(2) Для профилей с усиленными стенками, удовлетворяющими условиям, указанным в (1), прочность стенки при местном поперечном воздействии может быть определена умножением ее соответствующих значений для аналогичной неусиленной стенки, приведенной в 6.1.7.2 или 6.1.7.3, на коэффициент $\kappa_{a,s}$:

$$\kappa_{a,s} = 1,45 - 0,05 e_{\max}/t \quad \text{but} \quad \kappa_{a,s} \leq 0,95 + 35\,000 t^2 e_{\min}/(b_d^2 s_p) \quad \dots(6.22)$$

где:

- b_d – развернутая ширины нагруженной полки, см. рис. 6.10;
 e_{min} – меньший эксцентриситет точек перелома относительно прямой линии, соединяющей концы стенки;
 s_p – наклонная высота плоского участка стенки, ближайшего к нагруженной полке, см. рис. 6.10.

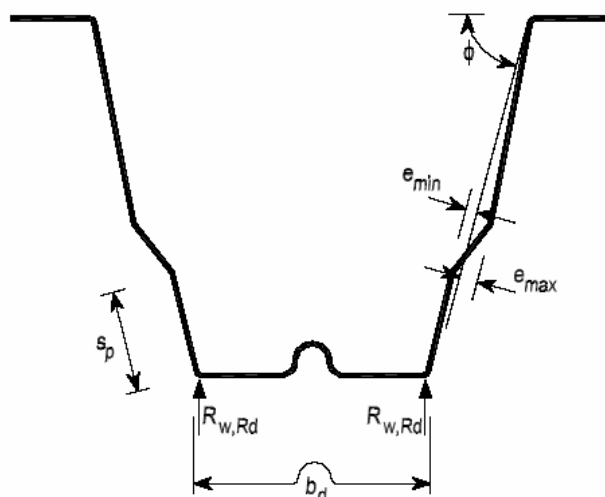


Рисунок 6.10: Стенка с элементами жесткости

6.1.8 Совместное действие растяжения и изгиба

(1) Поперечные сечения при совместном воздействии осевого растяжения N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ должны удовлетворять следующему критерию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} \leq 1 \quad \dots(6.23)$$

где:

- $N_{t,Rd}$ – расчетное предельное усилие для профиля при равномерном растяжении (6.1.2);
 $M_{cy,Rd,ten}$ – расчетный предельный момент для профиля при максимальном растягивающем напряжении, вызванном моментом, действующим только относительно оси y-y (6.1.4);
 $M_{cz,Rd,ten}$ – предельный расчетный момент для профиля при максимальном растягивающем напряжении, вызванном моментом, действующим только относительно оси z-z (6.1.4).

(2) Если выполняются условия $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$ и $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$ или $M_{cy,Rd,com} \leq M_{cy,Rd,ten}$ и $M_{cz,Rd,com} \leq M_{cz,Rd,ten}$ (где $M_{cy,Rd,com}$ и $M_{cz,Rd,com}$ – предельные моменты при максимальном сжимающем напряжении в поперечном сечении, вызванном только моментом относительно соответствующей оси), то должно быть также выполнено следующее условие:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} - \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad \dots(6.24)$$

6.1.9 Совместное действие сжатия и изгиба

(1) Поперечные сечения при совместном действии осевого сжатия N_{Ed} и изгибающих моментов $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ должны удовлетворять следующему критерию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1 \quad \dots(6.25)$$

где: $N_{c,Rd}$ определяют по 6.1.3, $M_{cy,Rd,com}$ и $M_{cz,Rd,com}$ определяют по 6.1.8.

(2) Дополнительные моменты $\Delta M_{y,Ed}$ и $\Delta M_{z,Ed}$ от смещения нейтральных осей определяют как:

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} e_{Ny}$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} e_{Nz}$$

где e_{Ny} и e_{Nz} – смещение нейтральных осей y-y и z-z относительно осевых усилий, см. 6.1.3(3).

(3) При выполнении условий $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ or $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ или $M_{cy,Rd,ten} \leq M_{cy,Rd,com}$ or $M_{cz,Rd,ten} \leq M_{cz,Rd,com}$ также должно быть выполнено следующее условие:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,ten}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,ten}} - \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad \dots(6.26)$$

где: $M_{cy,Rd,ten}$, $M_{cz,Rd,ten}$ определены в 6.1.8

6.1.10 Совместное действие сдвигающей силы, осевой силы и изгибающего момента

(1) Для поперечных сечений при совместном действии осевой силы N_{Ed} , изгибающего момента M_{Ed} и сдвигающей силы V_{Ed} влияние сдвигающей силы не учитывается при $V_{Ed} \leq 0,5V_{w,Rd}$. При значении сдвигающей силы больше половины предельной величины должно быть выполнено следующее условие:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0 \quad \dots(6.27)$$

где:

N_{Rd} - расчетное предельное усилие для равномерно растянутого или сжатого сечения,

приведенное в 6.1.2 или 6.1.3;

$M_{y,Rd}$ - предельный расчетный момент для профиля, приведенный в 6.1.4;

$V_{w,Rd}$ - предельное расчетное сдвигающее усилие для стенки, приведенное в 6.1.5(1);

$M_{f,Rd}$ - расчетный пластический момент для поперечного сечения, состоящего только из полок,

см. EN 1993-1-5;

$M_{pl,Rd}$ - предельный пластический момент для профиля, см. EN 1993-1-5.

Для элементов и настилов с более, чем одной стенкой, $V_{w,Rd}$ равно сумме прочностей стенок.

См. также EN 1993-1-5.

6.1.11 Совместное действие изгибающего момента и местной нагрузки или опорной реакции

(1) Поперечное сечение при совместном действии изгибающего момента M_{Ed} и поперечной силы от местной нагрузки или опорной реакции F_{Ed} должно удовлетворять следующему условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \dots(6.28a)$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1 \quad \dots(6.28b)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25 \quad \dots(6.28c)$$

где:

$M_{c,Rd}$ - предельный момент для сечения, приведенный в 6.1.4(1);

$R_{w,Rd}$ - соответствующее значение предельной местной поперечной нагрузки на стенку из 6.1.7.

В уравнении 6.28с изгибающий момент M_{Ed} может быть рассчитан для края опоры. Для элементов и настилов с более чем одной стенкой $R_{w,Rd}$ равно сумме предельных местных нагрузок для отдельных стенок.

6.2 Местная устойчивость

6.2.1 Общие положения

(1) В элементах с поперечными сечениями, предрасположенными к искривлениям, должна учитываться возможная боковая потеря устойчивости сжатых полок и, особенно, изгибаемых из плоскости полок.

(2) Влияния местной потери устойчивости и потери устойчивости формы сечения должны учитываться в соответствии с указаниями раздела 5.5.

6.2.2 Потеря устойчивости при изгибе

(1) Расчетная критическая сила $N_{b,Rd}$ для изгибаемого элемента должна быть получена из

EN 1993-1-1 с использованием соответствующей кривой из табл. 6.3, учитывая тип поперечного сечения, ось потери устойчивости и предел текучести, см. (3).

(2) Кривая потери устойчивости для сечений, не включенных в табл. 6.3 может быть получена по аналогии.

(3) Критическая нагрузка для замкнутых составных профилей должна определяться, используя либо:

- кривую b в сочетании с основным пределом текучести f_{yb} плоского листа, из

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

которого изготавливают элемент с помощью холодногнутья.

- кривую σ в сочетании со средним значением предела текучести f_{ya} для элемента после холодногнутья, определяемым как указано в 3.2.3, допуская что $A_{eff} = A_g$.

6.2.3 Крутильная и изгибно-крутильная форма потери устойчивости

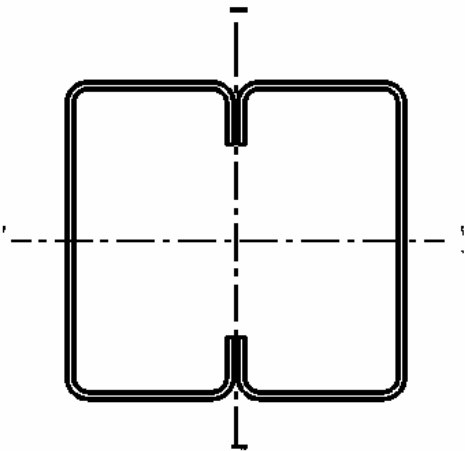
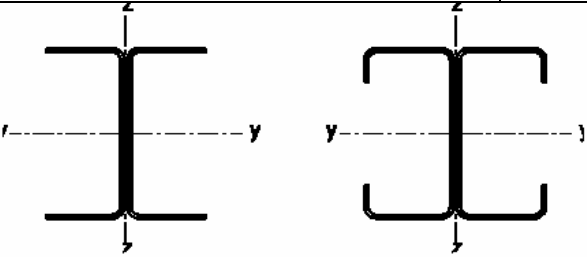
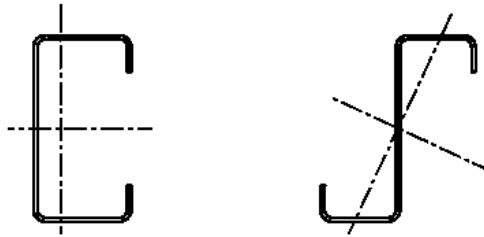
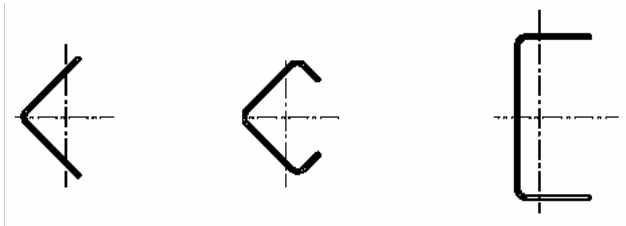
(1) Для элементов с открытым симметричным поперечным сечением (например, Z-образных прогонов с равными полками) должен быть сделан расчет с учетом того, что потеря устойчивости элемента от кручения может произойти раньше, чем от изгиба.

(2) Для элементов открытого сечения с одной осью симметрии, см. рис. 6.12, должен быть сделан расчет с учетом того, что потеря устойчивости от изгиба с кручением может произойти раньше, чем от изгиба.

(3) Для элементов асимметричного открытого сечения расчет должен быть сделан с учетом того, что потеря устойчивости от кручения или изгиба с кручением может произойти раньше, чем от изгиба.

(4) Расчетная критическая сила $N_{b,Rd}$ при потере устойчивости от кручения или изгиба с кручением должна определяться по 6.3.1.1 EN 1993-1-1, используя теоретическую кривую для потери устойчивости относительно оси z-z, полученную из табл. 6.3.

Таблица 6.3: Соответствующая кривая потери устойчивости для различных типов поперечных сечений

Тип поперечного сечения	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости
 <p data-bbox="837 517 1029 936">Если f_{yb} используется</p> <p data-bbox="837 943 1029 1048">Если f_{ya} используется*</p>	любая	b
	у-у z-z	a b
	любая	b
	любая	c

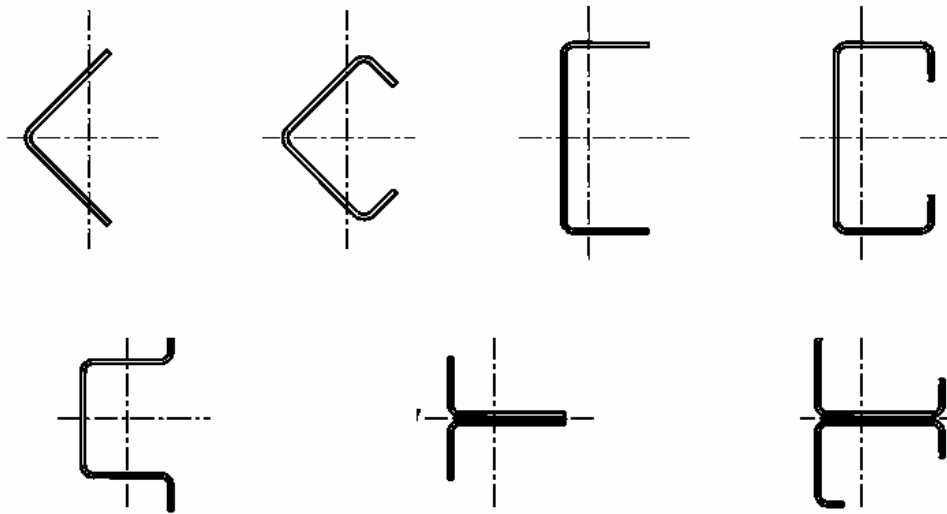
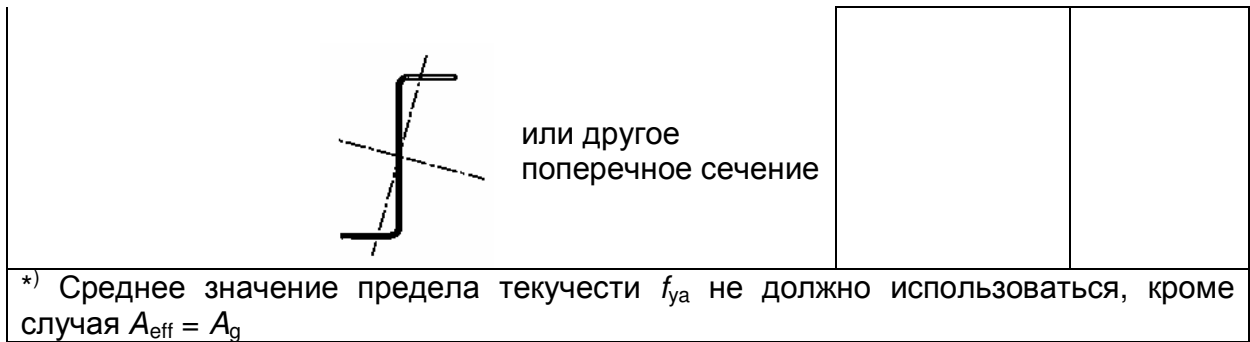


Рисунок 6.12: Поперечные сечения с одной осью симметрии, предрасположенные к потере устойчивости от изгиба с кручением

(5) Упругая критическая сила $N_{cr,T}$ для крутильной формы потери устойчивости свободно опертой балки должна определяться как:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_o^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right) \quad \dots(6.33a)$$

$$i_o^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2 \quad \dots(6.33b)$$

где:

- G - модуль сдвига;
- I_t - момент инерции полного сечения при кручении;
- I_w - момент инерции полного сечения при депланации;
- i_y - радиус инерции полного сечения относительно оси у-у;
- i_z - радиус инерции полного сечения относительно оси z-z;
- l_T - расчетная длина элемента, теряющего устойчивость от кручения;
- y_o и z_o - координаты центра сдвига относительно центра тяжести полного сечения.

(6) Для сечения с двумя осями симметрии (например, $y_o = z_o = 0$)

$$N_{cr,TF} = N_{cr,T} \quad \dots(6.34)$$

допуская $N_{cr,T} < N_{cr,y}$ and $N_{cr,T} < N_{cr,z}$.

(7) Для поперечных сечений, симметричных относительно оси у-у (например, $z_o = 0$), упругая критическая сила $N_{cr,TF}$ для изгибно-крутильной формы потери устойчивости должна определяться следующим образом:

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2\beta} \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4\left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2 \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \quad \dots(6.35)$$

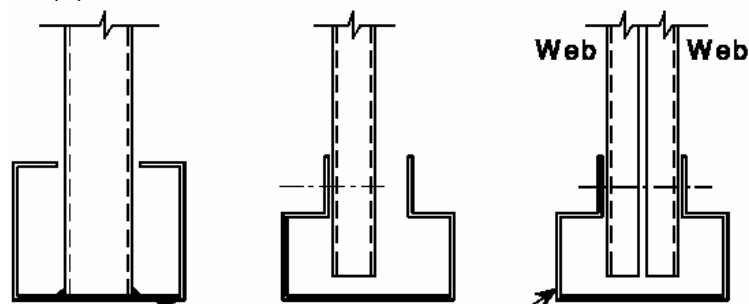
где:

$$\beta = 1 - \left(\frac{y_o}{i_o}\right)^2.$$

(8) Расчетная длина l_T элемента, теряющего устойчивость при кручении и изгибе с кручением, должна определяться с учетом степени его защемления от кручения и депланации на каждом конце элемента длиной L_T .

(9) Для применяемых соединений на концах элемента могут приниматься следующие значения l_T/L_T :

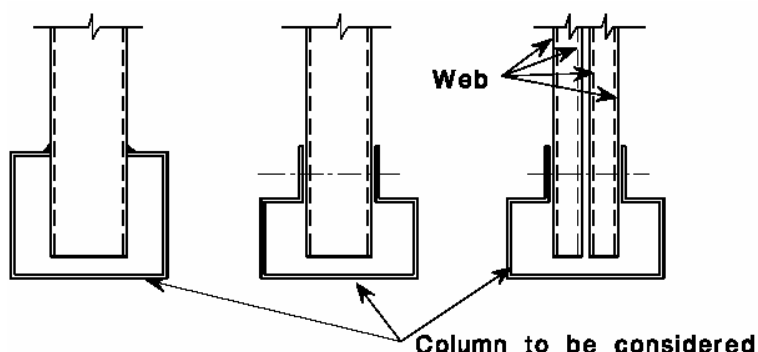
- 8 1,0 для соединений, обеспечивающих частичное закрепление от кручения и депланации, см. рис. 6.13(a);
- 9 0,7 для соединений, почти исключаящих кручение и депланацию конечного сечения, см. рис. 6.13(b)



Column to be considered

а) соединения, способные дать частичное закрепление от кручения и депланации

Замкнутые сечения
или сечения с болтами,
проходящими через
две стенки элемента



b) Соединения, способные обеспечить значительное закрепление от кручения и депланации

Рисунок 6.13. Закрепление от кручения и депланации с помощью применяемых соединений

6.2.4 Потеря устойчивости плоской формы изгиба элементов

(1) Предельный расчетный момент при потере устойчивости плоской формы изгиба элемента должен определяться в соответствии с EN 1993-1-1, раздел 6.3.2.2, используя кривую потери устойчивости b.

(2) Этот метод не используется для сечений, которые имеют значительный угол между нейтральными осями эффективного и полного поперечных сечений.

6.2.5 Изгиб и осевое сжатие

(1) Взаимодействие между осевой силой и изгибающим моментом может учитываться расчетом второго порядка, как указано в EN 1993-1-1, основанного на характеристиках эффективного поперечного сечения, полученных из раздела 5.5. См. также 5.3.

(2) Возможно, как вариант, использовать также формулу (6.36):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0 \quad \dots(6.36)$$

где $N_{b,Rd}$ – расчетная предельная критическая сила для сжатого элемента, определенная в соответствии с 6.2.2 (для изгибающей, крутильной и изгибно-крутильной форм потери устойчивости), и $M_{b,Rd}$ – расчетный предельный изгибающий момент согласно 6.2.4 и изгибающий момент M_{Ed} , включающий влияние от сдвига нейтральных осей, если оно значительно (важно).

6.3 Изгиб и осевое растяжение

(1) Применимы уравнения взаимодействия для сжимающей силы из 6.2.5.

7 Предельные состояния II группы

7.1 Общие положения

(1) Правила для предельных состояний II группы, приведенные в разделе 7 EN 1993-1-1 применимы также для холодногнутых элементов и настилов.

(2) Геометрические характеристики эффективного поперечного сечения, полученные

по разделу 5.1, должны использоваться при расчете холодногнутых элементов и настилов по II группе предельных состояний.

(3) Момент инерции сечения может быть рассчитан, используя интерполяцию полного и эффективного поперечного сечения, с помощью выражения:

$$I_{\text{fic}} = I_{\text{gr}} - \frac{\sigma_{\text{gr}}}{\sigma} (I_{\text{gr}} - I(\sigma)_{\text{eff}}) \quad \dots(7.1)$$

где:

I_{gr} - момент инерции полного поперечного сечения;

σ_{gr} - максимальное сжимающее напряжение от изгиба, рассчитанное по II группе предельных состояний, основанное на полной площади поперечного сечения (в формуле положительная величина);

$I(\sigma)_{\text{eff}}$ - момент инерции эффективного поперечного сечения с допустимой потерей местной устойчивости, учитываемой при максимальном напряжении $\sigma \geq \sigma_{\text{gr}}$, при его наибольшем значении в пределах рассматриваемой расчетной длины.

(4) Эффективный момент инерции сечения I_{eff} (или I_{fic}) может быть принят различным в пределах пролета. Как вариант, может использоваться постоянная величина момента инерции, полученная с учетом максимального абсолютного момента в пролете от нормативной нагрузки.

7.2. Пластические деформации

(1) В случае расчета с учетом полного развития пластических деформаций сочетание опорных момента и реакции на промежуточной опоре должно учитываться с коэффициентом не более 0,9 при расчете несущей способности, основанной на $Y_{M,ser}$, см. главу 2(5).

(2) Комбинированная несущая способность может оцениваться по 6.1.11, используя при этом эффективное поперечное сечение для предельных состояний II группы и $Y_{M,ser}$.

7.3 Прогибы

(1) Прогибы могут быть рассчитаны в предположении упругой работы.

(2) В расчете прогибов, усилий и моментов должно учитываться влияние податливости соединений (например, в случае неразрезных балочных систем с соединениями внахлест).

8 Расчет соединений

8.1 Общие положения

(1) Допущения и требования для расчета соединений см. EN 1993-1-8.

(2) Следующие правила относятся к элементам толщиной $t_{cor} \leq 4$, не включенным в EN 1993-1-8.

8.2 Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов

(1) Нахлесточные и концевые соединения сжатых элементов должны быть либо как минимум равнопрочны с элементом, или рассчитаны на дополнительный момент от

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

эффектов второго порядка в элементе, в дополнение к внутреннему сжимающему усилию N_{Ed} и внутренним моментам $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, полученным из полного расчета.

(2) При отсутствии расчета второго порядка дополнительный момент ΔM_{Ed} для элемента должен быть принят как действующий относительно оси поперечного сечения, что дает наименьшее значение снижающего коэффициента χ при изгибной форме потери устойчивости, см. 6.2.2.1(2), и его величина определяется по формуле:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \sin \frac{\pi a}{l} \quad \dots(8.1a)$$

где:

A_{eff} - эффективная площадь поперечного сечения;

a - расстояние от нахлесточного или концевого соединения до ближайшей точки перегиба;

l - длина участка между точками перегиба элемента, потерявшего устойчивость относительно

соответствующей оси;

W_{eff} - момент сопротивления эффективного поперечного сечения при изгибе относительно

соответствующей оси.

Нахлесточные и концевые соединения должны рассчитываться с учетом дополнительного внутреннего срезающего усилия по формуле:

$$\Delta V_{Ed} = \frac{\pi N_{Ed}}{l} \left(\frac{1}{\chi} - 1 \right) \frac{W_{eff}}{A_{eff}} \quad \dots(8.1b)$$

(3) Нахлесточные и концевые соединения должны проектироваться таким образом, чтобы нагрузка передавалась к эффективным частям поперечного сечения.

(4) Если конструктивные детали на концах элемента выполнены таким образом, что линия действия внутренней осевой силы не может быть четко выявлена, необходимо принять подходящий эксцентриситет, и соответствующие результирующие моменты учитывать в расчете элемента, имеющего даже одно концевое соединение или соединение внахлестку.

8.3 Соединения с механическими метизами крепления

(1) Соединения с механическими метизами крепления должны быть компактны по форме. Положения метизов должны быть доступны для обеспечения удовлетворительных условий монтажа и ремонта.

Замечание: Дополнительную информацию см. в Частях 1-8 EN 1993.

(2) Сдвигающие силы на отдельные метизы крепления в соединении допускаются равными при условии, что:

- метизы имеют достаточную пластичность;
- срез не является критической формой разрушения.

(3) Для расчета несущей способности метизов крепления под действием преимущественно статических нагрузок должны использоваться:

- таблица 8.1 для вытяжных заклепок;
- таблица 8.2 для самонарезающих винтов;
- таблица 8.3 для дюбелей;
- таблица 8.4 для болтов.

Замечание: Для определения расчетной прочности метизов крепления с помощью испытаний см. 9(4).

(4) В таблицах 8.1-8.4 приняты следующие обозначения:

- A - полная площадь поперечного сечения болта;
 A_s - площадь растянутой части сечения болта;

- A_{net} - площадь сечения соединяемой части;
 β_{Lf} - снижающий коэффициент для протяженных узлов по EN 1993-1-8;
 d - номинальный диаметр метиза крепления;
 d_o - номинальный диаметр отверстия;
 d_w - диаметр шайбы или головки метиза крепления;
 e_1 - расстояние от центра метиза крепления до ближайшего края соединяемой части
 в направлении передачи нагрузки, см. рис. 8.1;
 e_2 - расстояние от центра метиза до ближайшего края соединяемой части в направлении, перпендикулярном линии действия нагрузки, см. рис. 8.1;
 f_{ub} - предельная прочность на растяжение материала болта;
 $f_{u,sup}$ - предельная прочность на растяжение опорного элемента, в котором установлен винт;
 n - количество листов, которые крепятся к опорному элементу с помощью винта или дюбеля;
 n_f - количество метизов крепления в одном соединении;
 p_1 - расстояние между центрами метизов крепления в направлении действия нагрузки, см. рис. 8.1;
 p_2 - расстояние между центрами метизов крепления в направлении, перпендикулярном направлению нагрузки, см. рис. 8.1;
 t - толщина более тонкого из соединяемых частей или листов;
 t_1 - толщина более толстого из соединяемых частей или листов;
 t_{sup} - толщина опорного элемента, к которому крепится винт или дюбель.

(5) Для расчета прочности метизов крепления должен быть принят отдельный коэффициент γ_M как γ_{M2} :

Замечание: Значение γ_{M2} может быть указано в Национальном Приложении. Рекомендуемая величина $\gamma_{M2} = 1,25$.

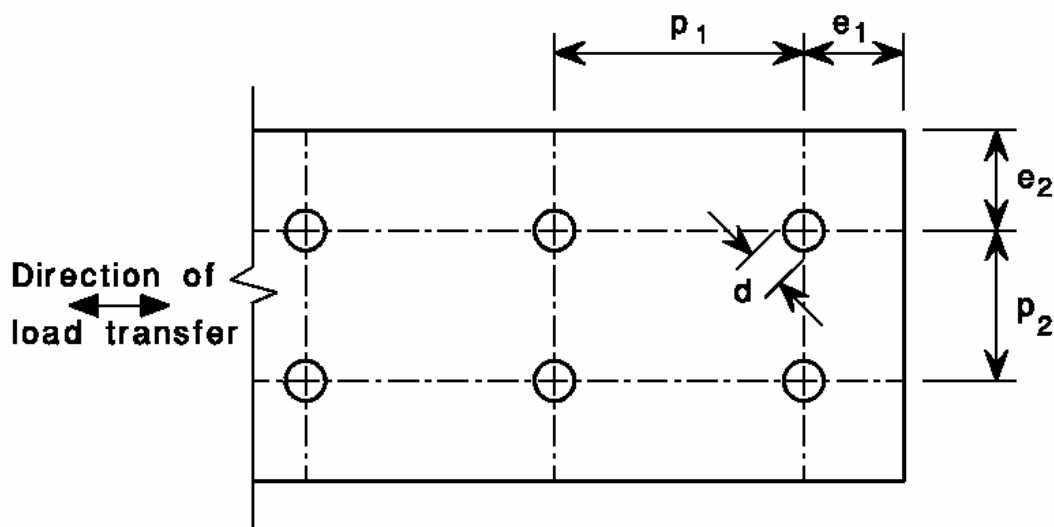


Рисунок 8.1: Краевые расстояния и шаг метизов крепления и сварных точек

(6) Если прочность метиза на выдергивание $F_{o,Rd}$ меньше, чем его прочность на продавливание $F_{p,Rd}$, деформативность соединения должна проверяться с помощью экспериментальных испытаний.

(7) Если метизы расположены не центрально в гофрах настила, то прочность саморезов и дюбелей на продавливание, приведенная в таблицах 8.2 и 8.3, должна быть уменьшена. Если смещение метиза от центра полки составляет четверть ее ширины, расчетная прочность метиза снижается до $0,9 F_{p,Rd}$, и, если метизы расположены на таком же расстоянии по обе стороны от центра полки, их прочность принимается равной $0,7 F_{p,Rd}$ на каждый метиз, см. рис. 8.2.

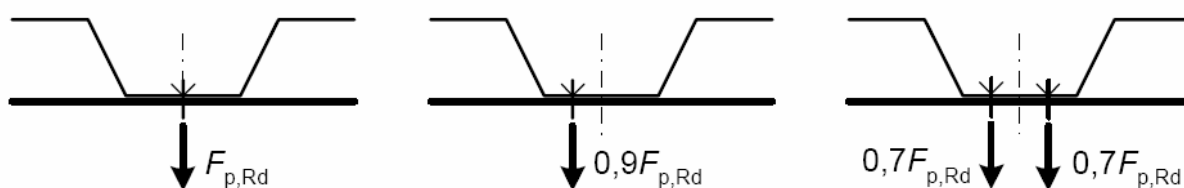


Рисунок 8.2: Уменьшение прочности метизов крепления при продавливании в зависимости от их положения

(8) Для метиза крепления при одновременном действии сдвига и растяжения при условии, что $F_{t,Rd}$ и $F_{v,Rd}$ определены по расчету на основе таблиц 8.1 и 8.4, прочность может быть определена по формуле:

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{p,Rd}, F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{b,Rd}, F_{n,Rd})} \leq 1 \quad \dots(8.2)$$

(9) Изменения формы поперечного сечения могут не учитываться, если прочность рассчитывается по таблицам 8.1ч8.4, принимая, что крепление выполняется через полку шириной не более 150 мм.

(10) Диаметр отверстий под винты должен соответствовать техническим регламентам изготовителя. Эти регламенты должны быть основаны на следующих критериях:

- прикладываемый крутящий момент должен быть выше, чем момент, требуемый для нарезания резьбы;
- прикладываемый момент должен быть ниже, чем момент, вызывающий срез резьбы или головки винта;
- крутящий момент при завинчивании должен быть меньше, чем $2/3$ момента, срезающего головку винта.

(11) Для протяженных узлов соединения учитывается снижающий коэффициент β_{Lf} в соответствии с п. 3.8 EN 1993-1-8.

(12) Данные правила расчета вытягиваемых заклепок применимы только в тех случаях, когда диаметр отверстия превышает диаметр заклепки не более, чем на 0,1 мм.

(13) Для болтов М12 и М14 при диаметрах отверстий, превышающих диаметр болта на 2 мм, рекомендации даны в EN 1993-1-8.

Таблица 8.1: Расчетная прочность заклепок¹⁾

Заклепки, работающие на срез:

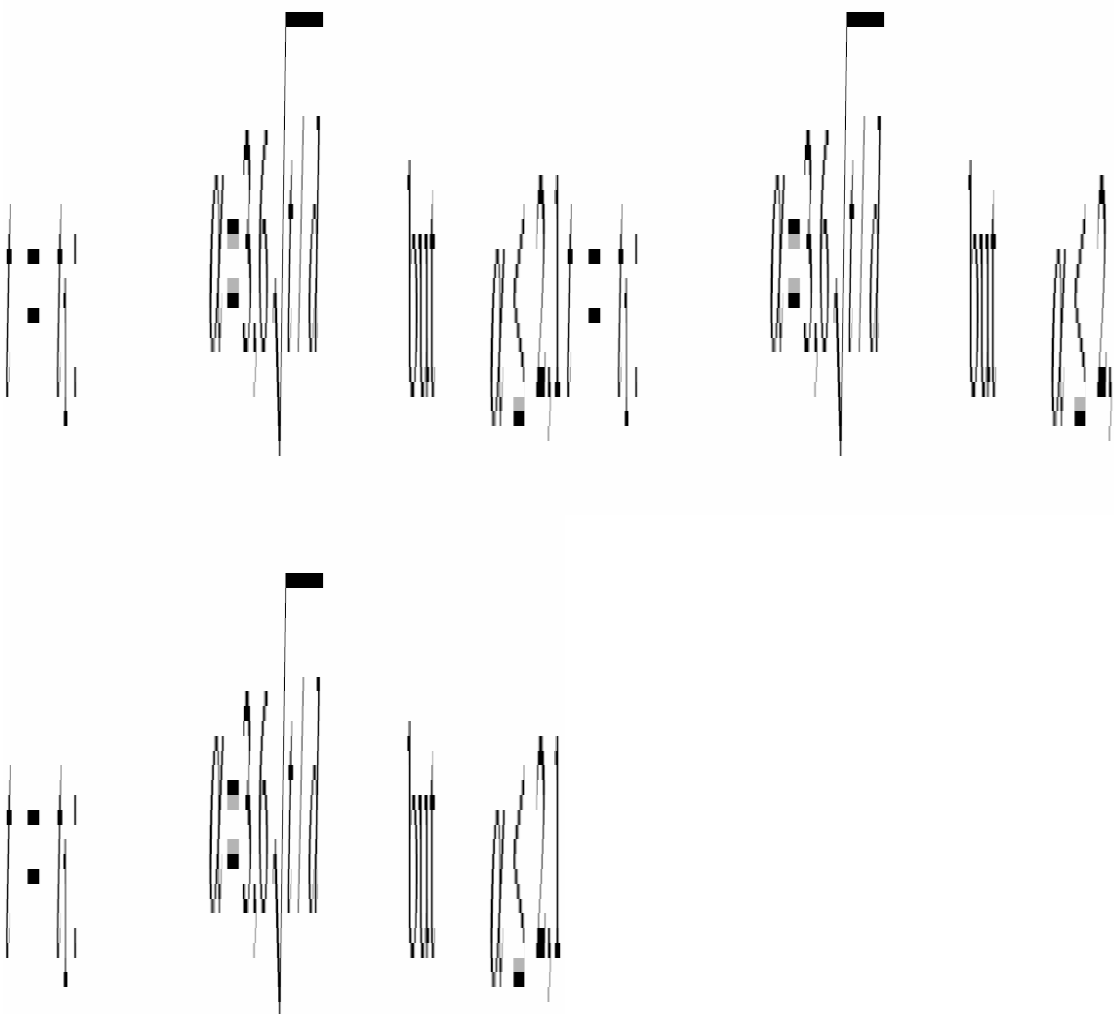
Прочность на смятие:

$$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2} \text{ but } F_{b,Rd} \leq f_u e_1 t / (1,2 \gamma_{M2})$$

$$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2} \text{ but } F_{b,Rd} \leq f_u e_1 t / (1,2 \gamma_{M2})$$

В котором α принимается в следующем виде:

- если



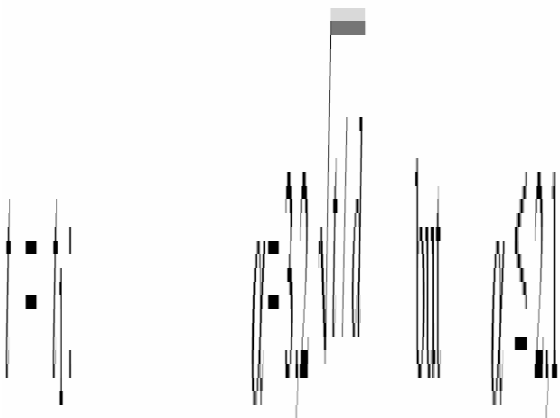
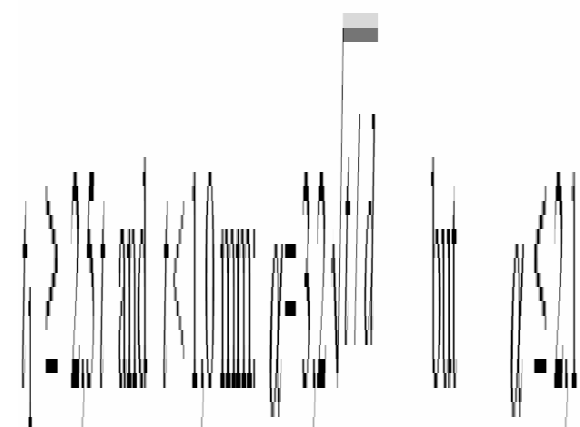
- если $t_1 \geq 2,5t$: $\alpha = 2,1$

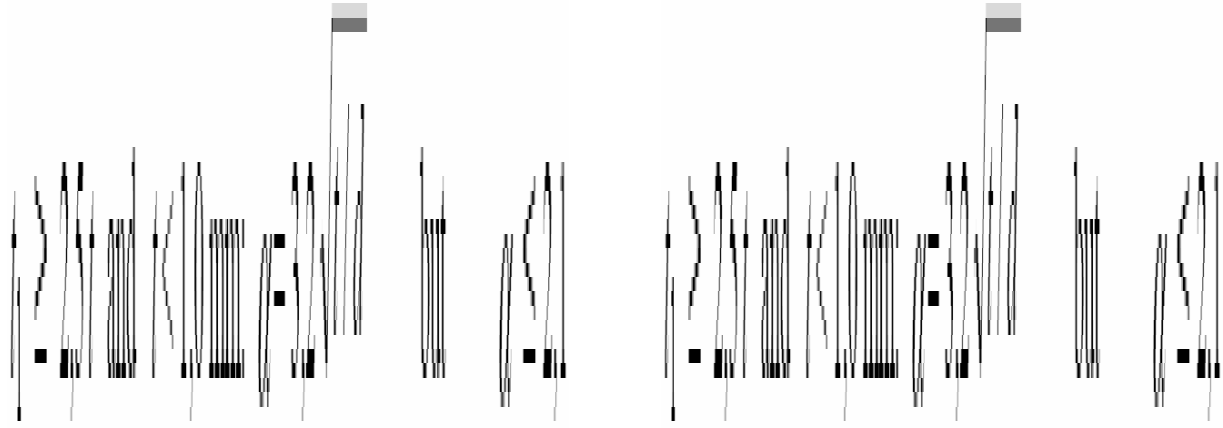
- если $t < t_1 < 2,5t$: α принимают по линейной интерполяции

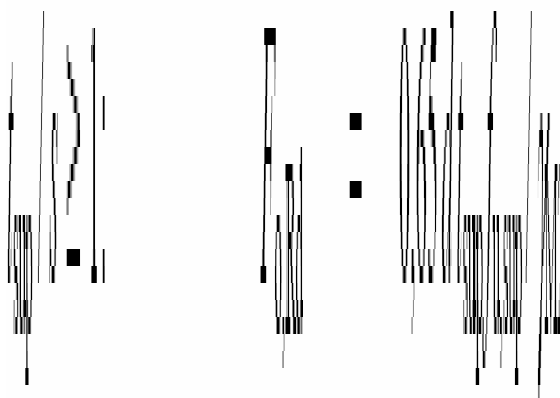
<p>Прочность сечения нетто:</p> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
<p>Прочность на срез:</p> <p>Прочность на срез $F_{v,Rd}$ определяют испытаниями ^{*1)} и $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$</p>
<p>Условия: ⁴⁾</p> $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (n_f \beta_{Lf}) \quad \text{or} \quad F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (n_f \beta_{Lf}) \quad \text{or} \quad F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$
<p>Заклепки, работающие на растяжение: ²⁾</p>
<p>Прочность на продавливание: Прочность $F_{p,Rd}$ определяют испытаниями ^{*1)}.</p> <p>Прочность на выдергивание: Не относится к заклепкам.</p> <p>Прочность на растяжение: Прочность $F_{t,Rd}$ определяют испытаниями ^{*1)}</p>
<p>Условия:</p> $F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}$
<p>Диапазон применения: ³⁾</p> $e_1 \geq 1,5 d \quad p_1 \geq 3 d \quad 2,6 \text{ mm} \leq d \leq 6,4 \text{ mm}$ $e_2 \geq 1,5 d \quad p_2 \geq 3 d$ $f_u \leq 550 \text{ MPa}$
<p>¹⁾В этой таблице допускается, что ранее сформированная головка заклепки расположена над более тонким из соединяемых листов. ²⁾Заклепки этого типа обычно не используют при растяжении. ³⁾Эти заклепки могут использоваться в другом диапазоне применения, если их прочность определена по результатам испытаний. ⁴⁾Требуемые условия должны быть выполнены при ограничении деформативности соединения. Если условия не выполнены, следует ограничить деформативность соединения другими частями конструкций.</p>

Замечание ^{*1)} Национальное Приложение может дать дополнительную информацию о прочности на сдвиг, продавливании и растяжении заклепок.

Таблица 8.2: Расчетная прочность самонарезающих винтов¹⁾

Самонарезающие винты, работающие на срез:	
Прочность на смятие:	
$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$	
В котором α принимается в следующем виде:	
- если	$t = t_1: \alpha = 3,2 \sqrt{t/d}$ but $\alpha \leq 2,1$
	
	
-	если

	
<p>- если $t_1 \geq 2,5t$ and $t \geq 1,0$ mm: $\alpha = 2,1$ $t_1 \geq 2,5t$ and $t \geq 1,0$ mm: $\alpha = 2,1$ $t_1 \geq 2,5t$ and $t \geq 1,0$ mm: $\alpha = 2,1$</p> <p>- если $t < t_1 < 2,5t$: α принимают по линейной интерполяции</p>	
<p><u>Прочность сечения нетто:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$</p> <p><u>Прочность на срез:</u> Прочность на срез $F_{v,Rd}$ определяют испытаниями *2) $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$</p>	
<p>Условия: 4) $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (n_f \beta_{Lf})$ or $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$</p>	
<p>Винты, работающие на растяжение:</p> <p><u>Прочность на продавливание:</u> 2) - для статических нагрузок: $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$</p> <p>- для винтов под действием ветровых и сочетания ветровых и статических нагрузок: $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$</p>	
<p><u>Прочность на выдергивание:</u></p> <p>Если $t_{sup} / s < 1$: $F_{o,Rd} = 0,45 d t_{sup} f_{u,sup} / \gamma_{M2}$ (s – шаг резьбы)</p>	



Если $t_{\text{sup}} / s \geq 1$: $F_{o,Rd} = 0,65 d t_{\text{sup}} f_{u,\text{sup}} / \gamma_{M2}$

Прочность на растяжение: Прочность $F_{t,Rd}$ определяют испытаниями*²⁾.

Условия: ⁴⁾

$F_{t,Rd} \square \square F_{p,Rd}$ или $F_{t,Rd} \square F_{o,Rd}$

Диапазон применения: ³⁾

Общие: $e_1 \geq 3d$ $p_1 \geq 3d$ $3,0 \text{ mm} \leq d \leq 8,0 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1,5d$ $p_2 \geq 3d$

Для растяжения: $0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ and $t_1 \geq 0,9 \text{ mm}$
 $f_u \leq 550 \text{ MPa}$

¹⁾В этой таблице допускается, что головка винта располагается над наиболее тонким из соединяемых листов.

²⁾В этих значениях допускается, что шайба достаточно жесткая, чтобы препятствовать ее нежелательной деформации, и исключить отрыв головки винта.

³⁾Самонарезающие винты могут использоваться в другом диапазоне применения, если их прочность определена по результатам испытаний.

⁴⁾Требуемые условия должны быть выполнены при ограничении деформативности соединения. Если условия не выполнены, следует ограничить деформативность соединения другими частями конструкций.

Замечание ^{*2)} Национальное Приложение может дать дополнительную информацию о прочности самонарезающих винтов, работающих на срез и растяжение.

Таблица 8.3: Расчетная прочность пристреливаемых дюбелей.

Дюбели, работающие на срез:	
<u>Прочность на смятие:</u> $F_{b,Rd} = 3,2f_u dt / \gamma_{M2}$	
<u>Прочность сечения нетто:</u>	$F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
<u>Прочность на срез:</u>	Прочность $F_{v,Rd}$ определяется испытаниями *3) $F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$
Условия: 3) $F_{v,Rd} \geq 1,5 F_{b,Rd}$ или $F_{v,Rd} \geq 1,5 F_{n,Rd}$	
Дюбели, работающие на растяжение:	
<u>Прочность на продавливание:</u> 1) - для статических нагрузок: $F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$ - для ветровых нагрузок и сочетание ветровых и статических нагрузок: $F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$	
<u>Прочность на выдергивание:</u> Прочность на выдергивание $F_{o,Rd}$ определяется испытаниями*3)	
<u>Прочность на растяжение:</u> Прочность $F_{t,Rd}$ определяется испытаниями*3)	
Условия: 3) $F_{o,Rd} \geq F_{p,Rd}$ или $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$	
Диапазон применения: 2)	
Общие:	$e_1 \geq 4,5 d$ $3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6,0 \text{ mm}$ $e_2 \geq 4,5 d$ for $d = 3,7 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 4,0 \text{ mm}$ $p_1 \geq 4,5 d$ for $d = 4,5 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$ $p_2 \geq 4,5 d$ for $d = 5,2 \text{ mm}$: $t_{sup} \geq 8,0 \text{ mm}$ $f_u \leq 550 \text{ MPa}$
<u>Для растяжения:</u>	$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ $t_{sup} \geq 6,0 \text{ mm}$
1) В этих значениях допускается, что шайба достаточно жесткая, чтобы препятствовать ее нежелательной деформации, и исключить отрыв головки дюбеля. 2) Пристреливание дюбелями может быть использовано в другом диапазоне применения, если их прочность определена по результатам испытаний.	

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

³⁾Требуемые условия должны быть выполнены при ограничении деформативности соединения. Если условия не выполнены, следует ограничить деформативность соединения другими частями конструкций.

Замечание^{*3)} Национальное Приложение может дать дополнительную информацию о прочности дюбелей, работающих на срез, выдергивание и растяжение.

Таблица 8.4: Расчетная прочность болтов

Болты, работающие на срез:			
<u>Прочность на смятие:</u> ²⁾			
$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha_b k_t f_u d t / \gamma_{M2}$ <p>с α_b – наименьшее значение 1,0 или $e_1/(3d)$ и $k_t = (0,8 t + 1,5) / 2,5$ for $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 1,25 \text{ mm}$; $k_t = 1,0$ for $t > 1,25 \text{ mm}$</p>			
<u>Прочность сечения нетто:</u>			
$F_{n,Rd} = (1 + 3 r (d_o/u - 0,3)) A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ <p>НО $F_{n,Rd} \leq A_{net} f_u / \gamma_{M2}$</p>			
с:			
r – [число болтов в поперечном сечении] / [общее число болтов в соединении]			
$u = 2e_2$ но $u \leq p_2$			
<u>Прочность на срез:</u>			
- для прочностей марок 4.6, 5.6 и 8.8:			
$F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$			
- для прочностей марок 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9;			
$F_{v,Rd} = 0,5 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$			
Условия: ³⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$ или $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$			
Болты, работающие на растяжение:			
<u>Прочность на продавливание:</u> Прочность $F_{p,Rd}$ определяется испытаниями ^{*4)}			
<u>Прочность на выдергивание:</u> Не относится к болтам			
<u>Прочность на растяжение:</u> $F_{t,Rd} = 0,9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$			
Условия: ³⁾ $F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}$			
Диапазон применения: ¹⁾			
$e_1 \geq 1,0 d$	$p_1 \geq 3 d$	$3 \text{ mm} > t \geq 0,75 \text{ mm}$	Минимальный размер болта: М6
$e_2 \geq 1,5 d$	$p_2 \geq 3 d$		Прочность марок: 4.6-10.9
$f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$			

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

¹⁾ Болты могут быть использованы в другом диапазоне применения, если их прочность определена по результатам испытаний.

²⁾ Для толщин от 3 мм и более должны использоваться правила для болтов по EN 1993-1-8.

³⁾ Требуемые условия должны быть выполнены при ограничении деформативности соединения. Если условия не выполнены, следует ограничить деформативность соединения другими частями конструкций..

Замечание^{*4)} Национальное Приложение может дать дополнительную информацию о прочности болтов на продавливание при растяжении.

8.4 Точечная сварка

(1) Точечная сварка может быть использована для прокатного или оцинкованного основного материала толщиной до 4,0 мм при условии, что более тонкая соединяемая часть имеет толщину не более 3,0 мм.

(2) Точечная сварка может выполняться либо сваркой сопротивлением, либо проплавлением.

(3) Расчетная прочность $F_{v,Rd}$ сварной точки, работающей на срез, должна определяться по таблице 8.5.

(4) В таблице 8.5 приняты следующие обозначения:

A_{net} - площадь поперечного сечения нетто соединяемой части;

n_w - количество сварных точек в соединении;

t - толщина наиболее тонкой присоединенной части или листа (мм);

t_1 - толщина наиболее толстой присоединенной части или листа;

и краевые расстояния e_1 и e_2 и шаги p_1 и p_2 определены в 8.4(5).

(5) Для расчета прочности сварных точек коэффициент γ_M принимается равным γ_{M2} .

Замечание: Значение γ_{M2} может быть приведено в Национальном Приложении. Рекомендуемая величина $\gamma_{M2} = 1,25$.

Таблица 8.5: Расчетные прочности сварных точек

Сварные точки, работающие на срез	
<u>Прочность на смятие и разрыв:</u>	
- если $t \leq t_1 \leq 2,5t$:	
$F_{tb,Rd} = 2,7\sqrt{t} d_s f_u / \gamma_{M2}$	(где t в мм)
- если $t_1 > 2,5t$:	
$F_{tb,Rd} = 2,7\sqrt{t} d_s f_u / \gamma_{M2}$	НО $F_{tb,Rd} \leq 0,7 d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$ И $F_{tb,Rd} \leq 3,1 t d_s f_u / \gamma_{M2}$
<u>Прочность на разрыв края элемента:</u>	$F_{e,Rd} = 1,4 t e_1 f_u / \gamma_{M2}$
<u>Прочность сечения нетто:</u>	$F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
<u>Прочность на срез:</u>	$F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$
<u>Условия:</u>	
$F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} d_s^2 f_u / \gamma_{M2}$ ИЛИ $F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{e,Rd}$, ИЛИ $\sum F_{v,Rd} \geq 1,25 F_{n,Rd} / n_w$	
<u>Диапазон применения:</u>	

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$2d_s \leq e_1 \leq 6d_s$	$3d_s \leq p_1 \leq 8d_s$
$e_2 \leq 4d_s$	$3d_s \leq p_2 \leq 6d_s$

(6) Внутренний диаметр d_s сварной точки должен определяться следующим образом:

- для сварки проплавлением: $d_s = 0,5t + 5$ мм ... (8.3a)
- для сварки сопротивлением: $d_s = 5\sqrt{t}$ (где t в мм) ... (8.3b)

(7) Величина d_s выполненной сваркой точки в реальных условиях, должна проверяться с помощью испытаний на срез в соответствии с разделом 9, используя образцы с одиночным нахлестом, как показано на рис. 8.3. Толщина t образца должна быть такой же, как принято на практике.

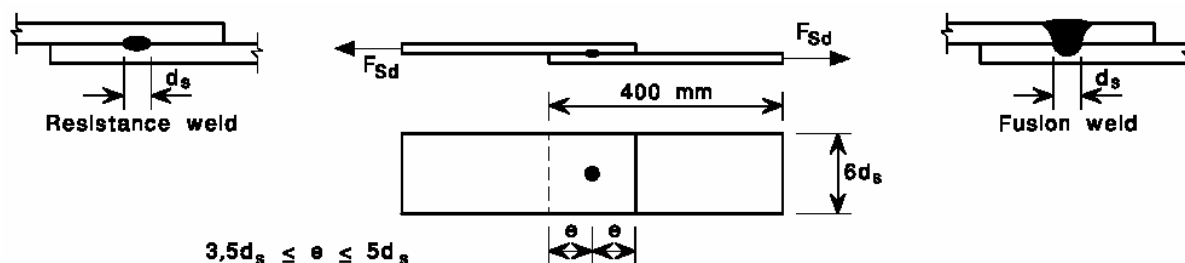


Рисунок 8.3: Образцы для испытаний на срез сварных точек

8.5 Сварка внахлестку

8.5.1 Общие положения

(1) Раздел 8.5 должен использоваться для проектирования соединений внахлестку, выполненных дуговой сваркой, с основным материалом толщиной не более 4,0 мм. Для более толстого основного материала сварка внахлест должна проектироваться согласно EN 1993-1-8.

(2) Размеры сварки должны выбираться так, чтобы прочность соединения определялась толщиной соединяемой части или листа, но не сваркой.

(3) Можно допустить, что требование (2) удовлетворяется, если корень сварного шва не меньше толщины соединяемой части или листа.

(4) Для расчета прочности сварного соединения, выполненного внахлест, коэффициент γ_M принимается равным γ_{M2} .

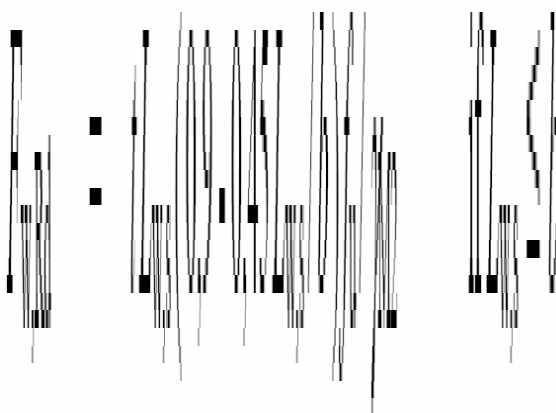
Замечание: Значение γ_{M2} может быть приведено в Национальном Приложении. Рекомендуемая величина $\gamma_{M2} = 1,25$.

8.5.2 Сварка угловыми швами

(1) Расчетное сопротивление $F_{w,Rd}$ углового сварного шва должно определяться следующим образом:

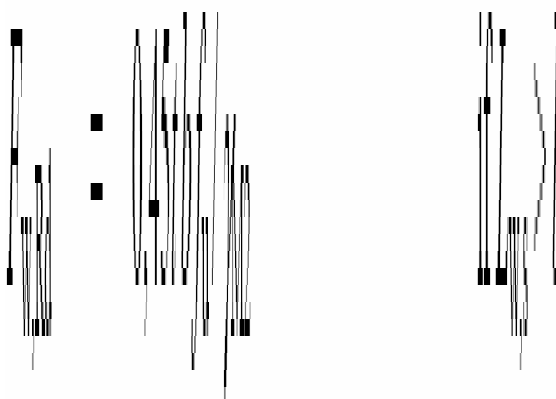
- для одного из двух боковых (фланговых) швов:

$$F_{w,Rd} = tL_{w,s}(0,9 - 0,45L_{w,s}/b)f_u/\gamma_{M2} \quad \text{if } L_{w,s} \leq b$$



$$F_{w,Rd} = 0,45tbf_u / \gamma_{M2} \quad \dots(8.4a)$$

if $L_{w,s} > b$



...(8.4b)

- для концевого (лобового) шва:

$$F_{w,Rd} = tL_{w,e}(1 - 0,3L_{w,e}/b)f_u / \gamma_{M2}$$

[for one weld and if $L_{w,s} \leq b$] ... (8.4c)

где:

b - ширина соединяемой части или листа, см. рис. 8.4;

$L_{w,e}$ - эффективная длина концевого (лобового) сварного шва, см. рис. 8.4;

$L_{w,s}$ - эффективная длина бокового (флангового) сварного шва, см. рис. 8.4.

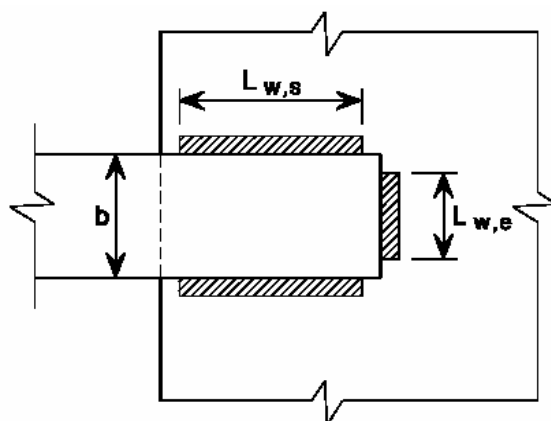


Рисунок 8.4: Соединение внахлест сварными угловыми швами

(2) Если в одном соединении используется сочетание лобовых и фланговых угловых швов, его общая прочность должна определяться как сумма прочностей лобовых и фланговых швов. При этом должны учитываться положение центра тяжести и соответствующее допущение о распределении усилий.

(3) Эффективная длина L_w углового шва должна быть принята как общая длина полноразмерного шва, включая концевые участки. Чтобы обеспечить сварку полным сечением на всю длину, эффективная длина не должна быть уменьшена ни в начале, ни в конце сварки.

(4) Угловые швы с эффективной длиной, в 8 и менее раз меньшей, чем толщина наиболее тонкой из соединяемых частей, не должны применяться для передачи любых усилий.

8.5.3 Дуговая точечная сварка

(1) Дуговая точечная сварка должна применяться только для передачи срезающих усилий.

(2) Дуговая точечная сварка не должна использоваться для соединения частей или листов, общая толщина которых Σt превышает 4 мм.

(3) Дуговая точечная сварка должна иметь внутренний диаметр d_s не менее 10 мм.

(4) Если толщина соединяемой части или листа менее 0,7 мм, должна использоваться шайба, см. рис. 8.5.

(5) Расстояния от дуговой точечной сварки до конца и края листа должны приниматься следующими:

(i) Минимальное расстояние, измеренное вдоль направления срезающего усилия от оси центра сварочной точки до ближайшего края соседней сварки или до конца соединяемого элемента, к которому эта сила приложена, должно быть не меньше величины e_{\min} определяемой следующим образом:

если $f_u/f_y < 1,15$

$$e_{\min} = 1,8 \frac{F_{w,St}}{t f_u / \gamma_{M2}}$$

если $f_u/f_y \geq 1,15$

$$e_{\min} = 2,1 \frac{F_{w,Sd}}{t f_u / \gamma_{M2}}$$

(ii) Минимальное расстояние от центра круглой сварной точки до конца или края соединяемого листа должно быть не меньше, чем $1,5 d_w$, где d_w – видимый диаметр сварной точки.

(iii) Минимальное «чистое» расстояние между продолговатой сварной точкой и концом или боковым краем листа должно быть не меньше, чем $1,0 d_w$.

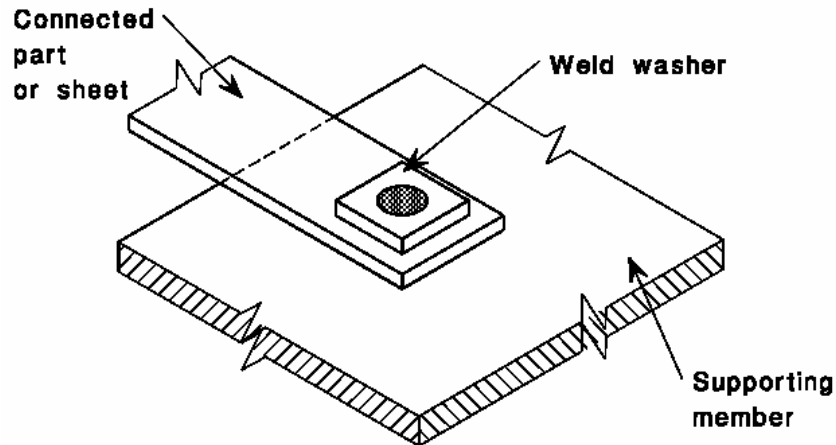


Рисунок 8.5. Дуговая точечная сварка с шайбой.

(6) Расчетное сопротивление на срез $F_{w,Rd}$ круглой сварной точки должно определяться следующим образом:

$$F_{w,Rd} = (\pi/4) d_s^2 \times 0,625 f_{uw} / \gamma_{M2} \quad \dots(8.5a)$$

где:

f_{uw} - предельная прочность сварочных электродов:

но $F_{w,Rd}$ - не должно быть больше, чем дополнительное сопротивление, определяемое следующим образом:

- если $d_p / \Sigma t \leq 18 (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 1,5 d_p \Sigma t f_u / \gamma_{M2} \quad \dots(8.5b)$$

- если $18 (420 / f_u)^{0,5} < d_p / \Sigma t < 30 (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 27 (420 / f_u)^{0,5} (\Sigma t)^2 f_u / \gamma_{M2} \quad \dots(8.5c)$$

- если $d_p / \Sigma t \geq 30 (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 0,9 d_p \Sigma t f_u / \gamma_{M2} \quad \dots(8.5d)$$

d_p определено в (8).

(7) Внутренний диаметр d_s сварной точки, см. рис. 8.6, должен определяться следующим образом:

$$d_s = 0,7 d_w - 1,5 \Sigma t \quad \text{НО} \quad d_s \geq 0,55 d_w$$

где:

d_w - видимый диаметр дуговой сварной точки, см. рис. 8.6.

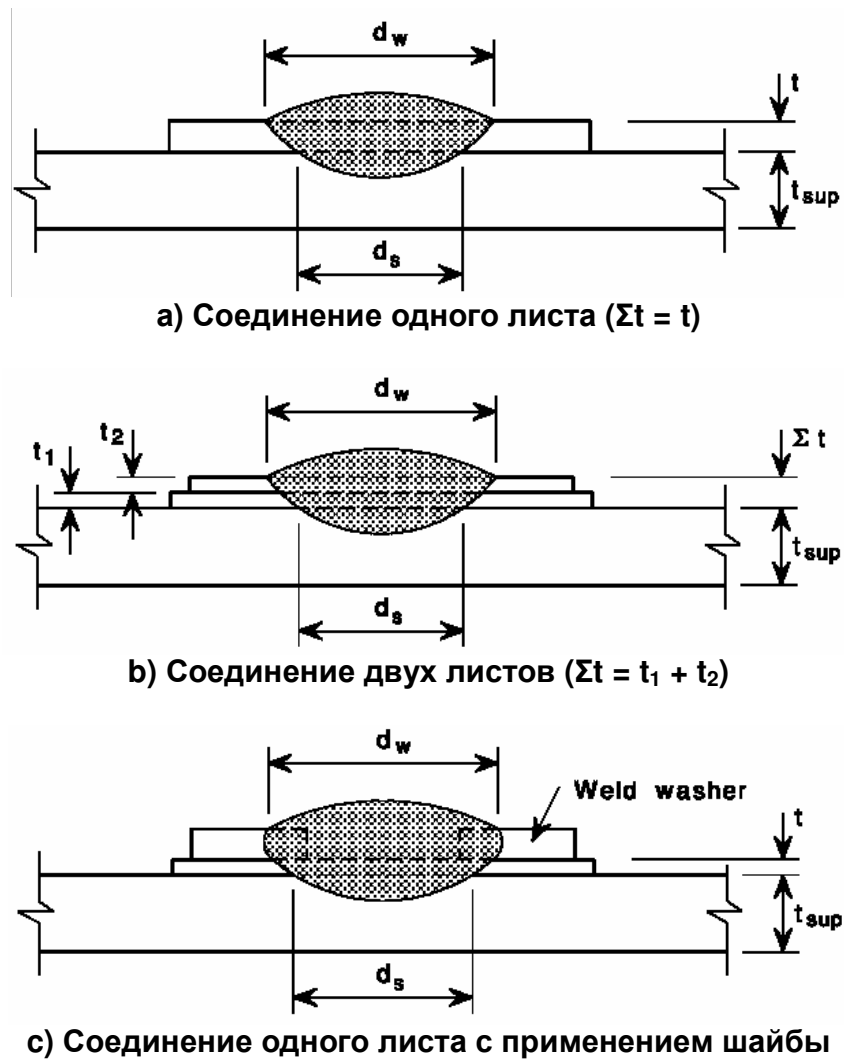


Рисунок 8.6: Точечная дуговая сварка

(8) Эффективный внешний диаметр d_p сварной точки должен определяться следующим образом:

- для соединения одиночного листа или элемента толщиной t :

$$d_p = d_w - t \quad \dots(8.7a)$$
- для соединения нескольких листов или элементов общей толщиной Σt :

$$d_p = d_w - 2\Sigma t \quad \dots(8.7b)$$

(9) Расчетное сопротивление на срез $F_{w,Rd}$ продолговатой сварной точки должно определяться как:

$$F_{w,Rd} = [(\pi/4)d_s^2 + L_w d_s] \times 0,625 f_{uw} / \gamma_{M2} \quad \dots(8.8a)$$

но $F_{w,Rd}$ не должно быть больше, чем дополнительное сопротивление, равное:

$$F_{w,Rd} = (0,5 L_w + 1,67 d_p) \Sigma t f_u / \gamma_{M2} \quad \dots(8.8b)$$

где:

L_w - длина продолговатой сварной точки, измеренная как показано на рис. 8.7.

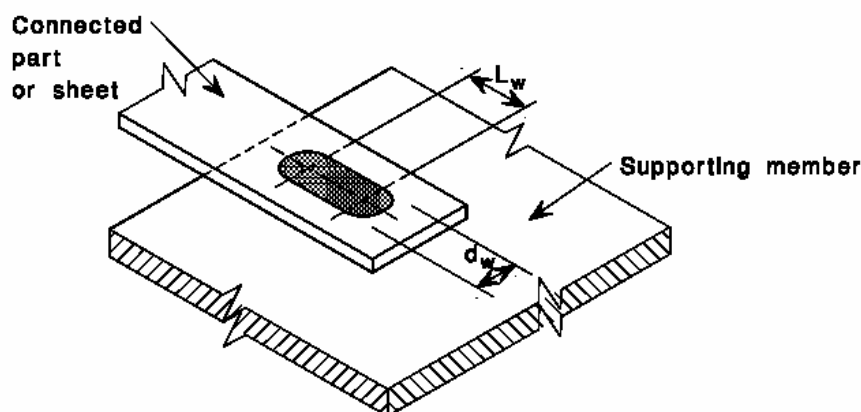


Рисунок 8.7: Продолговатая сварная точка

9 Расчет с помощью испытаний

(1) Данный раздел может быть использован для изложения принципов расчета с помощью испытаний, приведенных в EN 1990 и в разделе 2.5 EN 1993-1-1 с дополнительными специфическими требованиями для холодногнутых элементов и листов.

(2) Испытания должны выполняться в соответствии с положениями, приведенными в приложении А.

Замечание 1: Информация об испытаниях может быть дополнена в Национальном Приложении.

Замечание 2: В Приложение А приведены стандартные способы для:

- испытаний профилированных листов и кассетных профилей;
- испытаний холодногнутых элементов;
- испытаний частей конструкций и конструкций в целом;
- испытаний балок, раскрепленных настилом от кручения;
- обработки результатов испытаний для определения расчетных значений.

(3) Испытания стали на растяжение должны проводиться согласно EN 10002-1. Испытания других свойств стали должны проводиться согласно соответствующим Европейским Стандартам.

(4) Испытания метизов крепления и соединений должны проводиться согласно соответствующему Европейскому Стандарту или Международному Стандарту.

Замечание: Доступная информация об испытаниях метизов крепления, соответствующая Европейским или Международным Стандартам может быть получена из:

ECCS Публикация № 21 (1983): *Европейские рекомендации для стальных конструкций:*

расчет и испытания соединений стальных листов и профилей;

ECCS Публикация № 42 (1983): *Европейские рекомендации для стальных конструкций:*

механические метизы крепления для стальных листов и профилей.

10 Специальные требования для прогонов, кассетных профилей и профилированных листов

10.1 Балки, раскрепленные настилом

10.1.1 Общие положения

(1) Требования, приведенные в разделе 10.1, могут быть использованы для балок (названных прогонами в этом разделе), Z-образного, С-образного, Σ -образного, П-образного и шляпного поперечного сечения с $h/t < 233$, $c/t \leq 20$ для одиночного отгиба и $d/t \leq 20$ для двойного краевого отгиба.

Замечание: При подтверждении испытаниями возможны другие ограничения. Информация об испытаниях может быть приведена в Национальном Приложении. Рекомендуемые стандартные способы испытаний приведены в Приложении А.

(2) Настоящие требования могут использоваться для раскрепленных из плоскости изгиба, неразрезных, консольных и соединенных внахлест прогонов.

(3) Настоящие требования могут также применяться для холодногнутых элементов, используемых в качестве фахверка, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые обычно раскреплены настилом.

(4) Элементы фахверка могут рассчитываться в основном на ветровое давление аналогично прогонам под действием гравитационной нагрузки и на ветровой отсос как прогоны при подъемной нагрузке.

(5) Полное непрерывное раскрепление из плоскости изгиба может создаваться стальным настилом с трапециевидными гофрами или другим профилированным стальным листом с конечной жесткостью, непрерывно соединенным с полкой прогона через нижние полки настила. Прогон, соединенный с настилом трапециевидными гофрами, может считаться раскрепленным из плоскости, если удовлетворены требования раздела 10.1.1(6). В других случаях (например, при креплении настила через верхние полки) степень закрепления должна основываться либо на опыте, либо определяться испытаниями.

Замечание: Об испытаниях см. Приложение А.

(6) Если настил с трапециевидными гофрами соединен с прогоном и условие, выраженное уравнением (10.1а), удовлетворяется, то прогон можно считать раскрепленным в плоскости настила:

$$S \geq \left(EI_w \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0,25 h^2 \right) \frac{70}{h^2} \quad \dots(10.1a)$$

где:

S - часть сдвиговой жесткости, обеспеченной настилом для рассматриваемого элемента, соединенным с ним в каждой волне (если настил крепится к прогону через волну,

то вместо S необходимо подставлять $0,20 S$);

I_w - бимомент инерции сечения прогона;

I_t - момент инерции прогона при кручении;

I_z - момент инерции сечения прогона относительно второстепенной главной оси;

L - пролет прогона;

h - высота прогона.

Замечание 1: Уравнение (10.1a) может также использоваться для оценки устойчивости поясов балок из плоскости в сочетании с другими типами настила, кроме листов с трапециевидными гофрами, при подтверждении их соединения соответствующим расчетом.

Замечание 2: Сдвиговая жесткость S может рассчитываться с использованием ECCS рекомендации (см. Замечание в 9(4)), или определяться испытаниями.

(7) Если возможные опорные приспособления не могут быть подтверждены результатами испытаний, то прогон должен иметь на опорах детали, подобные зажимам, препятствующие его кручению и горизонтальному перемещению на опорах. Влияние усилий в плоскости настила, которые передаются на опоры прогона, должно учитываться при расчете опорных деталей.

(8) Работа прогона, раскрепленного из плоскости изгиба, должна быть представлена, как показано на рис. 10.1. Соединение прогона с настилом может допускать частичное закрепление прогона от кручения. Это частичное защемление от кручения может быть представлено в виде угловой связи с жесткостью C_D . Напряжения в свободном поясе, не соединенном непосредственно с настилом, должны быть затем рассчитаны с учетом влияния изгиба в рабочей плоскости и кручения, включая изгиб из плоскости в результате искривления поперечного сечения. Защемление от поворота, обеспечиваемое настилом, должно определяться в соответствии с 10.1.5.

(9) Когда свободный пояс однопролетного прогона сжат при подъемной нагрузке, то должно быть учтено в расчете увеличение напряжений от кручения и искривления.

(10) Сдвиговая жесткость трапециевидного настила, соединенного с прогоном в каждой волне и соединенного в местах перехлеста, может быть определена следующим образом:

$$S = 1000 \sqrt{t^3} (50 + 10 \sqrt[3]{b_{\text{roof}}}) \frac{s}{h_w} \quad (\text{N}), \quad t \text{ and } b_{\text{roof}} \text{ in mm} \quad \dots(10.1b)$$

где: t - расчетная толщина настила, b_{roof} – ширина кровли, s – шаг прогонов, h_w – высота гофров настила. Все размеры даны в мм. Для настила из кассетного профиля сдвиговая жесткость равна S_v , умноженной на шаг прогонов, где S_v – рассчитывается в соответствии с 10.3.5(6).

10.1.2 Методы расчета

(1) Если не выполняется расчет второго порядка, то для оценки тенденции свободного пояса перемещаться горизонтально (что приводит к появлению дополнительных напряжений) должен использоваться метод, приведенный в 10.1.3 и 10.1.4, при этом прогон рассматривается как балка под действием поперечной нагрузки $q_{h,Ed}$, см. рис. 10.1.

(2) Для использования этого метода, угловая связь заменяется эквивалентной линейной связью жесткостью K . При определении K также должно учитываться влияние искривления поперечного сечения. Для этого свободный пояс может рассматриваться как сжатый элемент под действием неравномерной осевой силы с непрерывной горизонтальной упруго-податливой опорой жесткостью K .

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

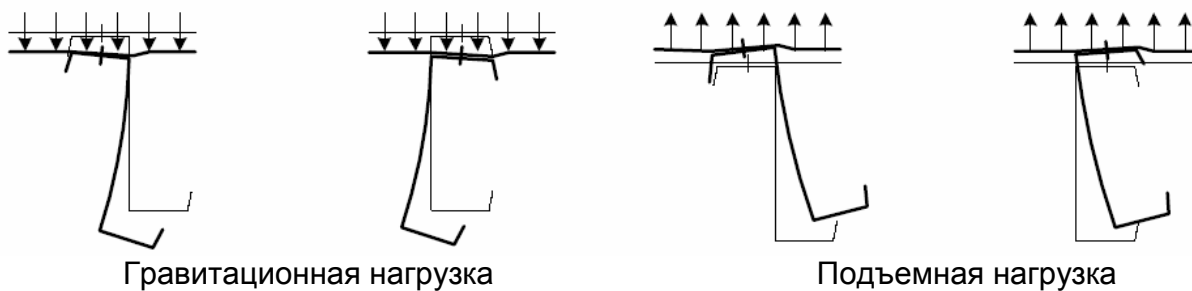
(3) Если свободный пояс прогона сжат от изгиба в главной плоскости (например, при подъемной нагрузке на однопролетный прогон), должен быть выполнен проверочный расчет на возможность потери устойчивости свободного пояса из плоскости изгиба.

(4) Для более точного расчета может быть использован численный метод, при этом принимаются значения жесткости угловой связи C_D , полученной из 10.1.5.2. Допущение должно быть сделано также в отношении начальной погиби (e_0) свободной полки, определенной в 5.3. Это начальное несовершенство должно быть совместимо с возможной формой потери устойчивости, определяемой вектором собственных значений, полученным расчетом на устойчивость первого порядка в пределах упругости.

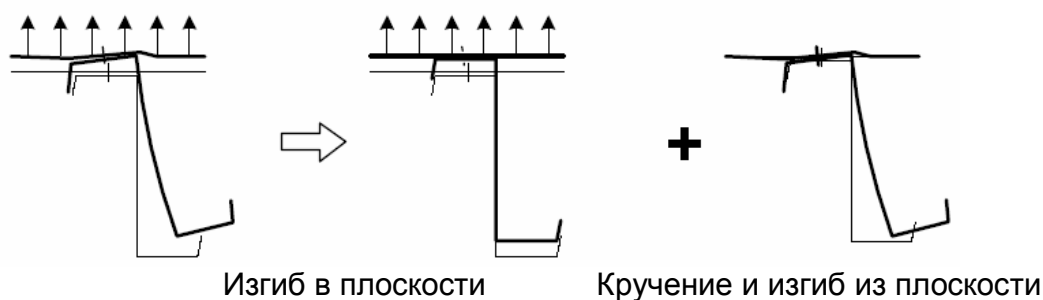
(5) Численный метод расчета, использующий жесткость угловой связи C_D , полученную из 10.1.5.2, может использоваться также, если отсутствует закрепление из плоскости или его эффективность не может быть доказана. При применении численного метода необходимо учитывать изгиб в двух плоскостях, крутильную жесткость Сен-Венана и жесткость при деформации относительно принятой оси кручения.

(6) Если выполняется расчет второго порядка, то должны учитываться эффективные сечения и жесткость, присущие местной потере устойчивости.

Замечание: Для упрощенного расчета прогонов С-образного, Z-образного и □-образного сечений см. приложение Е.



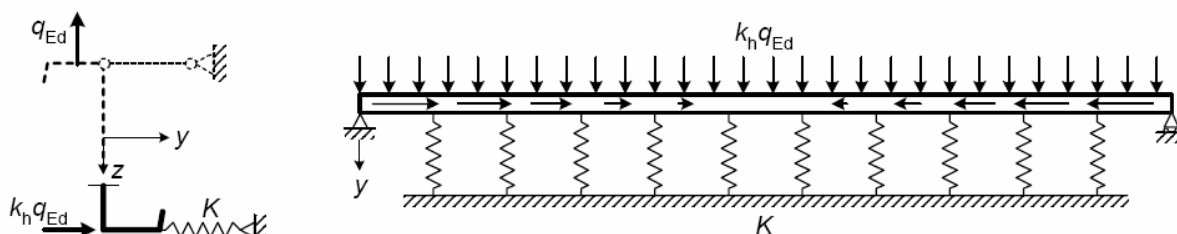
a) Z- и C-образное сечение прогона с верхним поясом, соединенным с настилом



b) Общая деформация, разделенная на две части



c) Модель прогона, раскрепленного из плоскости угловой связью с жесткостью C_D , обеспечиваемой настилом



d) Замена угловой связи жесткостью C_D на линейную связь с жесткостью K . Модель, для упрощения

e) Свободный пояс прогона, как балка на упругом основании. представляющая эффект

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

кручения и изгиба

попереч-

прогона

из плоскости (включая искривление
ного сечения) для однопролетного
при подъемной нагрузке.

Рисунок 10.1: Моделирование прогонов, раскрепленных настилом из плоскости от кручения

10.1.3 Критерии расчета

10.1.3.1 Однопролетные прогоны

(1) При гравитационной нагрузке однопролетный прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, данному в 10.1.4.1. Если он подвержен осевому сжатию, то должен удовлетворяться критерий устойчивости свободного пояса, данный в 10.1.4.2.

(2) При подъемной нагрузке, однопролетный прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, данному в 10.1.4.1 и критерию устойчивости свободного пояса, данному в 10.1.4.2.

10.1.3.2 Многопролетные неразрезные прогоны под воздействием гравитационной нагрузки

(1) Моменты от гравитационной нагрузки в прогоне, который является физически неразрезным с пролетами более двух без перехлестов или консолей, могут быть определены расчетом либо на основе результатов испытаний.

(2) Определение моментов выполняется на основе общего упругого расчета. Прогон должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Для момента на промежуточной опоре должен быть удовлетворен критерий устойчивости свободного пояса, приведенный в 10.1.4.2. Для средней опоры должны быть выполнены также проверки на: изгибающий момент + опорная реакция (искривление стенки, если не использованы зажимы) и изгибающий момент + срезающие усилия, зависящие от рассматриваемого случая.

(3) Как вариант, моменты могут быть определены по результатам испытаний в соответствии с разделом 9 и Приложением А.5 для изгибно-крутильной работы прогона на промежуточной опоре.

Замечание: Методика соответствующих испытаний дается в Приложении А.

(4) Расчетная величина предельного момента на опорах $M_{sup,Rd}$ для данной величины нагрузки на единицу длины q_{Ed} должна определяться на пересечении двух кривых, представляющих эти расчетные значения:

- зависимости поворота от момента на опоре, полученного испытаниями в соответствии с разделом 9 и Приложением А.5;
- теоретического соотношения между опорным моментом $M_{sup,Rd}$ и соответствующим поворотом φ_{Ed} в пластическом шарнире прогона над опорой.

Для определения окончательного расчетного значения опорного момента $M_{sup,Rd}$, должно быть сделано допущение о влиянии горизонтальной нагрузки на свободную полку и/или потере устойчивости этой полки около средней опоры, частично учитываемой испытаниями на промежуточной опоре, как указано в разделе А.5.2. Если свободная полка физически неразрезна на опоре и если расстояние от опоры до ближайшего раскрепления из плоскости больше, чем $0,5s$, то при определении несущей способности на средней опоре должна учитываться поперечная нагрузка $q_{h,Ed}$ согласно 10.1.4.2. Как вариант, для определения влияния поперечной нагрузки на свободный пояс и/или потери устойчивости свободной полки около средней опоры могут использоваться натурные испытания двух- или много пролетных прогонов.

(5) Моменты в пролете должны определяться исходя из значения опорного момента.

(6) Для прогона с двумя равными пролетами могут быть использованы следующие

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

выражения:

$$\phi_{Ed} = \frac{L}{12 E I_{eff}} [q_{Ed} L^2 - 8 M_{sup,Ed}] \quad \dots(10.2a)$$

$$M_{spn,Ed} = \frac{(q_{Ed} L^2 - 2 M_{sup,Rd})^2}{8 q_{Ed} L^2} \quad \dots(10.2b)$$

где:

- I_{eff} - эффективный момент инерции сечения, соответствующего моменту
- $M_{spn,Ed}$;
- L - пролет;
- $M_{sup,Ed}$ - максимальный момент в пролете.

(7) Выражения (10.2a) и (10.2b) не являются точными и не применимы для прогонов с двумя неравными пролетами, для неравномерной нагрузки (например, при снеговых «мешках») и других подобных случаях, требующих выполнения соответствующего расчета.

(8) Максимальный момент $M_{spn,Ed}$ в пролете прогона должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Как вариант, значение предельного момента в пролете может быть определено испытаниями. Могут быть использованы испытания однопролетного элемента, пролетом, равным расстоянию между точками перегиба прогона в пролете.

10.1.3.3 Двухпролетные неразрезные прогоны под действием подъемной нагрузки

(1) Моменты при подъемной нагрузке на прогон, который является физически неразрезным в двух и более пролетах без перехлестов или консолей, должны определяться на основе общего упругого расчета.

(2) Момент на промежуточной опоре должен удовлетворять критерию несущей способности поперечного сечения, приведенному в 10.1.4.1. Так как опорная реакция является растягивающей силой, то ее совместное действие с опорным моментом учитывать не требуется. Сечение на средней опоре должно также проверяться на совместное действие изгибающего момента и срезающих усилий.

(3) Моменты в пролетах должны удовлетворять критерию устойчивости свободного пояса, приведенному в 10.1.4.2.

10.1.3.4 Прогоны с неполной неразрезностью, вызванной перехлестами или консолями

(1) Моменты в прогонах, в которых неразрезность в двух- или более пролетах образована перехлестами или консолями на промежуточных опорах, должны определяться с учетом геометрических характеристик эффективного поперечного сечения и влияния этих перехлестов или консолей.

(2) Могут быть проведены испытания на опорных узлах для определения:

- изгибной жесткости в местах перехлеста или консолей;
 - зависимости угла поворота от момента в местах перехлеста или консолей.
- Заметим, что перераспределение изгибающих моментов в пластическом состоянии может быть использовано для мест перехлеста и консолей только в тех случаях,

когда разрушатся упоры или подобные приспособления, препятствующие горизонтальным перемещениям на опоре;

- несущей способности в местах перехлеста или консолей при совместном действии опорной реакции и момента;

- несущей способности частей без перехлеста и консолей при совместном действии срезающей силы и изгибающего момента.

Как вариант, характеристики опорных деталей могут быть определены численными методами, если расчетный процесс обеспечен необходимым количеством испытаний.

(3) При гравитационной нагрузке прогон должен удовлетворять следующим критериям:

- по несущей способности на промежуточных опорах при совместном действии опорной реакции и момента, установленных расчетами на основе испытаний;

- по несущей способности около опор при совместном действии срезающей силы и изгибающего момента, установленных расчетами на основе испытаний;

- по несущей способности поперечного сечения в пролетах критерий приведен в 10.1.4.1;

- по устойчивости свободного пояса прогона при осевом сжатии критерий приведен в 10.1.4.2.

(4) При подъемной нагрузке прогон должен удовлетворять следующим критериям:

- по несущей способности на промежуточных опорах при совместном действии опорной реакции и момента, установленных расчетами на основе испытаний и с учетом того, что опорная реакция в этом случае является растягивающей силой;

- по несущей способности около опор при совместном действии срезающей силы и изгибающего момента, установленных расчетами на основе испытаний;

- по устойчивости свободного пояса в пролетах критерий приведен в 10.1.4.2;

- по устойчивости свободного пояса прогона при осевом сжатии критерий приведен в 10.1.4.2.

10.1.3.5 Критерий эксплуатационной пригодности

(1) Для прогонов также должен быть удовлетворен критерий эксплуатационной пригодности.

10.1.4 Несущая способность**10.1.4.1 Несущая способность поперечного сечения**

(1) Для прогона под действием осевой силы и поперечной нагрузки несущая способность поперечного сечения должна вычисляться, как показано на рис. 10.2, с суммированием напряжений от:

- изгибающего момента $M_{y,Ed}$ в плоскости;
- осевой силы N_{Ed} ;
- эквивалентной поперечной нагрузки $q_{h,Ed}$, действующей на свободную полку, и вызывающей кручение и изгиб из плоскости, см. (3).

(2) Максимальные напряжения в поперечном сечении должны удовлетворять следующим условиям:

- раскрепленная полка:

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}}} \leq f_y / \gamma_M \quad \dots(10.3a)$$

- свободная полка:

$$\sigma_{\max,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq f_y / \gamma_M \quad \dots(10.3b)$$

где:

A_{eff} - эффективная площадь поперечного сечения только при равномерном сжатии;

f_y - предел текучести, определенный в соответствии с 3.2.1(5);

$M_{fz,Ed}$ - изгибающий момент в свободной полке, вызванный поперечной нагрузкой $q_{h,Ed}$, см. формулу (10.4);

$W_{\text{eff},y}$ - эффективный момент сопротивления поперечного сечения только от изгиба относительно оси y-y;

W_{fz} - упругий момент сопротивления полного сечения свободной полки плюс высота части стенки при изгибе относительно оси z-z. За исключением более точных расчетов, высота части стенки может быть принята равной 1/5 высоты стенки, измеряемой между точками пересечения стенки и полок в случае C- и Z-образных сечений и 1/6 высоты стенки в случае Σ -образного сечения, см. рис. 10.2;

и $\gamma_M = \gamma_{M0}$ if $A_{\text{eff}} = A_g$ если $\gamma_M = \gamma_{M0}$ if $A_{\text{eff}} = A_g$ или если if $W_{\text{eff},y} = W_{el,y}$ и $N_{Ed} = 0$, otherwise $\gamma_M = \gamma_{M1}$, в остальных случаях $N_{Ed} = 0$, otherwise $\gamma_M = \gamma_{M1}$.

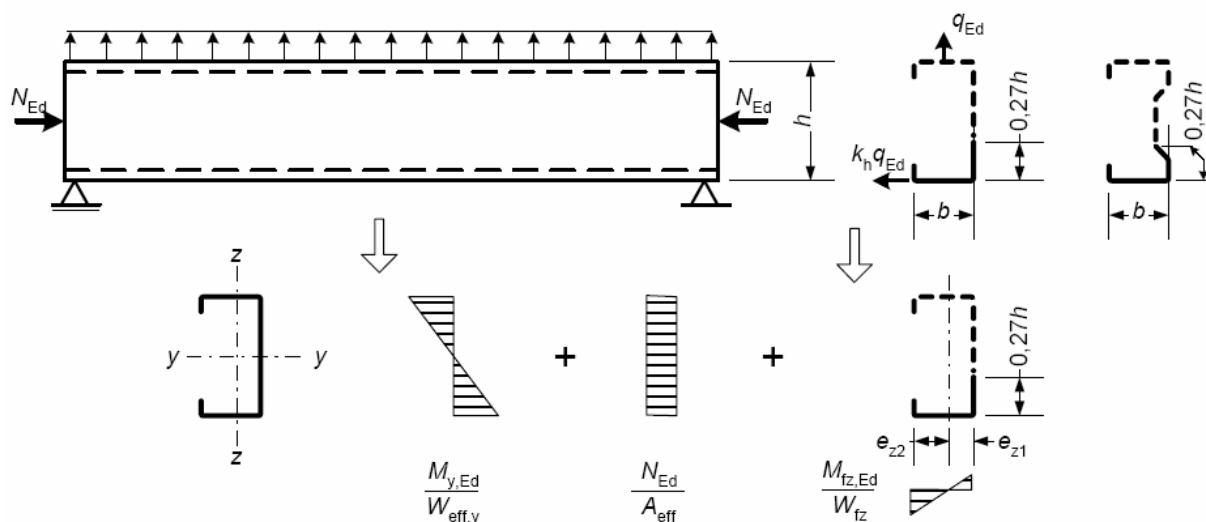


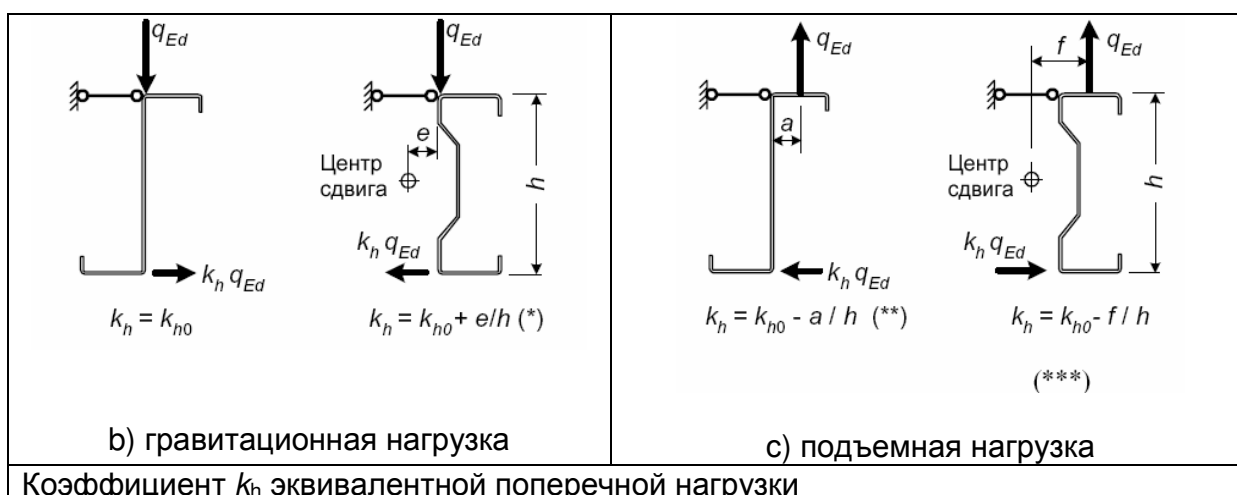
Рисунок 10.2: Суммирование напряжений

(3) Эквивалентная поперечная нагрузка $q_{h,Ed}$, действующая на свободную полку и вызывающая кручение и изгиб из плоскости может быть получена следующим образом:

$$q_{h,Ed} = k_h q_{Ed} \quad \dots(10.4)$$

(4) Коэффициент k_h должен определяться для поперечных сечений обычного типа как показано на рис. 10.3.

$k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - 2c^2b/h)}{4I_y}$ <p>Обычное симметричное Z-образное сечение</p>	$k_{h0} = \frac{I_{yz}}{I_y} \frac{g_s}{h}$ <p>Z-образное, С-образное или □-образные сечения</p>
<p>а) k_{h0} – коэффициент для поперечной нагрузки на свободной нижней полке, (k_{h0} соответствует нагрузке, приложенной в центре сдвига)</p>	
<p> </p>	



(*) Если центр сдвига расположен справа от нагрузки q_{Ed} , то эта нагрузка действует в противоположном направлении.
 (**) Если $a/h > k_{h0}$, нагрузка действует в противоположном направлении.
 (***) Величина f ограничивает положение нагрузки q_{Ed} между продольными краями верхней полки.

Рисунок 10.3. Преобразование кручения и изгиба из плоскости в эквивалентную поперечную нагрузку $k_h \cdot q_{Ed}$

(5) Изгибающий момент из плоскости $M_{fz,Ed}$ может быть определен из выражения (10.5), кроме балки со свободной растянутой полкой, где благодаря положительному влиянию кривизны полки, эффект второго порядка от момента $M_{fz,Ed}$ может быть принят равным нулю:

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R M_{0,fz,Ed} \quad \dots(10.5)$$

где:

- $M_{0,fz,Ed}$ – начальный изгибающий из плоскости момент в свободной полке без какой-либо упруго-податливой опоры;
- κ_R – поправочный коэффициент для эффективной упруго-податливой опоры.

(6) Начальный изгибающий из плоскости момент в свободной полке $M_{0,fz,Ed}$ может быть определен из таблицы 10.1 для критических точек в пролете, на опорах, в точках раскрепления и между ними. Область применения таблицы 10.1 ограничена неравенством $R \leq 40$.

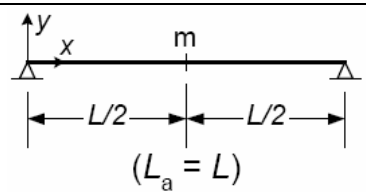
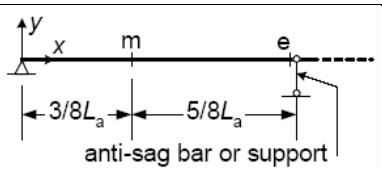
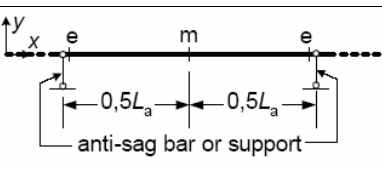
(7) Поправочный коэффициент κ_R для некоторой точки и граничных условий может быть определен из таблицы 10.1 (или с использованием теории расчета балок на упругом основании по Винклеру) с использованием значения коэффициента R для упруго-податливой опоры, равного:

$$R = \frac{K L_a^4}{\pi^4 E I_{fz}} \quad \dots(10.6)$$

где:

- I_{fz} – момент инерции полного поперечного сечения свободной полки плюс часть стенки при изгибе относительно оси z-z, см. 10.1.4.1(2); при использовании численного расчета см. 10.1.2(5);
- K – жесткость линейной связи на единицу длины из 10.1.5.1;
- L_a – расстояние между раскреплениями или, если их нет - пролет угла прогона.

Таблица 10.1: Значения начального момента $M_{0,fz,Ed}$ и поправочного коэффициента κ_R

Система	Точка	$M_{0,fz,Ed}$	κ_R
 <p style="text-align: center;">$(L_a = L)$</p>	m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
 <p style="text-align: center;">Раскрепление или опоры</p>	m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
 <p style="text-align: center;">Раскрепление или опоры</p>	m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

10.1.4.2 Несущая способность свободной полки при потере устойчивости

(1) Если свободная полка сжата, ее несущую способность при потере устойчивости можно оценить, используя следующее выражение:

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$$\frac{I}{\chi_{LT}} \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{z,Ed}}{W_{fz}} \leq f_{yb} / \gamma_{M1} \quad \dots(10.7)$$

в котором χ_{LT} – снижающий коэффициент для устойчивости плоской формы изгиба (изгибная форма потери устойчивости свободной полки).

Замечание: Значение χ_{LT} может быть приведено в Национальном Приложении. При использовании EN 1993-1-1 для относительной гибкости, приведенной в (2) рекомендуется использовать кривую устойчивости b по п. 6.3.2.3 ($\alpha_{LT} = 0,34$, $\beta = 0,4$, $\beta = 0,75$). При осевой сжимающей силе N_{Ed} , когда снижающий коэффициент потери устойчивости относительно главной оси меньше, чем снижающий коэффициент потери устойчивости полки из плоскости, например, в случае с множеством раскреплений из плоскости, эта форма разрушения должна быть также проверена с использованием разделов 6.2.2 и 6.2.4.

(3) (2) Относительная гибкость при потере устойчивости свободной полки по изгибной форме определяется как:

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz} / i_{fz}}{\lambda_1} \quad \dots(10.8)$$

с:

$$\lambda_1 = \pi \left[E / f_{yb} \right]^{0,5}$$

где:

l_{fz} - длина свободной полки, потерявшей устойчивость, см. (3) - (7);

i_{fz} - радиус инерции полного поперечного сечения свободной полки плюс часть

стенки при изгибе относительно оси z-z, см. 10.1.4.1(2).

(4) Для гравитационной нагрузки при $0 \leq R \leq 200$ длина свободной полки при потере устойчивости и изменении сжимающих напряжений по длине L , показанном на рис. 10.4, может определяться как:

$$l_{fz} = \eta_1 L_a \left(1 + \eta_2 R^{\eta_3} \right)^{\eta_4} \quad (10.9)$$

где:

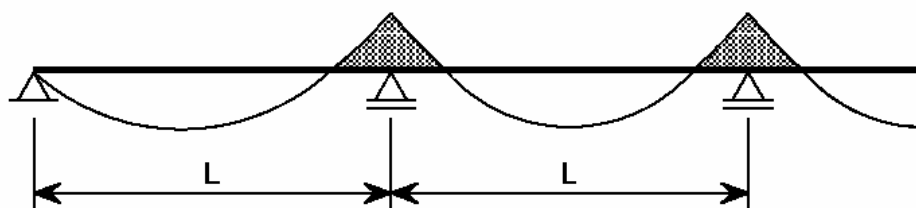
L_a - расстояние между раскреплениями из плоскости или, если их нет - пролет прогона L ;

R - коэффициент, приведенный в 10.1.4.1(7)

и $\eta_1 \square \eta_4$ – коэффициенты, зависящие от числа раскреплений и приведенные в таблице 10.2а. Таблицы 10.2а и 10.2b применимы только для равномерно нагруженной балки с равными пролетами без перехлестов и консолей и с раскреплениями, обеспечивающими свободной полке жесткую опору из плоскости. Эти таблицы могут быть использованы для систем с консолями и перехлестами при условии, что соединения в системе могут считаться полностью неразрезными. В других случаях длина участка, потерявшего устойчивость, должна определяться более приемлемыми расчетами или, за исключением консолей, с помощью значений таблицы 10.2а, например, для случая с тремя раскреплениями из плоскости в пролете.

Замечание: В связи с поворотами в соединении с перехлестом или консолью, момент в пролете может быть намного больше, чем таковой без поворота, что приведет к увеличению длины участка в пролете, потерявшего устойчивость.

Неучет реального распределения моментов может привести к снижению надежности расчета.



(Заштрихованные участки показывают зоны сжатия)

Рисунок 10.4. Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии гравитационной нагрузки

Таблица 10.2а: Коэффициенты η_i при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вниз

Место расположения	Число раскреплений	η_1	η_2	η_3	η_4
Крайний пролет		0,414	1.72	1.11	-0.178
Промежуточный пролет		0.657	8.17	2.22	-0.107
Крайний пролет		0.515	1.26	0.868	-0.242
Промежуточный пролет		0.596	2.33	1.15	-0.192
Промежуточный и крайний пролеты	2	0.596	2.33	1.15	-0.192
Промежуточный и крайний пролеты	3 и 4	0.694	5.45	1.27	-0.168

Таблица 10.2б: Коэффициенты η_i при числе раскреплений 0, 1, 2, 3, 4 и нагрузке, направленной вверх

Место расположения	Число раскреплений	η_1	η_2	η_3	η_4
Один пролет		0.694	5.45	1.27	-0.168
Крайний пролет		0.515	1.26	0.868	-0.242
Промежуточный пролет		0.306	0.232	0.742	-0.279
Один пролет и крайние пролеты		0.800	6.75	1.49	-0.155
Промежуточный пролет		0.515	1.26	0.868	-0.242
Один пролет		0.902	8.55	2.18	-0.111
Крайний и промежуточный пролеты		0.800	6.75	1.49	-0.155
Один пролет и крайние пролеты	и	0.902	8.55	2.18	-0.111
Промежуточный пролет		0.800	6.75	1.49	-0.155

(5) Для гравитационной нагрузки, если число раскреплений на равном расстоянии друг от друга более трех, при условиях, отличающихся от приведенных в (3), длина потерявшего устойчивость участка не принимается больше, чем его длина при двух раскреплениях с $L_a = 1/3L$. Этот раздел применим только при отсутствии осевой сжимающей силы.

(6) Если сжимающее напряжение на длине L от приложения достаточно большой осевой силы почти постоянно, то длина потерявшего устойчивость участка должна определяться с использованием значения η_i из таблицы 10.2а для случая, когда число раскреплений более трех на пролет при расстоянии между ними L_a .

(7) Для подъемной нагрузки, когда раскрепления не применяются, при условии $0 \leq R_0 \leq 200$, длина потерявшего устойчивость участка свободной полки при переменном сжимающем напряжении по длине L_0 , как показано на рис. 10.5, может быть определена как:

$$l_{\text{из}} = 0,7 L_0 (1 + 13,1 R_0^{1,6})^{-0,125} \quad \dots(10.10a)$$

где:

$$R_0 = \frac{K L_0^4}{\pi^4 E I_{\text{из}}} \quad \dots(10.10b)$$

в котором $I_{\text{из}}$ и K определяются в 10.1.4.1(7). Как вариант, длина потерявшего устойчивость участка свободной полки может быть определена с использованием таблицы 10.2b в сочетании с уравнением, приведенным в 10.1.4.2(3).

(8) Для подъемной нагрузки, если свободная полка эффективно закреплена из плоскости раскреплениями с таким же шагом, длина потерявшего устойчивость участка может быть принята постоянной, как при равномерном моменте, определенном в (5). Формула (10.10а) может быть применена при условиях, приведенных в (3). При отсутствии соответствующих расчетов следует обратиться к 10.1.4.2(5).

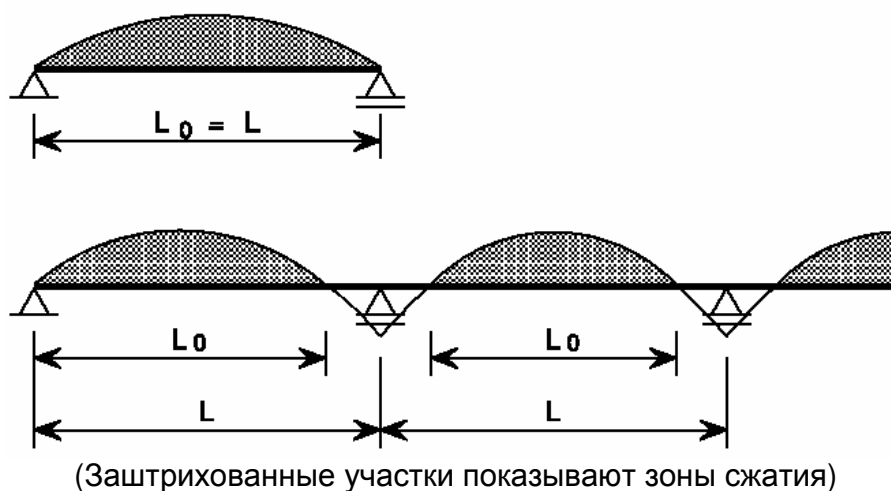


Рисунок 10.5: Изменение сжимающих напряжений в свободной полке при действии подъемной нагрузки

10.1.5 Закрепление от поворота за счет настила

10.1.5.1 Жесткость линейной связи из плоскости изгиба

(1) Упруго-податливая опора из плоскости изгиба, которую создает настил для свободной полки прогона, моделируется как линейная упругая связь, действующая на свободную полку, см. рис. 10.1. Общая продольная жесткость линейной связи K на единицу длины должна определяться из выражения:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C} \quad \dots(10.11)$$

где:

- K_A - продольная жесткость, соответствующая жесткости при кручении соединения между настилом и прогоном;
- K_B - продольная жесткость от деформации поперечного сечения прогона;
- K_C - продольная жесткость, создаваемая изгибной жесткостью настила.

(2) Естественно, можно пренебречь в запас значением $1/K_C$, т.к. K_C очень большая величина по сравнению с K_A и K_B . Величина K поэтому должна быть получена из:

$$K = \frac{1}{(1/K_A + 1/K_B)} \quad \dots(10.12)$$

(3) Значение $(1/K_A + 1/K_B)$ можно определить либо испытаниями либо расчетом.

Замечание: Методика соответствующих испытаний приведена в Приложении А.

(4) Продольную жесткость связи K на единицу длины можно определить по расчету используя выражение:

$$\frac{1}{K} = \frac{4(1-\nu^2)h^2(h_d + b_{\text{mod}})}{Et^3} + \frac{h^2}{C_D} \quad \dots(10.13)$$

в котором размер b_{mod} определяется следующим образом:

- для случаев, где эквивалентная горизонтальная сила $q_{h,Ed}$ действует на стенку прогона в месте его контакта с настилом:

$$b_{\text{mod}} = a$$

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

$$b_{\text{mod}} = 2a + b$$

где:

- t - толщина прогона;
- a - расстояние от метиза крепления настила к прогону до его стенки, см. рис. 10.6;
- b - ширина полки прогона, соединенной с настилом, см. рис. 10.6;
- C_D - общая жесткость угловой связи из 10.1.5.2;
- h - общая высота прогона;
- h_d - развернутая высота стенки прогона, см. рис. 10.6.

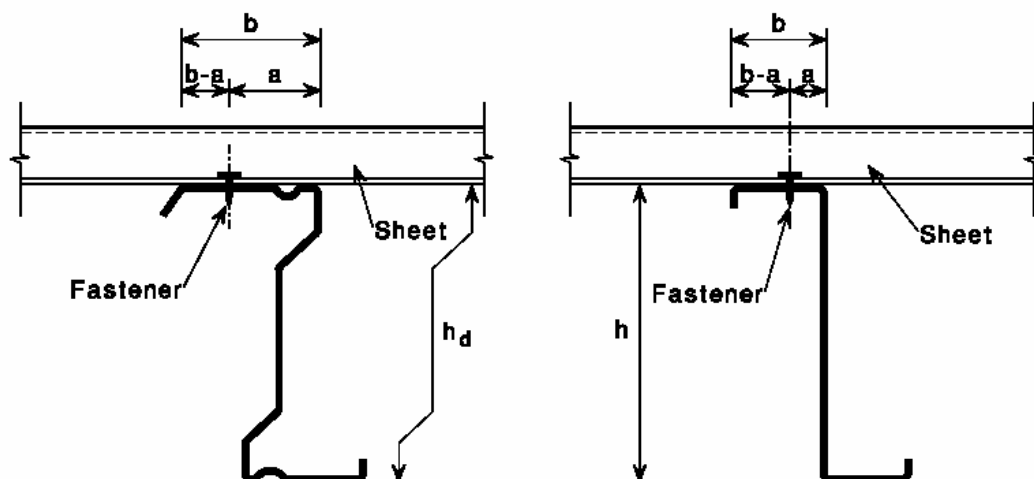


Рисунок 10.6: Прогон и прикрепленный настил

10.1.5.2 Жесткость угловой связи

(1) Закрепление от поворота, которое придает прогону настил, прикрепленный к его верхней полке, должно моделироваться как угловая связь, действующая на верхней полке прогона, см. рис. 10.1. Общая жесткость угловой связи C_D должна определяться из выражения:

$$C_D = \frac{1}{(1 / C_{D,A} + 1 / C_{D,C})} \quad \dots(10.14)$$

где:

$C_{D,A}$ - жесткость угловой связи, создаваемая соединением между настилом и прогоном;

$C_{D,C}$ - жесткость угловой связи, соответствующая изгибной жесткости настила.

(2) Обычно $C_{D,A}$ можно рассчитать, как приведено в (5) и (7). Как вариант, $C_{D,A}$ может быть определена по результатам испытаний, см. (9).

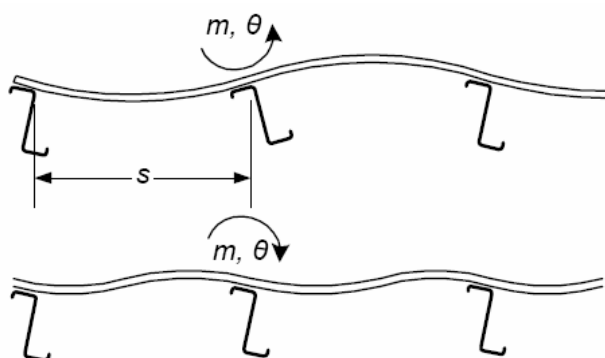
(3) Величина $C_{D,C}$ может быть принята как минимальное значение, полученное из расчетных моделей типа, показанного на рис. 10.7, учитывающих поворот соседних прогонов и степень неразрезности настила:

$$C_{D,C} = m / \theta \quad \dots(10.15)$$

где:

m - момент, приложенный к единичной ширине настила, как показано на рис. 10.7;

θ - поворот (в радианах), измеренный как показано на рис. 10.7.

Рисунок 10.7: Модель для определения $C_{D,C}$

(4) Как вариант, величину $C_{D,C}$ с запасом можно определить из выражения:

$$C_{D,C} = \frac{k E I_{\text{eff}}}{s} \quad \dots(10.16)$$

в котором k – численный коэффициент со следующими значениями:

- крайний прогон, верхний случай на рис. 10.7 $k = 2$;
- крайний прогон, нижний случай на рис. 10.7 $k = 3$;
- средний прогон, верхний случай на рис. 10.7 $k = 4$;
- средний прогон, нижний случай на рис. 10.7 $k = 6$;

где:

I_{eff} - эффективный момент инерции настила единичной ширины;
 s - шаг прогонов.

(5) Принимая, что крепления настила и прогона расположены в середине полки прогона, величина $C_{D,A}$ для трапецевидного настила, соединенного с верхней полкой прогона, может быть определена следующим образом (см. таблицу 10.3):

$$C_{D,A} = C_{100} \cdot k_{ba} \cdot k_t \cdot k_{bR} \cdot k_A \cdot k_{bT} \quad \dots(10.17)$$

где:

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$$k_{ba} = (b_a / 100)^2 \quad \text{if } b_a < 125\text{mm};$$
$$k_{ba} = 1,25(b_a / 100) \quad \text{if } 125\text{mm} \leq b_a < 200\text{mm};$$

$$k_t = (t_{\text{nom}} / 0,75)^{1,1} \quad \text{if } t_{\text{nom}} \geq 0,75\text{mm}; \text{ positive position};$$
$$k_t = (t_{\text{nom}} / 0,75)^{1,5} \quad \text{if } t_{\text{nom}} \geq 0,75\text{mm}; \text{ negative position};$$
$$k_t = (t_{\text{nom}} / 0,75)^{1,5} \quad \text{if } t_{\text{nom}} < 0,75\text{mm};$$

$$k_{bR} = 1,0 \quad \text{if } b_R \leq 185\text{mm};$$
$$k_{bR} = 185 / b_R \quad \text{if } b_R > 185\text{mm};$$

for gravity load:

$$k_A = 1,0 + (A - 1,0) \cdot 0,08 \quad \text{if } t_{\text{nom}} = 0,75\text{mm}; \text{ positive position};$$

- между значениями $t = 0,75$ мм и $t = 1,0$ мм допускается линейная интерполяция;
- для $t < 0,75$ мм формула не действительна;
- для $t > 1,0$ мм в формулу подставляется $t = 1,0$ мм.

для подъемной нагрузки:

$$k_A = 1,0;$$

$$k_{bT} = \sqrt{\frac{b_{T,\text{max}}}{b_T}} \quad \text{if } b_T > b_{T,\text{max}}, \text{ otherwise } k_{bT} = 1;$$

$A[\text{кН/м}] \leq 12 \text{ кН/м}$ - нагрузка, передаваемая от настила к балке;

где:

b_a - ширина полки прогона (в мм);

b_R - ширина волны настила (в мм);

b_T - ширина полки настила, прикрепленной к прогону;

$b_{T,\text{max}}$ - дано в табл.10.3;

C_{100} - коэффициент поворота, равный значению $C_{D,A}$, если $b_a = 100$ мм.

(6) Принимая, что между настилом и прогонами нет зазора, значение коэффициента поворота C_{100} может быть получено из таблицы 10.3.

(7) Как вариант, $C_{D,A}$ может быть принят равным 130ρ [Нм/м/рад], где ρ – количество креплений настила к прогону на погонном метре длины прогона (но не более, чем одно крепление на волну настила), при соблюдении условий:

- ширина b полки настила, которой он крепится, не должна превышать 120 мм;
- номинальная толщина t настила не менее 0,66 мм;
- расстояние a или $b-a$ между центром метиза крепления и центром поворота прогона (зависящее от направления поворота), как показано на рис. 10.6, не менее 25 мм.

(8) Если учитывается влияние искривления поперечного сечения, см. 10.1.5.1, то допускается не учитывать $C_{D,C}$, т.к. жесткость связи, в основном, зависит от величины $C_{D,A}$ и искривления сечения.

(9) Как вариант, значения $C_{D,A}$ могут быть получены из сочетания результатов испытаний и расчета.

(10) Если величина $(1/K_A + 1/K_B)$ получена из испытаний (в мм/Н) в соответствии с А.5.3(3)), то значение $C_{D,A}$ для нагрузки, направленной вниз или вверх, должно определяться как:

$$C_{D,A} = \frac{h^2/l_A}{(1/K_A + 1/K_B) - 4(1-\nu^2)h^2(h_d + b_{\text{mod}})/(Et^3l_B)} \quad \dots(10.18)$$

где:

b_{mod} , h и h_d приводятся в 10.1.5.1(4), l_A – модульная ширина испытанного настила и l_B – длина испытанной балки.

Замечание: Об испытаниях см. Приложение А.5.3(3).

Таблица 10.3: Коэффициент поворота C_{100} для трапецевидного стального настила

Положение настила		Настил закреплен через полку		Шаг креплений		Диаметр ршайбы мм	C_{100} кНм/м	$b_{T,\text{max}}$ мм
положительно е ¹⁾	отрицательно е ¹⁾	нижнюю	верхнюю	в каждой волне $e = b_R$	через волну $e = 2b_R$			
Для нагрузки, направленной вниз:								
х		х		х		22	5,2	40
х		х			х	22	3,1	40
	х		х	х		K_a	10,0	40
	х		х	х		K_a	5,2	40
	х	х		х		22	3,1	120

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

	х	х			х	22	2,0	120
Для нагрузки, направленной вверх:								
х		х		х		16	2,6	40
х		х			х	16	1,7	40
<p>Обозначения: b_R - ширина гофра; b_T - ширина полки настила, через которую он крепится к прогону.</p> <p>K_a обозначает стальную седловидную шайбу при $t \geq 0,75$ мм как показано ниже</p>								
					<p>Крепление настила</p> <p>через нижнюю полку</p>  <p>через верхнюю полку</p> 			
<p>Значения в этой таблице применимы для:</p> <ul style="list-style-type: none"> - крепления настила самонарезающими винтами диаметром $\varnothing = 6,3$ мм; - стальных шайб толщиной $t_w \geq 1,0$ мм. 								

1) Положение настила считается положительным, если его узкие полки расположены на прогоне, и отрицательным, если его широкие полки расположены на прогоне.

10.1.6 Усилия и реакции в креплениях настила с прогоном

(1) Метизы, крепящие настил к прогону, должны проверяться на сочетание срезающего усилия $q_s \cdot e$, перпендикулярного к полке, и растягивающего усилия $q_t \cdot e$, где q_s и q_t можно рассчитать по таблице 10.4, и e – шаг креплений. Срезающее усилие от стабилизирующего эффекта, см. EN 1993-1-1, должно добавляться к срезающей силе. Поэтому, срезающее усилие от действия диафрагмы, действующее параллельно полке, должно добавляться геометрически к q_s .

Таблица 10.4. Срезающее и растягивающее усилия на метиз крепления вдоль балки

Балка и нагрузка	Срезающее усилие на единицу длины q_s	Растягивающее усилие на единицу длины q_t
Z-образная, нагрузка вниз	$(1 + \xi)k_h q_{Ed}$, may be taken as 0	0
Z-образная, нагрузка вверх	$(1 + \xi)(k_h - a/h)q_{Ed}$	$ \xi k_h q_{Ed} h/a + q_{Ed}$ ($a \cong b/2$)
C-образная, нагрузка вниз	$(1 - \xi)k_h q_{Ed}$	$\xi k_h q_{Ed} h/a$
C-образная, нагрузка	$(1 - \xi)(k_h - a/h)q_{Ed}$	$\xi k_h q_{Ed} h/(b - a) + q_{Ed}$

вверх

(2) Метизы, закрепляющие прогоны на опорах, должны проверяться на реакцию R_w в плоскости стенки и поперечные реакции R_1 и R_2 в плоскостях полок, см. рис. 10.8. Силы R_1 и R_2 могут быть рассчитаны по таблице 10.5. Сила R_2 будет включать также нагрузки, параллельные кровле для кровель с уклоном. Если R_1 положительна, растягивающая сила на метиз крепления отсутствует. R_2 передается от настила к верхней полке прогона и далее на стропильную конструкцию (главную балку) через соединение прогона со стропильной конструкцией (опорный элемент) или с помощью специальных сдвиговых коннекторов или непосредственно на основной или аналогичный элемент. Реакции на промежуточных опорах неразрезного прогона могут приниматься в 2,2 раза больше значений, приведенных в таблице 10.5.

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

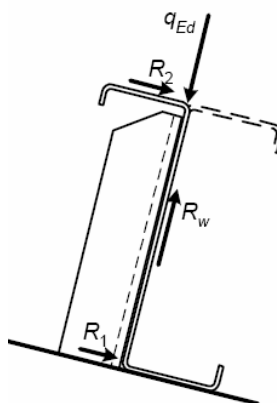


Рисунок 10.8. Реакции на опоре

Таблица 10.5. Реакция на опоре свободно опертой балки

Балка и нагрузка	Реакция на нижний пояс R_1	Реакция на верхний пояс R_2
Z-образная, нагрузка вниз	$(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$	$(1+\zeta)k_h q_{Ed} L/2$
Z-образная, нагрузка вверх	$-(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$	$-(1+\zeta)k_h q_{Ed} L/2$
C-образная, нагрузка вниз	$-(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$	$(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$
C-образная, нагрузка вверх	$(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$	$-(1-\zeta)k_h q_{Ed} L/2$

(3) Коэффициент ζ может быть принят как $\zeta = \frac{R_1}{R_2}$, где k_R – коэффициент, приведенный в таблице 10.1, и коэффициент ξ может быть принят $\xi = \frac{R_1}{R_2}$.

10.2 Кассетные профили, раскрепленные настилом

10.2.1 Общие положения

(1) Кассетные профили представляют собой большие швеллерообразные профили с двумя узкими полками, двумя стенками и одной широкой полкой, в общем виде показанном на рис. 10.9. Две узкие полки должны быть раскреплены из плоскости благодаря прикрепленному к ним профилированному стальному настилу.

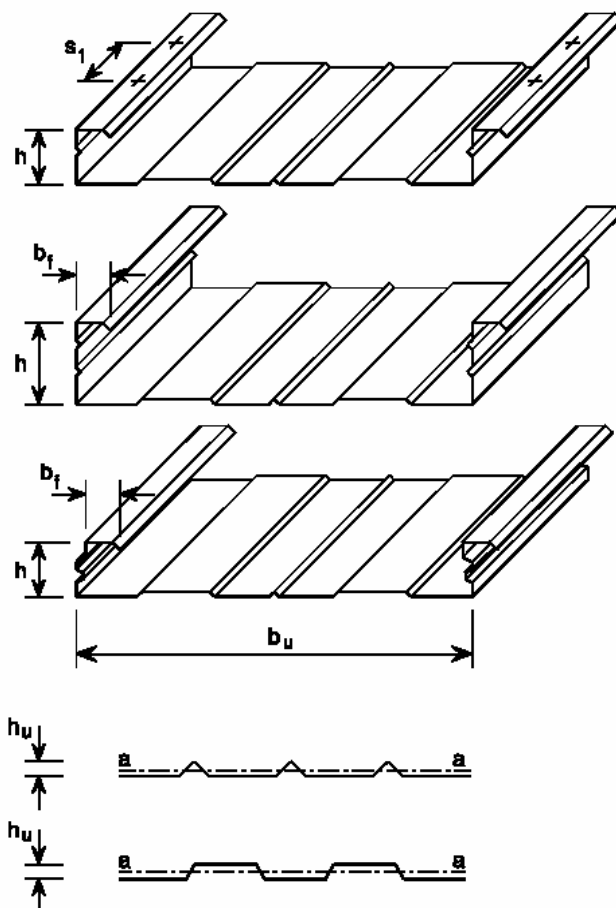


Рисунок 10.9: Типовая геометрия кассетных профилей

(2) Сопrotивление стенок кассетных профилей на срез и местную поперечную нагрузку должно определяться, используя 6.1.5 и 6.1.11, но с учетом значения $M_{c,Rd}$, приведенного в (3) или(4).

(3) Предельный момент $M_{c,Rd}$, для кассетного профиля может быть определен, используя 10.2.2 и принимая что:

- геометрические размеры соответствуют значениям, данным в таблице 10.6;
- высота гофров на широкой полке h_u не превышает $h/8$, где h – общая высота профиля;

(4) Как вариант, предельный момент кассетного профиля может быть определен с помощью испытаний, обеспечивающих работу профиля без местных нагрузок.

Замечание: Соответствующая методика испытаний приведена в Приложении А.

Таблица 10.6: Область применения раздела 10.2.2

$0,75 \text{ мм} \leq t_{\text{nom}} \leq 1,5 \text{ мм}$
$30 \text{ мм} \leq b_f \leq 60 \text{ мм}$
$60 \text{ мм} \leq h \leq 200 \text{ мм}$
$300 \text{ мм} \leq h_u \leq 600 \text{ мм}$
$l_a/b_u \leq 10 \text{ мм}^4/\text{мм}$
$s_1 \leq 1000 \text{ мм}$

10.2.2 Несущая способность при действии изгибающего момента

10.2.2.1 Широкая полка сечения сжата

(1) Предельный момент для кассетного профиля при сжатой широкой полке должен определяться, используя поэтапную процедуру, представленную на рис. 10.10:

- **Этап 1:** Определить эффективные площади всех сжатых частей поперечного сечения, основываясь на соотношениях напряжений $\psi = \sigma_2/\sigma_1$, полученных, используя эффективную ширину сжатых полок, но при полной площади стенок;
- **Этап 2:** Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить предельный момент $M_{c,Rd}$ из выражения:

$$M_{c,Rd} = 0,8 W_{\text{eff,min}} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots(10.19)$$

где:

$$W_{\text{eff,min}} = I_{y,\text{eff}} / z_c \quad \text{but} \quad W_{\text{eff,min}} \leq I_{y,\text{eff}} / z_t;$$

z_c и z_t по рис. 10.10.

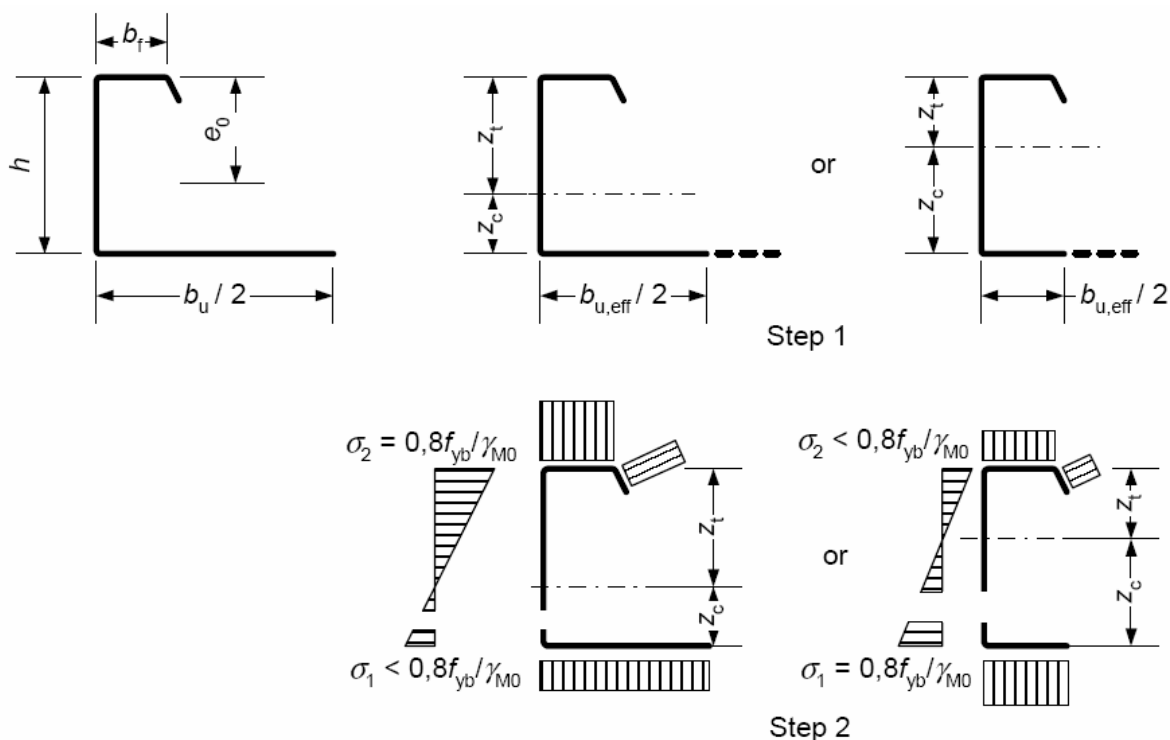


Рисунок 10.10. Определение предельного момента при сжатой широкой полке**10.2.2.2 Широкая полка сечения растянута**

(1) Предельный момент для касетного профиля с растянутой широкой полкой должен определяться, используя поэтапную процедуру, представленную на рис. 10.11:

- **Этап 1:** Определить центр тяжести полного поперечного сечения;
- **Этап 2:** Определить эффективную ширину широкой полки $b_{u,eff}$, допуская ее возможное искривление, по формуле:

$$b_{u,eff} = \frac{53,3 \cdot 10^{10} e_o^2 t^3 t_{eq}}{h L b_u^3} \quad \dots(10.20)$$

где:

- b_u - полная ширина широкой полки;
- e_o - расстояние от нейтральной оси полного поперечного сечения до нейтральной оси узких полок;
- h - общая высота касетного профиля;
- L - пролет касетного профиля;
- t_{eq} - эквивалентная толщина широкой полки, равная:

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

- I_a - собственный момент инерции сечения широкой полки, см. рис. 10.9.

- **Этап 3:** Определить эффективные площади всех сжатых частей, основываясь на соотношениях напряжений $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$, полученных, используя эффективную ширину полок при полном поперечном сечении стенок;
- **Этап 4:** Найти центр тяжести эффективного поперечного сечения и определить предельный момент $M_{b,Rd}$ при потере общей устойчивости, используя следующие выражения:

$$M_{b,Rd} = 0,8 \beta_b W_{eff,com} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{but} \quad M_{b,Rd} \leq 0,8 W_{eff,t} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \dots(10.21)$$

где:

$$W_{eff,com} = I_{y,eff} / z_c$$

$$W_{eff,t} = I_{y,eff} / z_t$$

в которых поправочный коэффициент β_b принимает следующие значения:

- если $s_1 \leq 300$ мм:
 $\beta_b = 1,0$
- если 300 мм $\leq s_1 \leq 1000$ мм:
 $\beta_b = 1,15 - s_1 / 2000$

где:

s_1 - расстояние между метизами крепления вдоль узких сжатых полок, см. рис. 10.9.

(2) Влияние запаздывания сдвига не учитывается, если $L/b_{u,eff} \leq 25$. В противном случае снижающий коэффициент ρ должен определяться в соответствии с указаниями в 6.1.4.3.

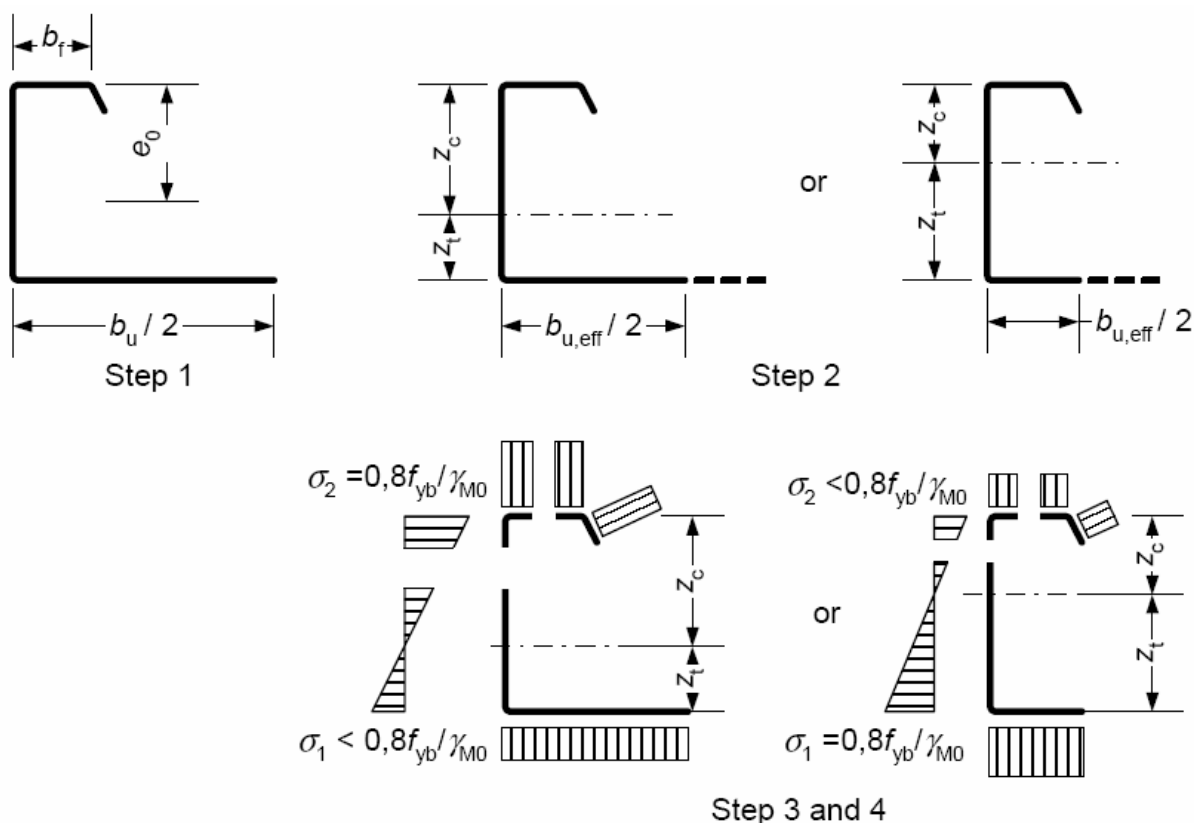


Рисунок 10.11: Определение предельного момента при растянутой широкой полке

(3) Искривление широкой полки при определении прогибов не учитывается.

(4) В приближенном расчете предельный момент касетного профиля с неукрепленной широкой полкой без элементов жесткости может быть определен, принимая эффективную площадь сечения растянутой полки равной площади сечения двух сжатых узких полок.

10.3 Проектирование с учетом диафрагмы жесткости

10.3.1 Общие положения

(1) В разделе 10.3 рассматривается совместная работа элементов основного каркаса здания с металлическими настилами или обшивками.

(2) Требования данного раздела относятся только к диафрагмам, изготовленным из стали.

(3) Диафрагмы могут быть образованы из профилированного настила, применяемого в покрытиях, в стенах или в перекрытиях. Они могут быть образованы в стенах или покрытиях из касетных профилей.

Замечание: Информация о видах таких диафрагм может быть получена из:

ЕССС Публикация № 88(1995): *Европейские рекомендации для использования металлических настилов в качестве диафрагм.*

10.3.2 Работа диафрагмы

(1) В расчете необходимо учитывать влияние сдвиговой жесткости и прочности диафрагмы из настила, покрытия, перекрытия или из обшивки стены на общую жесткость и прочность каркаса.

(2) Покрытия и перекрытия могут рассматриваться как балки, расположенные по всей длине здания и воспринимающие горизонтальные поперечные нагрузки и передающие их на торцы или промежуточные связевые рамы. Металлический настил может рассматриваться как стенка сечения балки, воспринимающая сдвигающие поперечные нагрузки в ее плоскости, а краевые элементы – как пояса сечения балки, воспринимающие осевые растягивающие и сжимающие усилия, см. рис. 10.12 и 10.13.

(3) Упрощенно, прямоугольные стеновые панели могут рассматриваться как связевые системы, действующие как сдвиговые диафрагмы, для восприятия усилий в их плоскости.

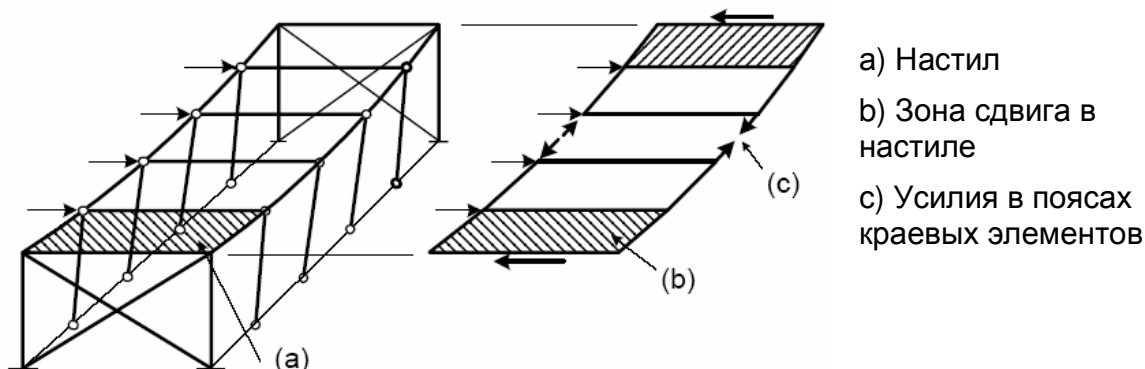


Рисунок 10.12: Работа обшивки в здании с плоским покрытием

10.3.3 Необходимые условия

(1) Методы расчета с учетом работы диафрагмы могут использоваться только при следующих условиях:

- настил, кроме своей основной функции, должен обладать достаточной жесткостью, чтобы препятствовать перемещениям конструкций в плоскости настила;
- диафрагмы должны иметь продольные краевые элементы, воспринимающие усилия в поясах при работе диафрагмы;
- усилия в плоскости диафрагмы покрытия и перекрытия передаются к фундаментам через связевые рамы, другие диафрагмы или другими методами;
- соединения конструкций должны быть приспособлены для передачи усилий от диафрагмы к основному стальному каркасу и продольным элементам, работающим как пояса;
- настил рассматривается как конструктивная часть, которая не может перемещаться без предварительного расчета;
- в проекте, включающем расчеты и чертежи, должно быть обращено внимание на то, что здание запроектировано с учетом работы диафрагмы жесткости;
- для настила, гофры которого ориентированы вдоль покрытия, усилия в поясах диафрагмы могут быть восприняты настилом.

(2) Расчет с учетом работы диафрагм жесткости может быть предпочтителен для низких зданий или для перекрытий и стен высоких зданий.

(3) Диафрагмы рекомендуется использовать для восприятия ветровых, снеговых и других нагрузок, передающихся непосредственно через настил. Они могут также использоваться для восприятия небольших динамических нагрузок, таких как тормозные усилия от легких подвесных кранов или подъемников на монорельсах, но не могут применяться для восприятия длительных внешних нагрузок, связанных с заводским производством.

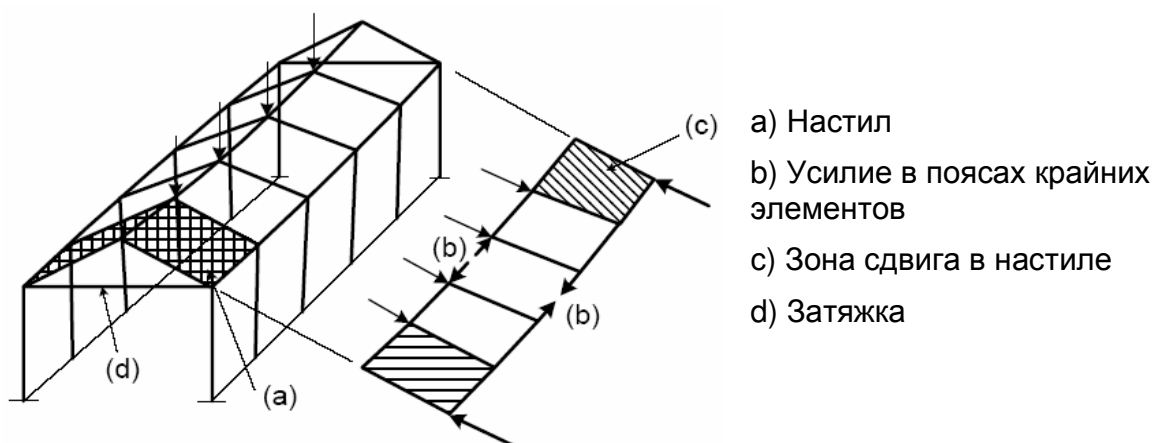


Рисунок 10.13: Работа диафрагмы в здании с двухскатной кровлей

10.3.4 Диафрагмы из стального профилированного настила

(1) В диафрагме из профилированного настила, см. рис. 10.14, оба торца листов настила должны быть закреплены на опорных элементах с помощью самонарезающих винтов, дюбелей, сварки, болтов или других типов крепления, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до выхода из строя настила. Все типы крепления должны устанавливаться прямо через настил в опорный элемент, например, через гофры профилированных листов, кроме специальных приспособлений, установленных для проверки эффективности передачи усилия, принятого в расчете.

(2) Продольные стыки между соседними листами должны выполняться на заклепках, самонарезающих винтах, сварке или другими типами крепления, которые работают без отказа, не выдергиваются или не срезаются до выхода из строя настила. Шаг таких креплений не должен превышать 500 мм.

(3) Расстояния от крепления всех типов до краев и торцов листа должны соответствовать несущей способности настила.

(4) Небольшие беспорядочно расположенные отверстия, составляющие не более 3% от перекрываемой площади, могут быть выполнены без специального расчета, при условии, что общее количество креплений не уменьшилось. Отверстия, составляющие до 15% перекрываемой площади (площади поверхности диафрагмы, учитываемой в расчете), допустимы, если это подтверждено детальным расчетом. Участки с большими проемами должны быть разделены на меньшие участки, каждый из которых работает как диафрагма.

(5) Все настилы, которые образуют диафрагмы, должны в первую очередь быть рассчитаны на изгиб. Чтобы исключить снижение несущей способности настила на изгиб при его одновременной работе как диафрагмы, следует учитывать, что напряжения в настиле от сдвига диафрагмы жесткости не должны превышать $0,25 f_{yb}/\gamma_{M1}$.

(6) Несущая способность диафрагмы жесткости на сдвиг должна определяться как минимум предельной прочностью продольных стыков или креплений настила на опорах, параллельных гофрам, или для диафрагм, закрепленных только на

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

продольных краевых элементах, креплениями листов на торцах. Несущая способность диафрагмы на сдвиг должна превышать этот минимум на следующую величину:

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

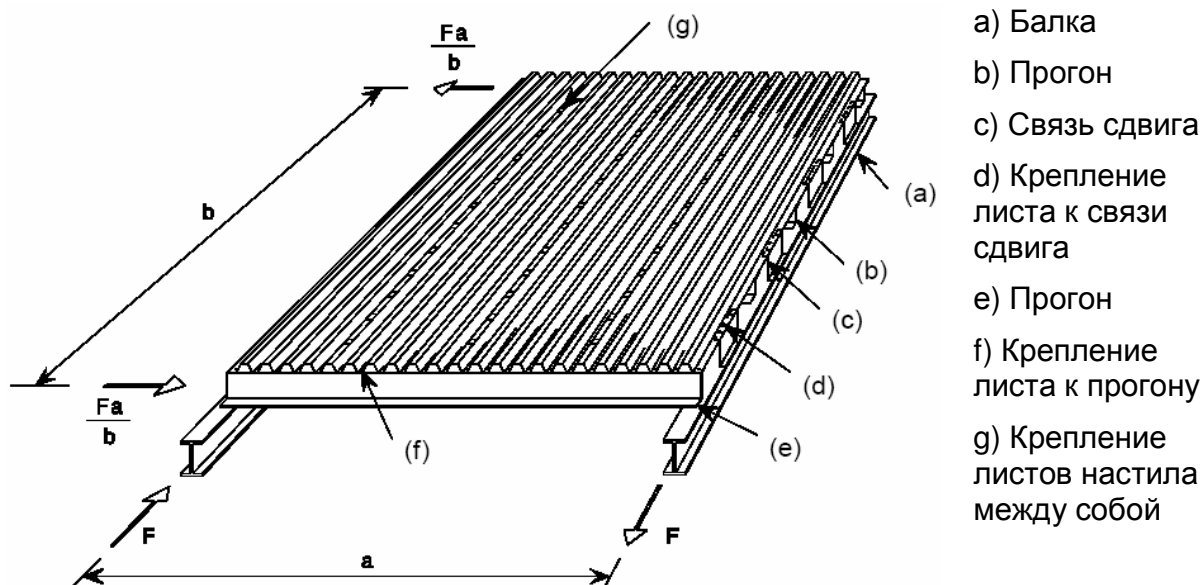


Рисунок 10.14: Конструкция отдельной панели.

10.3.5 Диафрагмы из кассетных профилей

(1) Кассетные профили, используемые для образования диафрагм, должны иметь широкие полки повышенной жесткости.

(2) Кассетные профили в диафрагмах должны соединяться между собой по продольным краям через стенки метизами (обычно с помощью заклепок) с шагом креплений e_s не более 300 мм, расположенных на расстоянии $e_u \leq 30$ мм от широкой полки, см. на рис. 10.15.

(3) Точное изменение деформаций после выполнения креплений может быть определено, используя методику, аналогичную принятой для трапециевидных профилированных настилов.

(4) Сдвигающая сила $T_{V,Ed}$ от расчетных нагрузок не должна превышать $T_{V,Rd}$, равную:

$$T_{V,Rd} = 8,43 E \sqrt{I_a (t/b_u)^9} \quad \dots(10.22)$$

где:

I_a - момент инерции широкой полки относительно собственной оси, см. рис. 10.9;

b_u - общая ширина широкой полки.

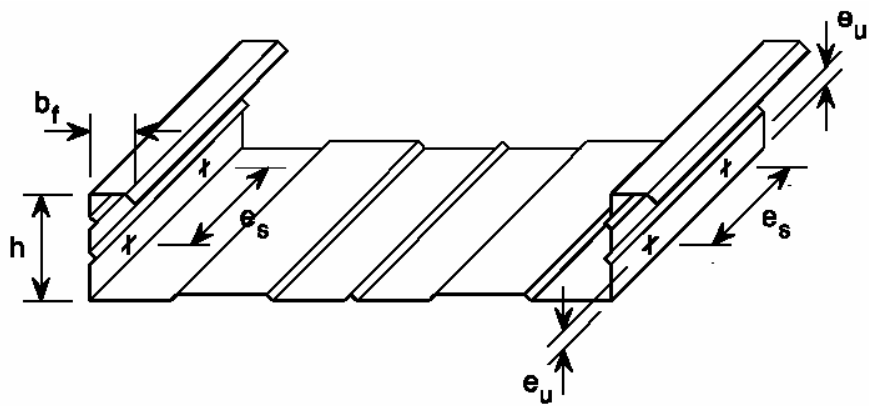


Рисунок 10.15: Расположение креплений в продольном стыке

(5) Сдвигающая сила $T_{v,ser}$ от нормативных нагрузок не должна превышать $T_{v,Cd}$, равную:

$$S_v = \frac{\alpha L b_u}{e_s (b - b_u)} \quad \dots(10.23)$$

где:

S_v - сдвиговая жесткость диафрагмы на единицу длины пролета кассетных профилей.

(6) Сдвиговая жесткость S_v на единицу длины может быть определена как:

$$S_v = \frac{\alpha L b_u}{e_s (b - b_u)} \quad \dots(10.24)$$

где:

L - общая длина диафрагмы (в направлении пролета кассетных профилей);
 b - общая ширина диафрагмы ($b = \sum b_u$);
 α - коэффициент жесткости.

(7) Коэффициент жесткости α может быть с запасом принят равным 2000 Н/мм кроме более точных значений, полученных на основе испытаний.

10.4 Перфорированный настил

(1) Настил из перфорированных листов может быть рассчитан при условии, что правила для сплошного настила модифицированы введением эффективной толщины, приведенной ниже.

Замечание: Эти правила расчета дают значения с запасом. Более экономичные решения могут быть получены по расчету, основанному на испытаниях, см. раздел 9.

(2) При $0,2 \leq d/a \leq 0,9$ характеристики полного сечения могут быть рассчитаны, используя 5.1 с заменой t на $t_{a,eff}$, полученную по формуле:

$$t_{a,eff} = 1,18 t (1 - 0,9 d / a) \quad \dots(10.25)$$

где:

d - диаметр отверстий перфорации;
 a - расстояние между центрами отверстий перфорации.

(3) При $0,2 \leq d/a \leq 0,9$ характеристики эффективного сечения могут быть рассчитаны, используя раздел 5 с заменой t на $t_{b,eff}$, полученную по формуле:

$$t_{b,eff} = t \sqrt[3]{1,18 (1 - d / a)} \quad \dots(10.26)$$

(4) Прочность одной стенки на действие локальной поперечной силы может быть

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

рассчитана, используя 6.1.9 с заменой t на $t_{c,eff}$, полученную по формуле:

$$t_{c,eff} = t \left[1 - (d/a)^2 s_{per} / s_w \right]^{3/2} \quad \dots(10.27)$$

где:

s_{per} - наклонная высота перфорированной части стенки;
 s_w - общая наклонная высота стенки.

Приложение А (обязательное) – Методики испытаний

А.1 Общие данные

(1) Приложение А содержит соответствующие стандартные методики испытаний и их обработки для тех испытаний, которые требуются по расчету.

Замечание 1. В области холодногнутых элементов и листов, обычно используется много стандартных изделий, проектирование которых расчетным путем может не дать экономного решения, поэтому часто желательно использование испытаний.

Замечание 2: Национальное Приложение может дать дополнительную информацию об испытаниях.

Замечание 3: Национальное Приложение может содержать коэффициенты для пересчета от существующих результатов испытаний к эквивалентным результатам стандартных испытаний, проведенных в соответствии с этим приложением.

(2) Настоящее приложение содержит:

- испытания профилированных листов и кассетных профилей, см. А.2;
- испытания холодногнутого профиля, см. А.3;
- испытания конструкций и частей конструкций, см. А.4;
- испытания балок, закрепленных от кручения, см. А.5;
- обработка результатов испытания для определения расчетных значений, см. А.6.

А.2 Испытания профилированных листов и кассетных профилей

А.2.1 Общие положения

(1) Эта методика, представленная для профилированных листов, может также использоваться для кассетных профилей и других типов листов (например, настилов, указанных в EN 508).

(2) Нагрузка может прикладываться с помощью воздушных мешков или вакуумной камеры, или стальных или деревянных поперечных балок, создающих нагрузку, близкую к равномерно распределенной нагрузке.

(3) Чтобы исключить смятие гофров образцов при испытаниях, могут быть применены поперечные связи или другие испытанные приспособления, такие как деревянные пробки. Некоторые примеры даются на рис. А.1.

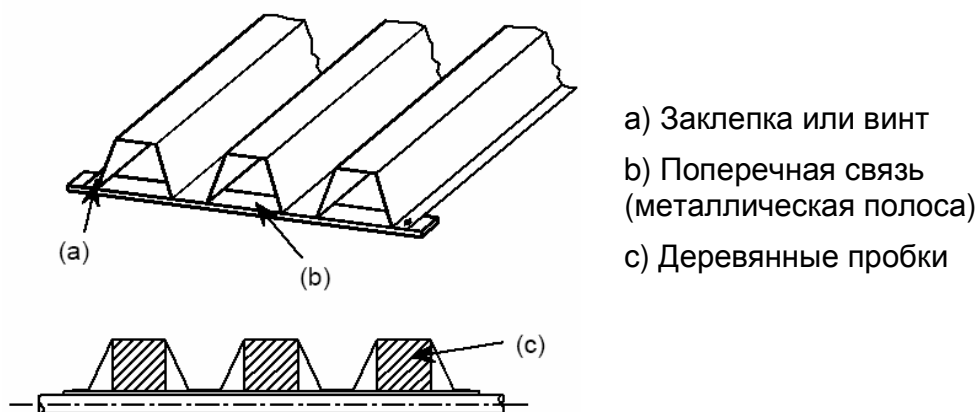


Рисунок А.1: Примеры соответствующих приспособлений для испытаний

(4) Для испытаний на подъемную нагрузку, испытательная установка должна реально имитировать работу листа при реальных условиях на практике.

Тип соединений между листом и опорами должен быть таким же, как в соединениях, используемых на практике.

(5) Чтобы получить результаты для широкой области применения, и исключить влияние заземления на опорах на результаты испытаний, желательно использовать шарнирное или катковое опирание.

(6) Направление нагрузки должно оставаться перпендикулярным к начальной поверхности листа в течение всей процедуры испытаний.

(7) Чтобы исключить деформации опор, прогибы на обоих концах образцов должны также измеряться.

(8) Результатом испытания является максимальная нагрузка, приложенная к образцу при его разрушении, или предшествующая его разрушению.

А.2.2 Испытание однопролетных образцов

(1) Испытание, основанное на данных рис. А.2, может быть использовано для определения предельного момента в середине пролета (при отсутствии сдвигающей силы) и эффективной изгибной жесткости.

(2) Пролет должен быть выбран так, чтобы результаты испытаний позволяли оценить несущую способность образца при изгибе.

(3) Предельный момент должен определяться по результатам испытаний.

(4) Изгибная жесткость должна определяться из графика зависимости прогиба от нагрузки.

А.2.3 Испытания двухпролетных образцов

(1) Испытания, основанные на данных на рис. А.3, могут быть использованы для определения несущей способности неразрезного двух- или многопролетного образца при одновременном действии момента и поперечной силы на промежуточных опорах, и его несущей способности при совместном действии момента и опорной реакции при данной ширине опоры.

(2) Нагрузка должна быть предпочтительно равномерно распределенной (приложенной, например, с использованием воздушного мешка или вакуумной камеры).

(3) Как вариант, может быть использовано любое число линейных нагрузок (поперек пролета), принятых для создания моментов и сил, соответствующих усилиям от равномерно распределенной нагрузки. Некоторые примеры рациональных схем показаны на рис. А.4.

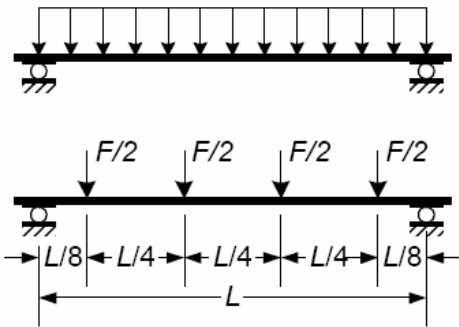
А.2.4 Испытания на промежуточной опоре

(1) Как вариант, для А.2.3 могут использоваться схемы, показанные на рис. А.5 для определения несущей способности листа, неразрезного двух- или многопролетного, при совместном действии момента и поперечной силы на промежуточных опорах, и его прочности при действии момента и опорной реакции при данной ширине опоры.

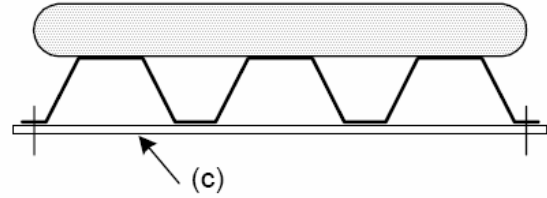
(2) Пролет образца s принимается таким образом, чтобы представить часть настила (кассетного профиля) между точками перегиба с каждой стороны промежуточной опоры двухпролетного неразрезного образца с равными пролетами L :

$$s = 0,4 L \qquad \dots(A.1)$$

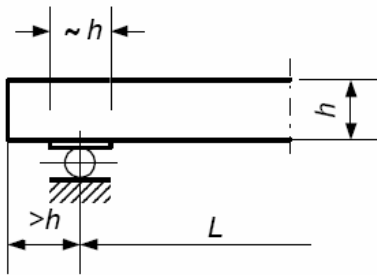
(3) Если в опорном сечении учитываются пластические деформации, то пролет образца s должен быть уменьшен в зависимости от соотношения опорного момента и поперечной силы.



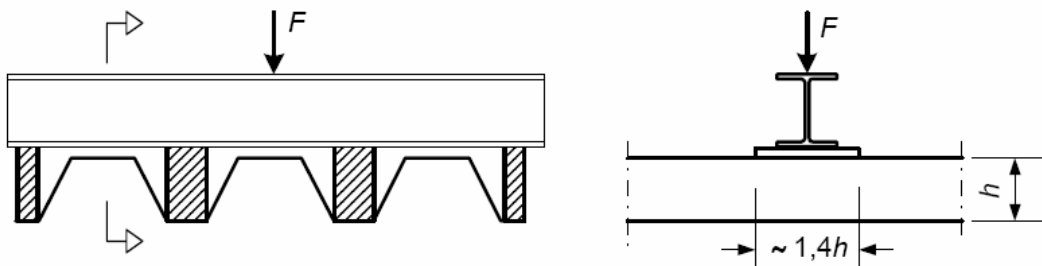
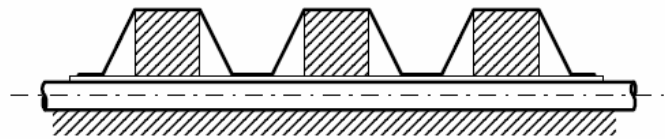
а) Равномерно распределенная нагрузка и пример соответствующих эквивалентных воздушного мешка линейных нагрузок (возможно, с помощью вакуумного стенда)



б) Равномерно распределенная приложенная с помощью (возможно, с помощью вакуумного стенда)
в) Поперечная связь



с) Пример опорных приспособлений для исключения смятия



д) Пример способа приложения линейной нагрузки

Рисунок А.2: Основные данные для испытаний однопролетных образцов

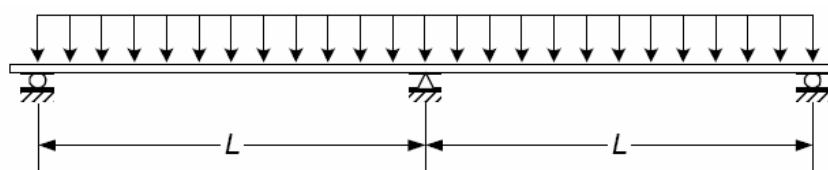


Рисунок А.3: Схема испытаний двухпролетных образцов

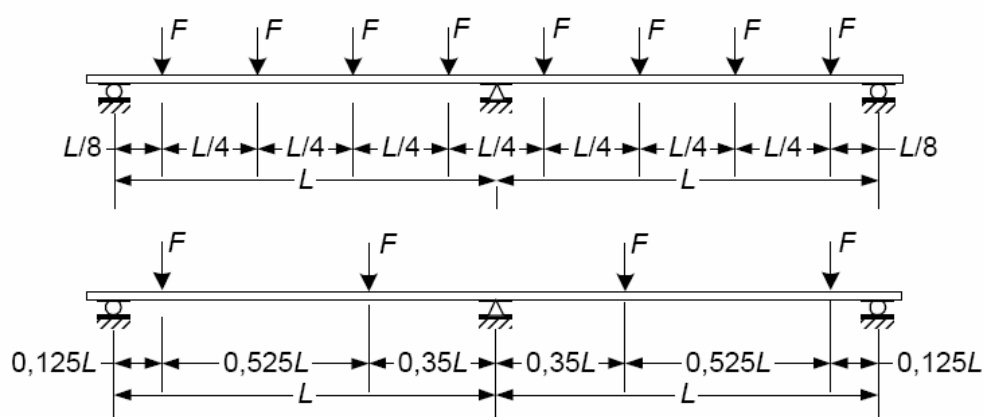


Рисунок А.4: Примеры возможных схем приложения линейных нагрузок

(4) Ширина b_B балки, используемой для передачи экспериментальной нагрузки, должна выбираться таким образом, чтобы соответствовать ширине действительной опоры, используемой на практике.

(5) Каждый результат испытаний может быть использован для определения несущей способности при совместном действии изгибающего момента и опорной реакции (или поперечной силы) для данного пролета и для данной ширины опоры. Чтобы получить информацию о взаимодействии изгибающего момента и опорной реакции, испытания должны быть проведены при нескольких разных пролетах.

(6) Результаты испытаний следует представить как указано в А.5.2.3.

А.2.5 Испытания на крайней опоре

(1) Схема испытаний, показанная на рис. А.6, может быть использована для определения несущей способности образца при действии поперечной силы на крайней опоре.

(2) Для определения несущей способности образца на действие поперечной силы при различной длине u от внутреннего края крайней опоры до торца образца, см рис. А.6., должны быть проведены дополнительные испытания.

Замечание: Максимальное значение опорной реакции, измеренное во время испытаний на изгиб, может быть использовано как нижний предел несущей способности сечения при срезе и локальной поперечной силе.

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

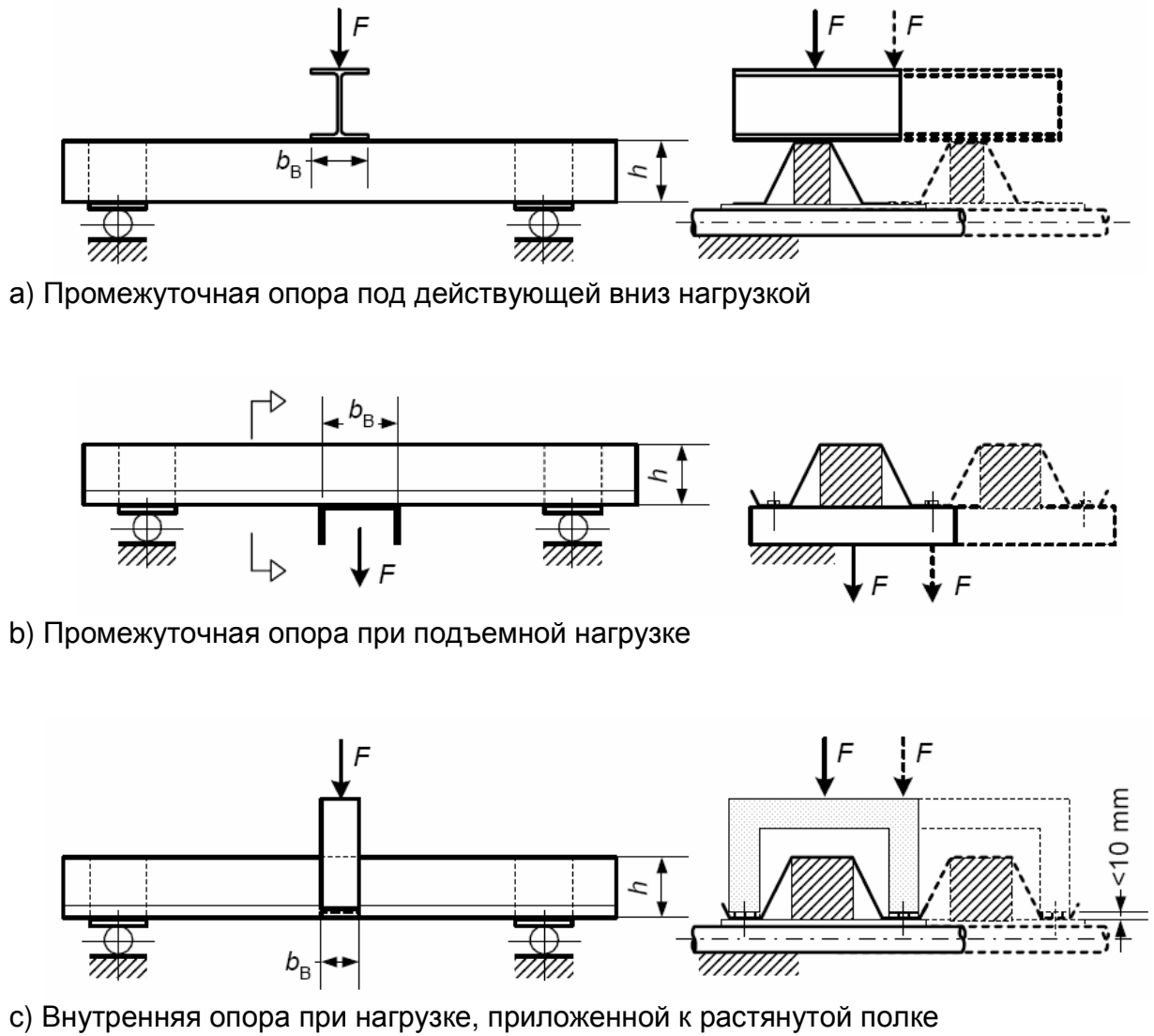
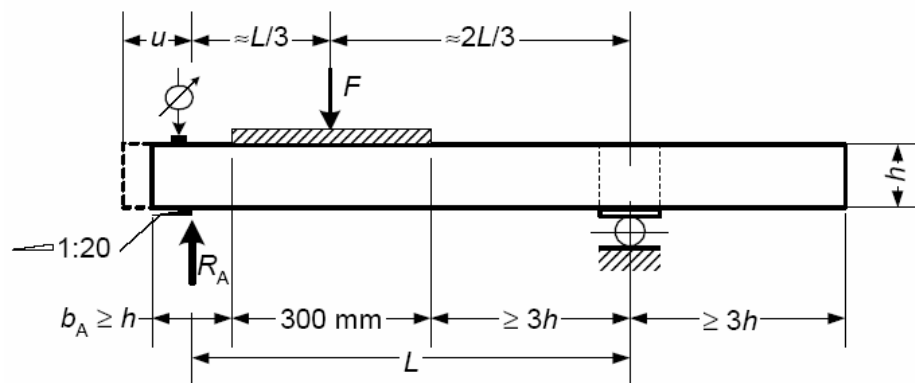


Рисунок А.5: Схемы испытаний для внутренней опоры



СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Обозначения:

b_A - ширина опоры

u - расстояние от внутреннего края крайней опоры до конца листа

Рисунок А.6: Схемы испытаний для крайней опоры

А.3 Испытания холодногнуемых элементов

А.3.1 Общие положения

(1) Каждый испытываемый образец должен быть подобен по всем показателям части или целой конструкции, которую он представляет.

(2) Условия опирания образцов, должны быть идентичными применяемым на практике. Когда это не может быть достигнуто, должны использоваться, как вариант, менее благоприятные условия опирания, которые занижают несущую способность или завышают жесткость.

(3) Устройства для приложения испытательных нагрузок должны воспроизводить реальные условия приложения нагрузок. Эти устройства не должны повышать несущую способность поперечного сечения по сравнению с той, которая была бы получена при эксплуатации. Они не должны также создавать сосредоточенные нагрузки по линиям наибольшего сопротивления.

(4) Если данное сочетание нагрузок включает силы, действующие по более, чем одной линии, каждая ступень испытательной нагрузки должна быть пропорциональна каждой из этих сил.

(5) На каждой стадии нагружения перемещения и деформации должны измеряться в одном или нескольких характерных местах конструкции. Отсчеты перемещений или деформаций должны сниматься после стабилизации перемещений и деформаций после приложения каждой ступени нагрузки.

(6) Образец считается разрушенным в любом из следующих случаев:

- обрушение или раскол;
- если трещина начинает развиваться в части образца;
- если перемещения чрезмерны.

(7) В результате испытаний должна быть получена максимальная величина нагрузки, приложенной к образцу либо в момент разрушения, либо непосредственно перед разрушением.

(8) Точность всех измерений должна соответствовать измеряемой величине и в любом случае не превышать $\pm 1\%$ от определяемой величины. Нижеследующие значения (в разделе (9)) должны также учитываться.

(9) Измерения геометрических размеров сечения испытываемого образца должны включать:

- общие размеры (ширина, высота и длина) с точностью $\pm 1,0$ мм;
- ширина плоских частей сечения с точностью $\pm 1,0$ мм;
- радиусыгиба с точностью $\pm 1,0$ мм;
- наклон плоских частей с точностью $\pm 2,0^\circ$;
- угол между плоскими поверхностями с точностью $\pm 2,0^\circ$;

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

- положения и размеры промежуточных элементов жесткости с точностью $\pm 1,0$ мм;
- толщина материала с точностью $\pm 0,01$ мм;
- точность всех измерений поперечного сечения должна быть максимум 0,5% от номинальных размеров.

(10) Также измеряются другие геометрические параметры, такие как:

- расположение частей относительно друг друга;
- расположение креплений;
- величина крутящего момента при натяжении метизов крепления.

А.3.2 Испытание полного профиля на сжатие

А.3.2.1 Испытание короткой стойки

(1) Испытания короткой стойки могут быть использованы для оценки влияния местной потери устойчивости в тонкостенных профилях на величину отношения $\beta_A = A_{eff}/A_g$ и положение эффективной нейтральной оси.

(2) Если потеря местной устойчивости плоских элементов сечения ведет к потере несущей способности профиля, образец должен иметь длину как минимум в 3 раза больше ширины его наиболее широкого плоского элемента.

(3) Длина образца перфорированного профиля должна включать не менее 5 отверстий перфорации, причем образец должен быть отрезан посередине между двумя отверстиями перфорации.

(4) В случае, если профиль имеет краевые отгибы или промежуточные элементы жесткости, длина образца должна быть не меньше, чем предполагаемая длина части элемента жесткости, потерявшей устойчивость.

(5) Если общая длина образца в 20 раз превышает минимальный радиус инерции полного сечения профиля i_{min} , промежуточные раскрепления из плоскости должны располагаться с шагом не более $20 i_{min}$.

(6) Перед испытанием допуски на размеры поперечного сечения образца должны быть проверены на соответствие допускаемым отклонениям.

(7) Отрезанные концы образца должны быть плоскими и перпендикулярными продольной оси.

(8) Осевое сжимающее усилие должно прикладываться на каждом конце образца через опорные пластины толщиной не менее 30 мм, которые выступают за периметр сечения образца не менее чем на 10 мм.

(9) Образец должен располагаться в испытательной машине с шаровой опорой на каждом конце. В опорных пластинах должны быть предусмотрены небольшие высверленные углубления для шаровых опор. Эти опоры должны быть расположены на одной линии с центром тяжести расчетного эффективного сечения образца. Если положение центра тяжести эффективного сечения рассчитано неточно, оно может быть уточнено с помощью серии испытаний.

(10) В случае открытого поперечного сечения возможная серповидность может быть исправлена.

(11) Испытания коротких стоек могут быть использованы для определения несущей способности поперечного сечения на сжатие. Для получения более полных результатов варьируются следующие параметры:

- толщина;
- соотношение b_p/t ;
- соотношение f_u/f_{yb} ;
- временное сопротивление f_u и предел текучести f_{yb} ;
- положение центра тяжести эффективного сечения образца;
- отклонения формы сечения профиля;
- метод холодного профилирования (например, увеличение предела текучести за счет деформирования).

А.3.2.2 Испытание элемента на устойчивость

(1) Испытание элемента на устойчивость может быть использовано для определения несущей способности тонкостенных сжатых элементов или общей потере устойчивости (включая изгибную, крутильную и изгибно-крутильную формы потери устойчивости) и оценки взаимодействия местной и общей потерь устойчивости.

(2) Метод, используемый для испытаний, в общем такой же, как для испытаний коротких стоек в А.3.2.1.

(3) Для определения кривой потери устойчивости для данного типа профиля и данной марки стали выполняются испытания образцов на осевую нагрузку по особой методике. Значения условной гибкости, принятые для испытаний и минимальное количество испытаний n для каждого этого значения, приводятся в таблице А.1.

Таблица А.1: Значения условной гибкости и число испытаний

	0,2	0,5	0,7	1,0	1,3	1,6	2,0	3,0
<i>N</i>	3	5	5	5	5	5	5	5

(4) Подобные испытания могут быть также использованы для определения влияния промежуточных закреплений на несущую способность элемента при крутильной форме потери устойчивости.

(5) Для интерпретации результатов испытаний должны учитываться следующие параметры:

- параметры, приведенные для испытаний коротких стоек в А.3.2.1(11);
- общее отклонение от прямолинейности и сравнение его со стандартным значением, см. (6);
- тип концевое или промежуточного закрепления (от изгиба, кручения, или того и другого).

(6) Общая величина отклонения от прямолинейности должна учитываться следующим образом:

а) Определить критическую сжимающую нагрузку для элемента с помощью соответствующего расчета с начальной стрелкой, равной отклонению от прямолинейности испытываемого образца: $F_{cr,bow,test}$

б) Так же, как а), но с начальной стрелкой, равной максимальному допуску, установленному стандартом на профиль: $F_{cr,bow,max,nom}$

с) Дополнительный поправочный коэффициент: $F_{cr,bow,max,nom} / F_{cr,bow,test}$.

А.3.3 Испытание полного профиля на растяжение

(1) Эти испытания могут быть использованы для определения среднего значения предела текучести профиля f_{ya} .

(2) Длина образца должна быть не менее пятикратной ширины самой широкой плоской части профиля.

(3) Нагрузка должна прикладываться к концевым опорам, обеспечивающим равномерное распределение напряжений в поперечном сечении.

(4) Зона разрушения должна располагаться на расстоянии от концевых опор не менее ширины самой широкой плоской части профиля.

А.3.4 Испытания полного профиля на изгиб

(1) Эти испытания могут быть использованы для определения несущей способности профиля на изгиб и кручение.

(2) Длина образца должна быть не менее чем в 15 раз больше наибольшего поперечного размера профиля. Расстояние между закреплениями из плоскости сжатого пояса должно быть не меньше, чем обычно используют на практике.

(3) Пара сосредоточенных нагрузок должна прикладываться к образцу для создания

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

зоны чистого изгиба, которая должна быть длиной не менее 0,2 (пролета), но не более, чем 0,33 (пролета). Эти нагрузки прикладываются через центр сдвига сечения профиля. Профиль должен быть закреплен от кручения в точках приложения нагрузок. В точках приложения нагрузки местная устойчивость образца должна быть обеспечена, чтобы гарантировать разрушение образца в центральной части пролета. Прогибы измеряются в местах приложения нагрузок, посередине пролета и на опорах образца.

(4) Для расширения области применения результатов испытаний должны варьироваться следующие параметры:

- толщина;
- отношение b_p/t ;
- отношение f_u/f_{yb} ;

- временное сопротивление f_u и предел текучести f_{yb} ;
- отличие закреплений, примененных в испытаниях и применяемых на практике;
- условия опирания.

А.4. Испытания конструкций и их частей

А.4.1 Предварительное испытание

(1) Предварительное испытание может быть использовано как испытание без разрушения, чтобы убедиться в надежности конструкции или ее части.

(2) Испытательная нагрузка для предварительного испытания должна приниматься равной сумме:

- 1,0 x (фактический собственный вес во время испытания);
- 1,15 x (остальная постоянная нагрузка);
- 1,25 x (временные нагрузки);

но нет необходимости принимать нагрузку больше, чем общая предельная нагрузка, соответствующая несущей способности по прочности, и общая предельная нагрузка по жесткости для характерных (редких) сочетаний нагрузки.

(3) До проведения предварительного испытания может быть целесообразным выполнить пробное нагружение нагрузкой, не превышающей характеристические значения, и затем снять нагрузку.

(4) Конструкция сначала должна быть нагружена общей нормативной нагрузкой. Под этой нагрузкой конструкция должна работать абсолютно упруго. После снятия этой нагрузки остаточный прогиб не должен превышать 20% от максимального зафиксированного прогиба. Если этот критерий не удовлетворен, эта часть испытаний должна быть повторена. При повторном цикле нагружения конструкция должна показывать линейную работу до характерной нагрузки и остаточный прогиб не должен превышать 10% от максимального.

(5) При предварительном испытании нагрузки должны прикладываться равными ступенями через равные промежутки времени, с измерением прогибов на каждом этапе. Когда прогибы становятся значительно нелинейными, ступени нагрузки должны быть снижены.

(6) После достижения предварительной нагрузки, нагрузка должна оставаться неизменной между несколькими последовательными записями показаний и измерениями прогибов, чтобы установить временную зависимость деформаций конструкции от таких факторов, как деформации креплений, или деформации, вызванные трещинами в цинковом покрытии.

(7) Разгрузка должна выполняться равными ступенями с записью прогибов на каждом этапе.

(8) Конструкция должна быть способна выдержать предварительную нагрузку, и в ней не должно быть значительных местных смятий или дефектов, свидетельствующих о непригодности конструкции после испытаний.

А.4.2 Испытание на прочность

(1) Испытание на прочность может быть использовано для подтверждения несущей способности конструкции или ее части при расчетной нагрузке. Когда имеется определенное число подобных конструкций, запроектированных по обычной

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

методике, и один и более прототипов испытаны и отвечают всем требованиям этих испытаний, другие конструкции могут быть использованы без дальнейших испытаний, учитывая их подобие прототипам по всем соответствующим показателям.

(2) Перед проведением испытаний на прочность должно быть сначала проведено предварительное испытание, приведенное в А.4.1.

(3) Нагружение должно проводиться ступенями до нагрузки, соответствующей несущей способности по прочности, с измерениями на каждом этапе нагружения прогибов. Для того, чтобы установить, не происходит ли ползучесть конструкции, предельная нагрузка удерживается в течение не менее часа с измерениями за это время прогибов.

(4) Разгрузка должна выполняться равными ступенями с записью прогибов на каждом этапе.

(5) Общая испытательная нагрузка (включая собственный вес) для испытаний на прочность F_{str} должна определяться исходя из общей расчетной нагрузки F_{Ed} , определенной расчетом для различных предельных состояний:

$$F_{str} = \gamma_{Mi} \cdot \mu_F \cdot F_{Ed} \quad \dots(A.2)$$

в котором μ_F – соответствующий грузовой коэффициент и γ_{Mi} – частный коэффициент безопасности для предельного состояния.

(6) Грузовой коэффициент μ_F должен учитывать изменения несущей способности конструкции или ее части в зависимости от различных пределов текучести материала, местной устойчивости, общей устойчивости и любых других теоретических параметров или методов расчета.

(7) Грузовой коэффициент μ_F может быть принят равным отношению величины предельной нагрузки по несущей способности, основанной на среднем значении предела текучести f_{ym} , к соответствующему значению, основанному на номинальной величине предела текучести f_{yb} , в том случае, если реальное представление о несущей способности конструкции или ее части получено с использованием требования этой части 1-3 EN 1993 для расчета или другого приемлемого метода расчета, учитывающего влияние всех видов потери устойчивости.

(8) Величина f_{ym} должна определяться исходя из пределов текучести материала $f_{yb,obs}$ для различных элементов конструкции или ее части с учетом их относительной важности.

(9) Если реальные теоретические представления о несущей способности не могут быть сделаны, то значения грузового коэффициента μ_F должно приниматься равным коэффициенту сопротивления μ_R , приведенному в А.6.2.

(10) Под действием испытательной нагрузки образец не должен потерять устойчивость или иметь трещины в любой части.

(11) После снятия испытательной нагрузки, прогиб должен снизиться как минимум на 20%.

А.4.3 Испытание прототипа конструкции до разрушения

(1) Испытание до разрушения может быть использовано для определения реального механизма разрушения и действительной несущей способности конструкции или ее фрагмента. Если прототип не подлежит дальнейшему применению, он может быть использован для получения дополнительной информации после завершения испытаний на прочность, описанных в А.4.2.

(2) Как вариант, испытание до разрушения может проводиться для определения реальной расчетной несущей способности по предельной испытательной нагрузке. Так как сначала проводятся предварительное и прочностные испытания, то оценка об окончательном значении предельной нагрузки должна быть сделана на основе таких испытаний.

(3) Перед проведением испытаний до разрушения образец должен сначала быть испытан на прочность, как описано в А.4.2. Его оценочная расчетная нагрузка в предельном состоянии может затем быть установлена на основе работы образца в испытаниях на прочность.

(4) В течение испытаний до разрушения нагрузка сначала прикладывается ступенями до нагрузки, соответствующей испытаниям на прочность. Выбор ступеней нагрузки в дальнейшем должен быть основан на оценке диаграммы прогибов.

(5) Предельной нагрузкой, соответствующей потере несущей способности, должна быть испытательная нагрузка в тот момент, когда конструкция или ее фрагмент не может выдержать любое дальнейшее увеличение нагрузки.

Замечание: В этот момент может иметь место большое искривление элемента. В

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

некоторых случаях большая деформация может определять завершение испытаний.

А.4.4 Сравнительное испытание

(1) Сравнительное испытание может использоваться для того, чтобы:

- проверить работу конструкции под нагрузкой путем сравнения с данными, полученными по аналитическим расчетным моделям;
- определить количественные значения параметров расчетных моделей, таких как прочность или жесткость элементов или узлов.

А.5 Испытания балок, закрепленных от кручения

А.5.1 Общие положения

(1) Методика этих испытаний может быть использована для балок, которые частично закреплены от перемещений, вызванных кручением, с помощью профилированного трапецевидного стального настила или другим приемлемым настилом.

(2) Эта методика может быть использована для прогонов, ригелей, балок перекрытий и других подобных типов балок, которые имеют соответствующие условия раскрепления.

А.5.2 Испытания на промежуточной опоре

А.5.2.1 Схема испытаний

(1) Схема испытаний, показанная на рис. А.7, может быть использована для определения несущей способности по прочности неразрезной балки с двумя и более пролетами при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы на промежуточных опорах.

Замечание: Такая же схема может использоваться для консольных и нахлесточных систем.

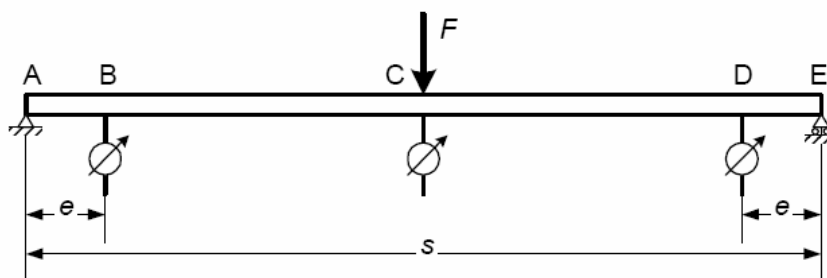


Рисунок А.7: Схема испытаний для концевой опоры

(2) Опоры А и Е должны быть шарнирными и катковыми соответственно. На этих опорах поворот балки относительно продольной оси может быть исключен, например, с помощью упоров.

(3) Способ приложения нагрузки в точке С должен соответствовать тому, который используется при эксплуатации.

Замечание: Во многих случаях это значит, что перемещение обеих полок из плоскости в точке С будет исключено.

(4) Приборы для измерения перемещений в точках В и D, расположенные на расстоянии e от каждой опоры, см. рис. А.7, должны фиксировать возможные перемещения, чтобы исключить их из результатов определения перемещений в точке С.

(5) Пролет s должен быть выбран таким образом, чтобы создать соотношение значений изгибающего момента и поперечной силы, которые возможны в реальных условиях при расчетной нагрузке, соответствующей предельному состоянию.

(6) Для двухпролетных балок с пролетом L при равномерно распределенных нагрузках пролет s должен быть принят равным $0,4L$. Однако, если предполагается перераспределение опорного момента за счет пластических деформаций, пролет s должен быть уменьшен в зависимости от соответствующего соотношения опорного

момента и поперечной силы.

А.5.2.2 Особенности испытаний

(1) В дополнение к общим правилам испытаний должны быть учтены следующие специфические моменты:

(2) Испытание должно продолжаться до максимальной нагрузки и запись прогибов должна производиться до тех пор, когда прикладываемая нагрузка достигнет 85-90% ее максимального значения, либо когда прогиб достигнет значения, превышающего в 6 раз максимальный прогиб в упругой стадии.

А.5.2.3 Обработка результатов испытаний

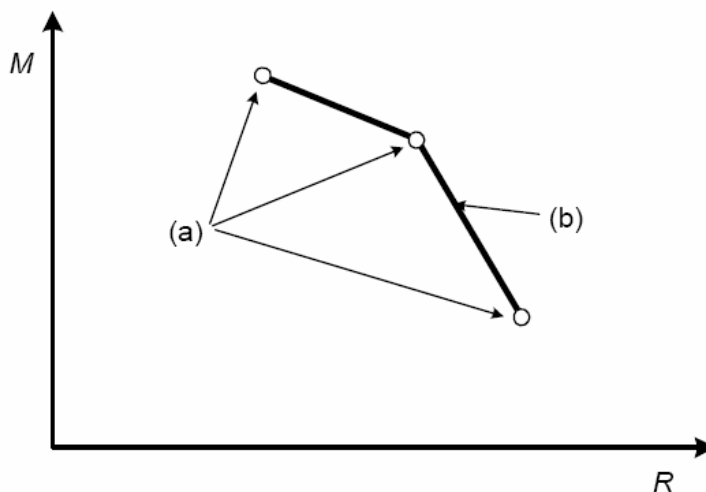
(1) Действительные измеренные результаты испытаний $R_{obs,i}$ должны быть скорректированы, как указано в А.6.2, чтобы получить значения $R_{adj,i}$ связанные с номинальным базовым пределом текучести f_{yb} и расчетной толщиной t стали, см. 3.2.4.

(2) Для каждого значения пролета s опорная реакция R должна быть получена как скорректированная величина максимальной нагрузки F_{max} для пролета s . Соответствующее значение опорного момента должно определяться как:

$$M = \frac{sR}{4} \quad \dots(A.3)$$

Обычно влияние гравитационной нагрузки должно быть учтено при определении момента M в выражении (А.3).

(3) Пара величин M и R для каждого значения s должна быть выражена графически, как показано на рис. А.8. Значения этой пары для промежуточных сочетаний M и R могут затем определяться по линейной интерполяции.



а) результаты испытаний для различных пролетов s ;
б) линейная интерполяция.

Рисунок А.8: Соотношения между опорными моментом M и реакцией R

(4) Чистые прогибы в точке приложения нагрузки С на рис. А.7 должны быть получены из измеренных полных значений, исключив соответствующие прогибы, измеренные в точках В и D, расположенных на расстоянии e от опор А и Е, см. рис. А.7.

(5) Для каждого испытания приложенная нагрузка должна соответствовать на графике чистому прогибу, см. рис. А.9. На этом графике поворот θ должен быть получен для диапазона величин приложенной нагрузки, используя:

$$\theta = \frac{2(\delta_{pl} - \delta_e - \delta_{el})}{0,5 s - e} \quad \dots(A.4a)$$

$$\theta = \frac{2(\delta_{pl} - \delta_e - \delta_{lin})}{0,5 s - e} \quad \dots(A.4b)$$

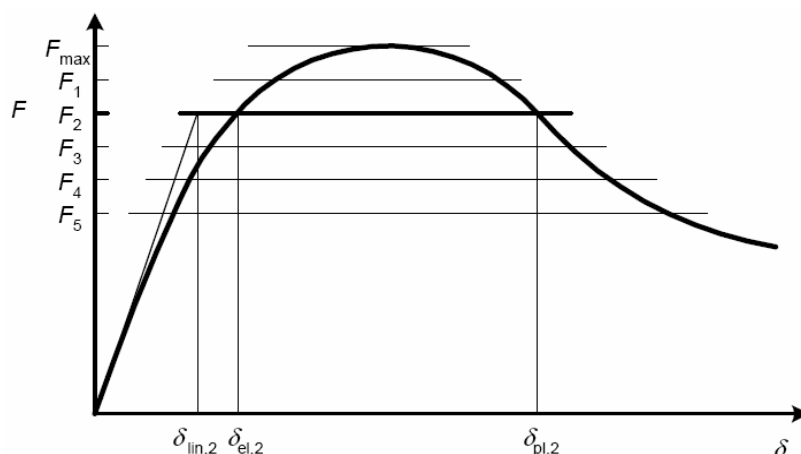
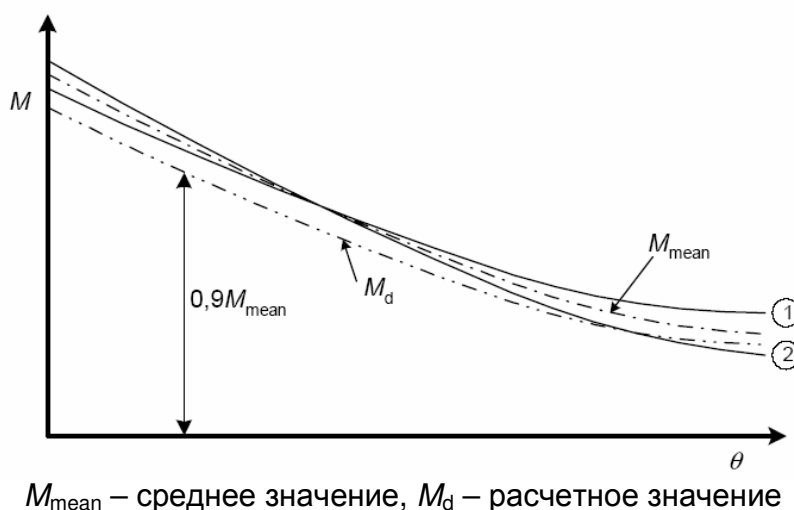
где:

- δ_{el} - чистый прогиб от данной нагрузки на восходящей части кривой до F_{max} ;
- δ_{pl} - чистый прогиб от той же нагрузки на нисходящей части кривой после F_{max} ;
- δ_{lin} - фиктивный чистый прогиб от данной нагрузки, который был бы получен при линейной работе, см. рис. А.9;
- δ_e - среднее значение прогиба, измеренного на расстоянии e от опоры, см. рис. А.7;
- s - пролет при испытании;
- e - расстояние между опорой и точкой измерения прогиба, см. рис. А.7.

Выражение (А.4а) используется, когда расчеты выполнены на основе эффективного поперечного сечения. Выражение (А.4b) используют для случая, когда расчеты выполнены на основе полного поперечного сечения.

(6) Соотношения между M и θ должны затем быть выражены графически для каждого испытания при данном пролете s , соответствующем данной величине пролета балки L , как показано на рис. А.10. Расчетная диаграмма M - θ для балки на промежуточной опоре должна быть принята соответствующей моментам, равным $0,9 M_{mean}$ для всех испытаний, соответствующих пролету балки L .

Замечание: В случае проведения полноразмерных испытаний для определения влияния горизонтальной нагрузки и потери устойчивости свободной полки сечения в зоне средней опоры вышеуказанное снижение должно быть меньше, чем $0,9$, см.10.1.3.2(4).

Рисунок А.9: Соотношение между нагрузкой F и чистым прогибом δ 

M_{mean} – среднее значение, M_d – расчетное значение

Рисунок А.10: Изменение характеристики момент-поворот ($M-\theta$)

А.5.3 Оценка закрепления от кручения

(1) Схемы испытаний, показанные на рис. А.11, могут быть использованы для определения степени закрепления от кручения, создаваемого настилом или другим элементом, расположенным перпендикулярно пролету балки и прикрепленным к ней.

(2) Эта схема испытаний рассматривает две различные характеристики жесткости закрепления от кручения:

- а) погонная жесткость из плоскости K_A , соответствующая жесткости соединения настила с балкой при кручении;
- б) погонная жесткость из плоскости K_B при деформации поперечного сечения прогона.

(3) Суммарную погонную жесткость можно определить из выражения:

$$\left(1 / K_A + 1 / K_B \right) = \delta / F \quad \dots(A.5)$$

где:

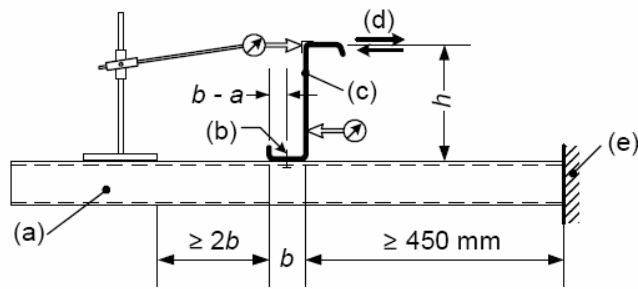
F - нагрузка на единицу длины испытанного образца, вызывающая горизонтальное перемещение $h/10$;

h - общая высота образца;

δ - горизонтальное перемещение верхней полки в направлении действия силы F .

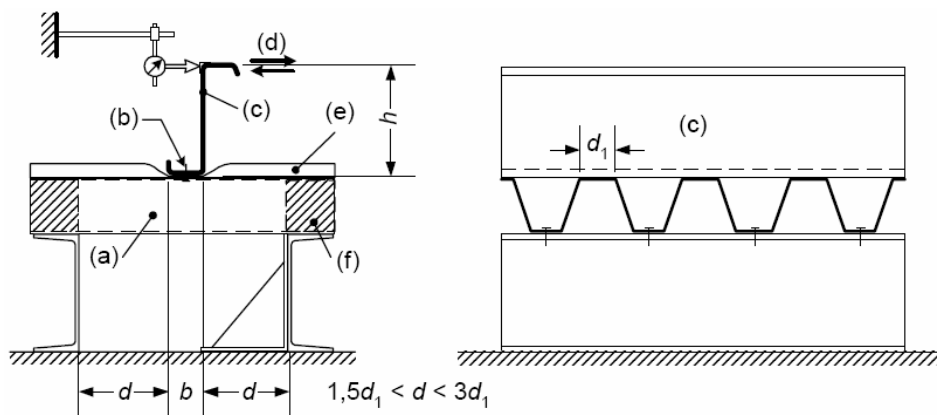
(4) Для оценки результатов испытаний следующие параметры должны быть приняты как переменные:

- количество креплений на единицу длины образца;
- тип креплений;
- изгибная жесткость балки в зависимости от ее толщины;
- изгибная жесткость нижней полки настила в зависимости от ее толщины;
- расположение креплений на полке настила;
- расстояние от креплений до центра поворота балки;
- общая высота балки;
- наличие изоляции между балкой и настилом.



(а) настил, (b) метиз крепления, (с) профиль, (d) нагрузка, (е) жесткая опора

а) Вариант 1



(а) настил, (b) метиз крепления, (с) профиль, (d) нагрузка, (е) изоляция, если имеется, (f) деревянные заглушки.

б) Вариант 2

Рисунок А.11: Экспериментальное определение жесткостей K_A и K_B .

А.6 Обработка результатов испытаний

А.6.1 Общие положения

(1) Образец при испытании должен рассматриваться как разрушенный, если приложенные испытательные нагрузки достигли максимальных значений, или если деформации превысили установленные пределы.

(2) Деформации элементов должны удовлетворять следующим условиям:

$$\delta \leq L/50 \quad \dots(A.6)$$

$$\alpha \leq 1/50 \quad \dots(A.7)$$

где:

δ - максимальный горизонтальный прогиб балки пролетом L ;

α - угол наклона конструкции.

(3) При испытании соединений или частей, в которых необходима точная оценка больших деформаций (например, характеристик момент-поворот на консолях), развитие деформации в течение испытаний ограничивать не следует.

(4) Соответствующий уровень безопасности должен соблюдаться при пластичной и хрупкой формах разрушения. Так как хрупкие формы разрушения обычно не проявляются при крупномасштабных испытаниях, то в случае необходимости должны быть проведены дополнительные детальные испытания.

Замечание: Это частый случай для соединений.

А.6.2 Корректировка результатов испытаний

(1) Результаты испытаний должны быть приблизительно скорректированы для того, чтобы учесть отличия между измеренными характеристиками образцов при их испытаниях и номинальными значениями.

(2) Измеренный базовый предел текучести $f_{yb,obs}$ не должен отличаться более, чем на 25% от номинального базового предела текучести f_{yb} , т.е. $f_{yb,obs} \geq 0,75 f_{yb}$.

(3) Измеренная толщина t_{obs} не должна превышать номинальную толщину материала t_{nom} (см. 3.2.4) более, чем на 12%.

(4) Корректировки должны быть сделаны в отношении измеренных значений толщины материала $t_{obs,cor}$ и базового предела текучести $f_{yb,obs}$ для всех испытаний, кроме тех, где эти величины использовались в расчетной модели в случае, не требующем выполнения указаний (5).

(5) Скорректированная величина $R_{adj,i}$ как результат испытания i должна быть определена на основе результата испытаний $R_{obs,i}$, используя выражение:

$$R_{adj,i} = R_{obs,i} / \mu_R, \quad \dots(A.8)$$

в котором μ_R – скорректированный коэффициент сопротивления:

$$\mu_R = \left(\frac{f_{yb,obs}}{f_{yb}} \right)^\alpha \left(\frac{t_{obs,cor}}{t_{cor}} \right)^\beta \quad \dots(A.9)$$

(6) Показатель степени α выражения (А.9) принимают следующим образом:

$$_ \text{ if } f_{yb,obs} \leq f_{yb} : \quad \alpha = 0$$

$$_ \text{ if } f_{yb,obs} > f_{yb} : \quad \alpha = 1$$

Для профилированных листов или кассетных профилей, в которых сжатые элементы имеют такие большие значения отношений b_p/t , при которых потеря местной устойчивости является формой разрушения: $\alpha=0,5$.

(7) Показатель степени β в выражении (А.9) принимают следующим образом:

$$_ \text{ if } t_{obs,cor} \leq t_{cor} : \quad \beta = 1$$

$$_ \text{ if } t_{obs,cor} > t_{cor} :$$

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

- для испытаний профилированных листов или кассетных профилей: $\beta = 2$
- для испытаний элементов, конструкции или их частей:

- _ if $b_p/t \leq (b_p/t)_{lim}$: $\beta = 1$
- _ if $b_p/t > 1,5(b_p/t)_{lim}$: $\beta = 2$
- _ if $(b_p/t)_{lim} < b_p/t < 1,5(b_p/t)_{lim}$: β принимают по линейной интерполяции

предельное отношение ширины к толщине $(b_p/t)_{lim}$ определяется по формуле:

$$(b_p/t)_{lim} = 0,64 \sqrt{\frac{E k_\sigma}{f_{yb}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb} / \gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}} \cong 19,1 \varepsilon \sqrt{k_\sigma} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb} / \gamma_{M1}}{\sigma_{com,Ed}}} \quad \dots(A.10)$$

где:

- b_p - номинальная ширина плоского элемента;
- k_σ - соответствующий коэффициент потери устойчивости из таблицы 4.1 или 4.2 EN 1993-1-5;
- $\sigma_{com,Ed}$ - наибольшее расчетное сжимающее напряжение в этом элементе, когда сопротивление сечения реализовано.

Замечание: Величину, определяемую по А.6.2 можно не учитывать, если в отчете об испытании образцов с $t_{obs,cor} / t_{cor} \leq 1,06$, результат испытаний $R_{obs,i}$ превышает $R_{adj,i}$ не более чем в 1,02 раза.

А.6.3 Характеристические величины

А.6.3.1 Общие положения

(1) Характеристические величины могут определяться статистически, при условии наличия не менее 4 результатов испытаний.

Замечание: Обычно предпочтительно иметь большее число результатов испытаний, особенно при относительно широком разбросе величин.

(2) Если число результатов испытаний не более 3, может быть использован метод, приведенный в А.6.3.3.

(3) Минимальное характеристическое значение должно определяться, используя следующие требования. Если требуется максимальное или главное характеристическое значение, оно должно определяться с использованием соответствующего преобразования требований в отношении минимальной характеристической величины.

(4) Характеристическая величина R_k , полученная на основе не менее 4 испытаний, может быть определена из выражения:

$$R_k = R_m \pm k s \quad \dots(A.11)$$

где:

- s - стандартное отклонение результатов испытаний;
- k - коэффициент, учитывающий объем выборки, см. таблицу А.2;
- R_m - среднее арифметическое значение по результатам испытаний R_{adj} ;

Знак (+) или (-) должен быть выбран для данной рассчитываемой величины.

Замечание: Как правило, для характеристического значения прочности должен быть взят знак (-), а для характеристического значения поворота, например, могут быть приняты оба знака.

(5) Стандартное отклонение s может определяться как:

$$s = \left[\sum_{i=1}^n (R_{\text{adj},i} - R_m)^2 / (n-1) \right]^{0,5} \equiv \left[\left[\sum_{i=1}^n (R_{\text{adj},i})^2 - (1/n) \left(\sum_{i=1}^n R_{\text{adj},i} \right)^2 \right] / (n-1) \right]^{0,5} \quad \dots(\text{A.12})$$

где:

$R_{\text{adj},i}$ - соответствующий результат i -го испытания;
 n - число испытаний.

Таблица А.2: Значения коэффициента k

n	4	5	6	8	10	20	30	∞
k	2,63	2,33	2,18	2,0	1,92	1,76	1,73	1,64

А.6.3.2 Характеристические значения для серии испытаний

(1) Серии испытаний, проводимые на каком-то количестве подобных конструкций, их частей, элементов, листов или других составляющих конструкций, в которых один или несколько параметров отличаются, могут рассматриваться как единое семейство испытаний при условии, что все они имеют одинаковую форму разрушения. Параметры, которые могут отличаться, включают размеры поперечного сечения, пролеты, толщину и прочность материала.

(2) Характеристические сопротивления R_k элементов этого семейства могут определяться на основе соответствующей расчетной зависимости, связывающей результаты испытаний со всеми упомянутыми выше параметрами. Эта расчетная зависимость может быть основана на соответствующих уравнениях строительной механики, либо определяется эмпирическим путем.

(3) Расчетная зависимость должна быть дополнена коэффициентами, позволяющими оптимизировать корреляцию результатов испытаний для более точного и практического определения характеристического сопротивления.

Замечание: Информация об этой методике приведена в Приложении D EN 1990.

(4) Для того, чтобы рассчитать стандартное отклонение s , каждый результат испытаний сначала должен быть нормализован путем его деления на соответствующую величину, полученную из расчетной зависимости. Если расчетную зависимость преобразовать, как указано в (3), среднее арифметическое значение нормализованных результатов испытаний будет определено. Число испытаний n должно быть равно общему числу испытаний в семействе.

(5) Для семейства, состоящего из четырех и более испытаний, характеристическое сопротивление R_k должно затем быть получено из выражения (А.11), приняв R_m равным величине, полученной из расчетной зависимости и используя коэффициент k

из таблицы А.2, соответствующий общему количеству испытаний в семействе.

А.6.3.3 Характеристические значения, основанные на малом количестве испытаний

(1) Если проведено только одно испытание, характеристическое сопротивление R_k определяется на основе результата испытаний R_{adj} :

$$R_k = 0,9 \eta_k R_{adj} \quad \dots(A.13)$$

где коэффициент η_k должен приниматься в зависимости от формы разрушения:

- при пластическом разрушении: $\eta_k = 0,9$;
- при развитии чрезмерных деформаций: $\eta_k = 0,9$;
- при потере местной устойчивости: $\eta_k = 0,8 \dots 0,9$ в зависимости от ее влияния на общую работу при испытаниях;
- при общей потере устойчивости: $\eta_k = 0,7$.

(2) Для семейства из двух или трех испытаний, при условии, что каждый соответствующий результат испытаний $R_{adj,i}$ отличается в пределах $\pm 10\%$ от значения R_m по результатам испытаний, характеристическое сопротивление R_k должно определяться следующим образом:

$$R_k = \eta_k R_m \quad \dots(A.14)$$

(3) Характеристические значения жесткости (такие как изгибная или крутильная жесткость) могут быть взяты как среднее арифметическое значение не менее двух испытаний, при условии, что каждый результат испытаний отличается в пределах $\pm 10\%$ от среднего арифметического значения.

(4) В случае проведения единственного испытания характеристическое значение жесткости уменьшают до 0,95 или увеличивают до 1,05 в неблагоприятную сторону.

А.6.4 Расчетные значения

(1) Расчетное значение сопротивления R_d должно устанавливаться на основе соответствующего характеристического значения R_k , определенного по результатам испытаний:

$$R_d = \eta_{sys} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \dots(A.15)$$

где:

- η_{sys} - частный коэффициент надежности;
- γ_M - коэффициент условий работы, учитывающий отличия работы материала в условиях испытаний и эксплуатации.

(2) Величина η_{sys} должна определяться в зависимости от модели испытаний.

(3) Для настилов и других профилей, испытание которых осуществляется с использованием известных стандартных методик (включая А.3.2.1 для испытаний коротких стоек, А.3.3 для испытаний на растяжение и А.3.4 для испытаний на изгиб), η_{sys} может быть принят равным 1,0. Для испытаний балок, закрепленных от кручения, приведенных в разделе А.5, η_{sys} может быть также принят равным 1,0.

(4) Для других видов испытаний, в которых возможен фактор нестабильности или работа конструкций или их частей не может быть исследована достаточно путем испытаний, величина η_{sys} должна приниматься с учетом реальных условий

испытаний для того, чтобы достигнуть необходимой надежности.

Замечание: Частный коэффициент безопасности γ_M может быть приведен в Национальном Приложении. Кроме значений, приведенных в Приложении D EN 1990, рекомендуется использовать значения γ_M , приведенные в разделах 2 или 8.

А.6.5 Эксплуатационная пригодность

(1) Должны обеспечиваться требования, приведенные в разделе 7.

Приложение В (справочное) - Долговечность соединений

(1) Для конструкций классов I, II и III может быть использована таблица В.1.

Таблица В.1 Материал метизов крепления с учетом коррозионной среды (только для крепления листовых материалов). Рассматривается только вероятность коррозии. Классификация среды принята согласно EN ISO 12944-2

Классификация среды	Материал листа	Материал метиза крепления					
		Алюминий	Электролитно-цинкованная сталь. Толщина покрытия не менее 7 мкм	Горячеоцинкованная сталь ^b . Толщина покрытия не менее 45 мкм	Нержавеющая упрочненная сталь. 1.4006 ^d	Нержавеющая сталь. 1.4301 ^d 1.4436 ^d	Сплав ^a
C1	A,B,C	x	x	x	x	x	x
	D,E,S	x	x	x	x	x	x
C2	A	x	-	x	x	x	x
	C,D,E	x	-	x	x	x	x
	S	x	-	x	x	x	x
C3	A	x	-	x	-	x	x
	C,E	x	-	x	(x) ^c	(x) ^c	-
	D	x	-	x	-	(x) ^c	x
	S	-	-	x	x	x	x
C4	A	x	-	(x) ^c	-	(x) ^c	-
	D	-	-	x	-	(x) ^c	-
	T	x	-	x	-	(x) ^c	-
	S	-	-	x	-	x	x
C5-1	A	x	-	-	-	(x) ^c	-
	D ^f	-	-	x	-	(x) ^c	-
	S	-	-	-	-	x	-
C5-M	A	x	-	-	-	(x) ^c	-
	D ^f	-	-	x	-	(x) ^c	-
	S	-	-	-	-	x	-

Примечание. Метизы из стали без покрытия могут использоваться в коррозионной среде класса C1.

A – Алюминий независимо от покрытия поверхности

B – Стальной лист без покрытия

C – Горячеоцинкованная сталь (Z275) или сталь с алюмоцинковым покрытием

- Материал не рекомендуется для коррозионной среды

a – относится только к заклепкам

b – относится только к винтам и гайкам

- | | |
|--|--|
| (AZ150) | |
| D – Горячеоцинкованная сталь с лакокрасочным или полимерным покрытием | c – изолирующая шайба из долговечного материала между листом и метизом |
| E – Стальной лист с алюмоцинковым покрытием (AZ185) | d – нержавеющая сталь EN 10088 |
| S – Нержавеющая сталь | e – вероятность обесцвечивания |
| X – Тип материала, рекомендуемый с точки зрения коррозии | f – всегда проверяется у поставщика листа |
| (X) – Тип материала, рекомендуемый с точки зрения коррозии только при специфических условиях | |

(2) Классификация внешней среды представлена в таблице В.2 в соответствии с EN 12944-2.

Таблица В.2: Категории атмосферной среды с точки зрения коррозии согласно EN ISO 12944-2 и примеры типичных сред

Категория коррозионной среды	Уровень коррозионности	Примеры типичных сред в температурном климате (информативно)	
		внешняя	внутренняя
C1	Очень низкий	-	Отапливаемые здания с чистой атмосферой (офисы, магазины, школы, отели)
C2	Низкий	Атмосфера с низким уровнем загрязнения. В основном в сельской местности	Неотапливаемые здания, где возможно образование конденсата (склады, спортзалы)
C3	Средний	Городская и промышленные атмосферы, с умеренным содержанием сернистого ангидрида. Области побережья с низким содержанием солей	Производственные помещения с высокой влажностью и некоторыми выделениями в воздух, например, предприятия по изготовлению пищи, прачечные, пивоварни
C4	Высокий	Промышленные зоны и побережье со средним содержанием соли	Химические заводы, плавательные бассейны, эллинги для судов
C5-1	Очень высокий (промышленный)	Промышленные зоны с высокой влажностью и агрессивной атмосферой	Здания или районы с почти постоянным конденсатом и высоким загрязнением воздуха
C5-M	Очень высокий (морской)	Прибрежные и приморские районы с высоким содержанием соли	Здания или районы с почти постоянным конденсатом и большим загрязнением воздуха

Приложение С (справочное) – Постоянные поперечного сечения тонкостенных профилей

С.1 Открытые поперечные сечения

(1) Разделить поперечное сечение на n частей. Нумерация частей – от 1 до n . Обозначить узлы между частями. Номера узлов – от 0 до n . Часть i затем ограничивается узлами $i-1$ и i . Дать узлы, координаты и толщину (эффективную).

Узлы и части $j=0 \dots n$ $i = 1 \dots n$

Площадь поперечного сечения частей

$$dA_i = \left[t_i \cdot \sqrt{(y_i - y_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2} \right]$$

Площадь поперечного сечения

$$A = \sum_{i=1}^n dA_i$$

Рисунок С.1. Узлы поперечного сечения

сечения

Статический момент и координата центра тяжести сечения относительно оси y - y

$$S_{y0} = \sum_{i=1}^n (z_i + z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad z_{gc} = \frac{S_{y0}}{A}$$

Момент инерции сечения относительно начальной оси y и новой оси y , проходящий через центр тяжести сечения

$$I_{y0} = \sum_{i=1}^n \left[(z_i)^2 + (z_{i-1})^2 + z_i \cdot z_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3} \quad I_y = I_{y0} - A \cdot z_{gc}^2$$

Статический момент и координата центра тяжести сечения относительно оси z

$$S_{z0} = \sum_{i=1}^n (y_i + y_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad y_{gc} = \frac{S_{z0}}{A}$$

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Момент инерции сечения относительно начальной оси z и новой оси z , проходящей через центр тяжести сечения

$$I_{z0} = \sum_{i=1}^n \left[(y_i)^2 + (y_{i-1})^2 + y_i \cdot y_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3} \quad I_z = I_{z0} - A \cdot y_{gc}^2$$

Суммарный момент инерции сечения относительно осей y и z и новых осей, проходящих через центр тяжести:

$$I_{yz0} = \sum_{i=1}^n (2 \cdot y_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2 \cdot y_i \cdot z_i + y_{i-1} \cdot z_i + y_i \cdot z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad I_{yz} = I_{yz0} - \frac{S_{y0} \cdot S_{z0}}{A}$$

Главная ось

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2I_{yz}}{I_z - I_y} \right) \text{ if } (I_z - I_y) \neq 0 \text{ otherwise } \alpha = 0$$

$$I_{\xi} = \frac{1}{2} \cdot \left[I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2} \right]$$

$$I_{\eta} = \frac{1}{2} \cdot \left[I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \cdot I_{yz}^2} \right]$$

Секториальные координаты

$$\omega_0 = 0 \quad \omega_{0_i} = y_{i-1} \cdot z_i - y_i \cdot z_{i-1} \quad \omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0_i}$$

Значение секториальной координаты

$$I_{\omega} = \sum_{i=1}^n (\omega_{i-1} + \omega_i) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad \omega_{mean} = \frac{I_{\omega}}{A}$$

Секториальные постоянные

$$I_{y\omega} = \sum_{i=1}^n (2 \cdot y_{i-1} \cdot \omega_{i-1} + 2 \cdot y_i \cdot \omega_i + y_{i-1} \cdot \omega_i + y_i \cdot \omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad I_{y\omega} = I_{y\omega} - \frac{S_{z0} \cdot I_{\omega}}{A}$$

$$I_{z\omega} = \sum_{i=1}^n (2 \cdot \omega_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2 \cdot \omega_i \cdot z_i + \omega_{i-1} \cdot z_i + \omega_i \cdot z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad I_{z\omega} = I_{z\omega} - \frac{S_{y0} \cdot I_{\omega}}{A}$$

$$I_{\omega\omega} = \sum_{i=1}^n \left[(\omega_i)^2 + (\omega_{i-1})^2 + \omega_i \cdot \omega_{i-1} \right] \cdot \frac{dA_i}{3} \quad I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega} - \frac{I_{\omega}^2}{A}$$

Центр сдвига

$$y_{sc} = \frac{I_z \omega I_z - I_y \omega I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad z_{sc} = \frac{-I_y \omega I_y + I_z \omega I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad (I_y I_z - I_{yz}^2 \neq 0)$$

Постоянная деформации

$$I_w = I_{\omega\omega} + z_{sc} \cdot I_{y\omega} - y_{sc} \cdot I_{z\omega}$$

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Постоянные кручения

$$I_t = \sum_{i=1}^n dA_i \cdot \frac{(t_i)^2}{3} \quad W_t = \frac{I_t}{\min(t)}$$

Секториальная координата центра сдвига

$$\omega_{s_j} = \omega_j - \omega_{mean} + z_{sc} \cdot (y_j - y_{gc}) - y_{sc} \cdot (z_j - z_{gc})$$

Максимальная секториальная координата и модуль депланации

$$\omega_{max} = \max(|\omega_s|) \quad W_w = \frac{I_w}{\omega_{max}}$$

Расстояние между центром сдвига и центром тяжести

$$y_s = y_{sc} - y_{gc} \quad z_s = z_{sc} - z_{gc}$$

Полярный момент инерции сечения относительно центра сдвига

$$I_p = I_y + I_z + A(y_s^2 + z_s^2)$$

Коэффициенты асимметрии z_i и y_i

$$z_j = z_s - \frac{0.5}{I_y} \cdot \sum_{i=1}^n \left[(z_{c_i})^3 + z_{c_i} \cdot \left[\frac{(z_i - z_{i-1})^2}{4} + (y_{c_i})^2 + \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{12} \right] + y_{c_i} \cdot \frac{(y_i - y_{i-1}) \cdot (z_i - z_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i$$

$$y_j = y_s - \frac{0.5}{I_z} \cdot \sum_{i=1}^n \left[(y_{c_i})^3 + y_{c_i} \cdot \left[\frac{(y_i - y_{i-1})^2}{4} + (z_{c_i})^2 + \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{12} \right] + z_{c_i} \cdot \frac{(z_i - z_{i-1}) \cdot (y_i - y_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i$$

где координаты центра частей поперечного сечения относительно центра сдвига равны

$$y_{c_i} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2} - y_{gc} \quad z_{c_i} = \frac{z_i + z_{i-1}}{2} - z_{gc}$$

Замечание: $z_j = 0$ ($y_j = 0$) для поперечных сечений, если ось y (ось z) является осью симметрии, см. рис. С.1.

С.2 Постоянные открытого поперечного сечения с отгибами на полках

(1) Для поперечных сечений с отгибами может быть использована формула из С.1. Однако, следует перейти от отгиба с толщиной $t=0$ к следующей части с толщиной $t \neq 0$, см. свес 3-4-5 и 6-7, на рис. С.2. Профиль с отгибами является сечением, где более чем две части соединяются вместе в одной точке.

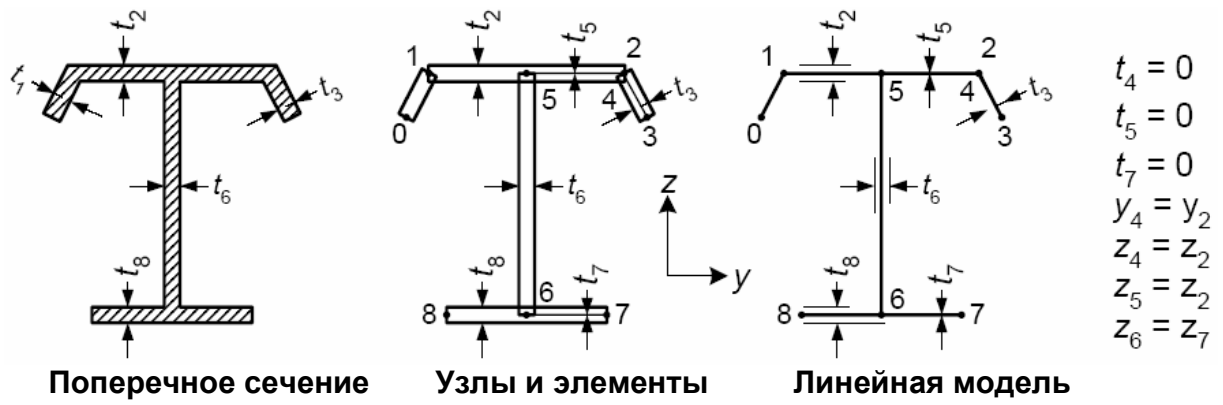


Рисунок С.2 Узлы и части поперечного сечения с отгибами

С.3 Постоянная кручения и центр сдвига замкнутой части поперечного сечения

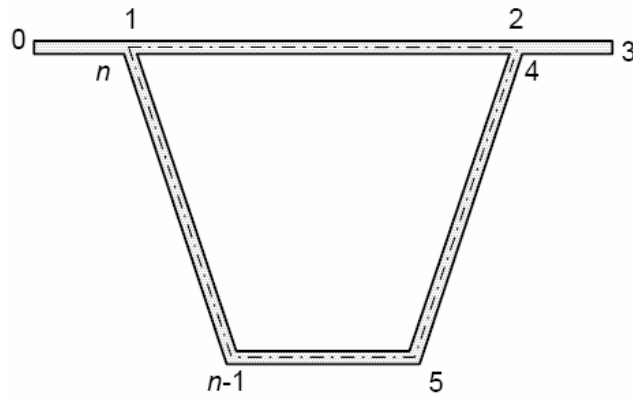


Рисунок С.3 Поперечное сечение с замкнутой частью

(1) Для симметричного или асимметричного сечения с замкнутой частью, рис. С.3, постоянные кручения определяются следующим образом:

$$I_t = \frac{4A_t^2}{S_t} \quad \text{и} \quad W_t = 2 A_t \min(t_i)$$

где

$$A_t = 0,5 \sum_{i=2}^n (y_i - y_{i-1})(z_i + z_{i-1})$$

$$S_t = \sum_{i=2}^n \frac{\sqrt{(y_i - y_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2}}{t_i} \quad (t_i \neq 0)$$

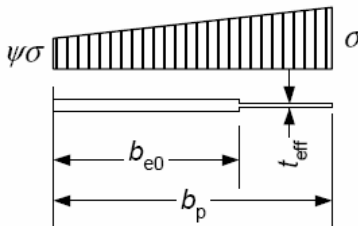
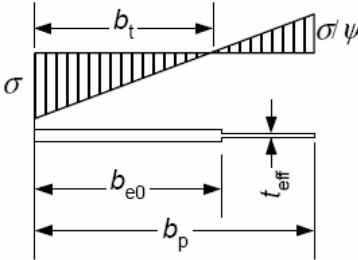
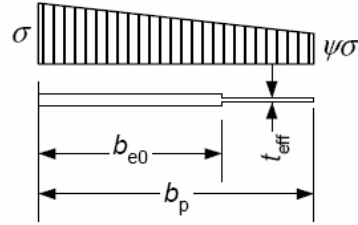
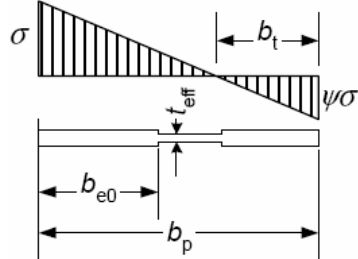
**Приложение D (справочное) – Смешанный метод
определения эффективной ширины и эффективной
толщины для отдельностоящих элементов**

(1) Это приложение дает вариант методики определения эффективной ширины, приведенной в 5.5.2 для отдельностоящих сжатых элементов. Эффективная площадь элемента состоит из участка с эффективной шириной b_{e0} и участка с эффективной толщиной t_{eff} на остальной ширине элемента с полной шириной b_p , см. таблицу D.1.

При вычислении коэффициента потери устойчивости k_σ по таблице D 1 исходные параметры - условная гибкость ρ и редуцированный коэффициент ρ - определяются по указаниям 5.5.2, а коэффициент соотношения напряжений ψ , используемый для вычисления коэффициента потери устойчивости k_σ может определяться на основе распределения напряжений в полном поперечном сечении.

(2) Сопротивление профиля должно определяться, допуская распределение напряжений по сечению в пределах упругости.

Таблица D.1: Отдельностоящие сжатые элементы

Максимальное сжатие на свободном продольном крае		
Распределение напряжений	Эффективные ширина и толщина	Коэффициент устойчивости
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{e0} = 0,42b_p$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75)t$	$1 \geq \psi \geq -2$ $k_\sigma = \frac{1,7}{3 + \psi}$
	$\psi < 0$ $b_{e0} = \frac{0,42b_p}{(1 - \psi)} + b_t < b_p$ $b_t = \frac{\psi b_p}{(\psi - 1)}$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75 - 0,15\psi)t$	$-2 > \psi \geq -3$ $k_\sigma = 3,3(1 + \psi) + 1,25\psi^2$
		$\psi < -3$ $k_\sigma = 0,29(1 - \psi)^2$
Максимальное напряжение на опертом продольном крае		
Распределение напряжений	Эффективные ширина и толщина	Коэффициент устойчивости
	$1 \geq \psi \geq 0$ $b_{e0} = 0,42b_p$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75)t$	$1 \geq \psi \geq 0$ $k_\sigma = \frac{1,7}{1 + 3\psi}$
	$\psi < 0$ $b_{e0} = \frac{0,42b_p}{(1 - \psi)}$ $b_t = \frac{\psi b_p}{(\psi - 1)}$ $t_{eff} = (1,75\rho - 0,75)t$	$0 \geq \psi \geq -1$ $k_\sigma = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
		$\psi < -1$ $k_\sigma = 5,98(1 - \psi)^2$

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Приложение Е (справочное) – Приближенный расчет прогонов

(1) Прогонь C-образного, Z-образного и \square -образного сечений с дополнительными элементами жесткости или без них на стенке или полке могут быть рассчитаны по (2) – (4), при выполнении следующих условий:

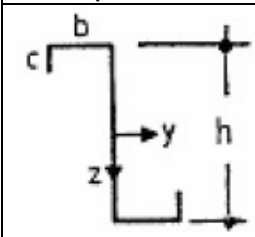
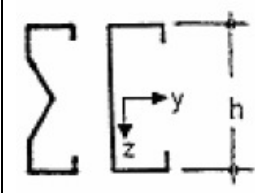
- размеры поперечного сечения находятся в пределах, указанных в таблице Е.1;
- прогоны закреплены из плоскости трапециевидным настилом, причем горизонтальное закрепление является полным и удовлетворяющим условиям по уравнению (10.1а);
- прогоны закреплены от поворота трапециевидным настилом и удовлетворены условия, приведенные в таблице Е.1;
- прогоны имеют равные пролеты и равномерно нагружены.

Этот метод не может быть использован:

- для систем, использующих стержни от провисания;
- для консолей и систем с нахлестом;
- если приложены осевые силы N_{Ed} .

Замечание: Ограничение и допустимость использования этого метода могут быть приведены в Национальном Приложении.

Таблица Е.1 Ограничения в случае применения приближенного метода расчета и другие интервалы значений из таблицы 5.1 и раздела 5.2
(ось y параллельна и ось z перпендикулярна верхней полке)

прогоны	t (мм)	b/t	h/t	h/b	c/t	b/c	L/h
	$\geq 1,25$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15
	$\geq 1,25$	≤ 55	≤ 160	$\leq 3,43$	≤ 20	$\leq 4,0$	≥ 15

(2) Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} должно удовлетворять условию

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

$$\frac{M_{Ed}}{M_{LT,Rd}} \leq 1 \quad \dots(\text{E.1})$$

где:

$$M_{LT,Rd} = \left(\frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right) W_{eff,y} \frac{\chi_{LT}}{k_d} \quad \dots(\text{E.2})$$

$W_{\text{eff},y}$ - момент сопротивления эффективного поперечного сечения относительно оси y ;

χ_{LT} - редуцированный коэффициент, учитывающий потерю устойчивости из плоскости от кручения и зависящий от λ_{LT} в соответствии с 6.2.3, где α_{LT} заменяется на $\alpha_{\text{LT,eff}}$;

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \sqrt{\frac{W_{\text{eff},y} f_y}{M_{\text{cr}}}} \quad \dots(\text{E.3})$$

$$\alpha_{\text{LT,eff}} = \alpha_{\text{LT}} \sqrt{\frac{W_{\text{el},y}}{W_{\text{eff},y}}} \quad \dots(\text{E.4})$$

α_{LT} - коэффициент, учитывающий несовершенства по 6.2.3;

$W_{\text{el},y}$ - момент сопротивления полного поперечного сечения относительно оси y ;

k_d - коэффициент, учитывающий, что часть прогона не раскреплена, и определяемый по уравнению (E.5) и таблице E.2;

$$k_d = \left(a_1 - a_2 \frac{L}{h} \right), \text{ but } \geq 1.0 \quad \dots(\text{E.5})$$

a_1, a_2 - коэффициенты из таблицы E.2;

L - пролет прогона;

h - общая высота прогона

Таблица E.2: Коэффициенты a_1 и a_2 для уравнения (E.5)

Система	Z-образный прогон		С-образный прогон		□-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 нагрузку вниз	1,0	0	1,6	0,020	1,6	0,020

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Неразрезная балка нагрузка вверх	1,4	0,01	2,7	0,040	1,0	0
--	-----	------	-----	-------	-----	---

(3) Редукционный коэффициент χ_{LT} может быть взят из уравнения (Е.6), если однопролетная балка работает под нагрузкой, действующей вниз, или если удовлетворяется уравнение (Е.7)

$$\chi_{LT} = 1,0 \quad \dots(\text{E.6})$$

$$C_D \geq \frac{M_{el,u}^2}{EI_v} k_\vartheta \quad \dots(\text{E.7})$$

где:


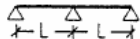
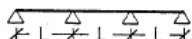
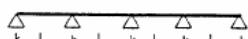
$M_{el,u} = W_{el,u} \cdot f_y$ - момент в полном поперечном сечении относительно главной оси u в пределах упругости; $\dots(\text{E.8})$

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

k_ϑ - коэффициент, учитывающий статическую систему прогона, по таблице Е.3.

Замечание: Для С-образных и Σ -образных прогонов с равными полками $I_v = I_z$, $W_u = W_y$ и $M_{el,u} = M_{el,y}$. Условные обозначения осей поперечного сечения показаны на рис. 1.7 и в разделе 1.6.4.

Таблица Е.3: Коэффициенты k_ϑ

Статическая схема	Нагрузка вниз	Нагрузка вверх
	-	0,210
	0,07	0,029
	0,15	0,066
	0,10	0,053

(5) (4) Редукционный коэффициент χ_{LT} должен рассчитываться согласно 3.2.4, используя $\alpha_{LT,eff}$ для случаев, которые не рассматриваются в (3). Критический момент при упругой изгибно-крутильной форме потери устойчивости M_{cr} равен:

$$M_{cr} = \frac{k}{L} \sqrt{GI_t^* EI_v} \quad \dots(\text{E.9})$$

где:

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

I_t^* - фиктивная постоянная кручения Сен-Венана, учитывающая эффективность закрепления от кручения, равная:

$$I_t^* = I_t + C_D \frac{L^2}{\pi^2 G} \quad \dots(\text{E.10})$$


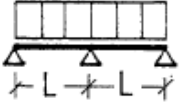
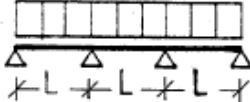

где:

I_t - постоянная кручения Сен-Венана для прогона;

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

$C_{D,A}$ и $C_{D,C}$ жесткости при кручении по 10.1.5.2;
 $C_{D,B}$ – жесткость прогона при деформации поперечного сечения по 10.1.5.1. $C_{D,B} = K_B h^2$, где h - высота прогона, K_B - по 10.1.5.1;
 k коэффициент, учитывающий потерю устойчивости из плоскости при кручении, по таблице Е.4.

Таблица Е.4: Коэффициент k потери устойчивости балки 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

СТБ ЕН 1993-1-3 – 200_ (Е) _ПР_1

Приложение F (справочное) – Сведения о соответствии европейских стандартов, на которые даны ссылки, государственным стандартам, принятым в качестве идентичных государственных стандартов

Таблица F.1

Обозначение и наименование европейского стандарта	Степень соответствия	Обозначение и наименование государственного стандарта
ЕН 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.	IDT	СТБ ЕН 1990-2007 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций
ЕН 1991 Еврокод. Воздействия на конструкции	IDT	СТБ ЕН 1991 Еврокод. Воздействия на конструкции
ЕН 1993-1-1 Еврокод. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.	IDT	СТБ ЕН 1993-1-1 (ПРОЕКТ) Еврокод. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

Национальное приложение к ЕН 1993-1-3 (обязательное)

В настоящем приложении приведены параметры, отмеченные в примечаниях в тексте

ЕН 1993-1-3, устанавливаемые на национальном уровне и предназначенные для проектирования стальных холодногнутых элементов и профилированных листов на территории Республики Беларусь.

2(3)Р Частные коэффициенты безопасности по материалу для стальных конструкций зданий следует принимать:

γ_{M0} , γ_{M1} – по таблице 2* СНиП 23-II;

γ_{M2} – равным 1,3.

2(5) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

3.1(3) Примечание 1 Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

3.1(3) Примечание 2 Правила проектирования ЕН 1993-1-3 распространяются так же на конструкции из сталей по ГОСТ 27772, приведенные в таблице 51* СНиП 23-II.

3.2.4(1) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

5.3(4) Примечание Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.3(5) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.3(13) Таблица 8.1 Принята по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.3(13) Таблица 8.2 Принята по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.3(13) Таблица 8.3 Принята по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.3(13) Таблица 8.4 Принята по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.4(5) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

8.5.1(4) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

9(2) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

10.1.1(1) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

10.1.4.2(1) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

А.1(1) Приложение 2 Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

А.1(1) Приложение 3 Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

А.6.4(4) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.

Е(1) Принято по ЕН 1993-1-3 без изменения и дополнения.