

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
1-1 бөлімі. Ғимараттарға арналған жалпы ережелер

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила для зданий

ҚР НТҚ 03-01-1.1-2011
НТП РК 03-01-1.1-2011

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй–коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно–коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства
национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1. ӘЗІРЛЕГЕН: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «Астана Строй-Консалтинг» ЖШС
2. ҰСЫНҒАН: Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитеті
3. БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛГЕН: Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. Разработан: АО «КазНИИСА», ТОО «Астана Строй-Консалтинг»
2. Представлен: Комитетом по делам строительства, жилищно – коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. Принят и введен в действие: Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органның рұқсатысыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

СОДЕРЖАНИЕ

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.....	1
1.1 Область применения.....	1
1.2 Нормативные ссылки.....	4
1.3 Условия применения.....	4
1.4 Различия между принципами и правилами проектирования.....	4
1.5 Термины и определения.....	5
1.6 Обозначения.....	5
1.7 Условные обозначения осей элементов.....	5
2 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ.....	7
2.1 Общие положения.....	7
2.2 Требования к расчету.....	7
2.3 Принципы расчета по предельным состояниям.....	7
2.4 Базисные переменные.....	8
2.5 Расчет по методу частных коэффициентов безопасности.....	8
2.6 Расчет на основе испытаний.....	9
3 ТРЕБОВАНИЯ К МАТЕРИАЛАМ	9
3.1 Основные положения	9
3.2 Требования по физико-механические свойства стали и их расчетные значения.....	10
3.3 Требования по пластичности.....	12
3.4 Требования по хрупкому разрушению.....	134
3.5 Требования к свойствам стали в направлении толщины проката.....	135
3.6 Классификация и различия конструкционных европейских сталей.....	14
3.7 Требования к деталям соединений.....	16
3.8 Требования к изделиям заводского изготовления.....	17
3.9 Требования по допускам.....	179
4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ.....	235
5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ.....	257
5.1 Общие положения.....	257
5.2 Моделирование сооружений для расчета.....	257
5.3 Общий расчет.....	313
5.4 Несовершенства.....	368
5.5 Методы расчета с учетом нелинейных свойств материалов.....	52

5.6 Классификация поперечных сечений.....	57
5.7 Требования к поперечным сечениям при пластическом общем расчете.....	65
6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ.....	81
6.1 Общие положения	81
6.2 Частные коэффициенты безопасности.....	81
6.3 Характеристики поперечных сечений при расчетах по прочности.....	819
6.4 Центральнo-растянутые элементы.....	95
6.5 Центральнo-сжатые элементы.....	103
6.6 Изгибаемые элементы.....	106
6.7 Элементы, подверженные действию поперечной силы.....	10110
6.8 Элементы, подверженные кручению.....	1087
6.9 Элементы, подверженные действию изгибающего момента и поперечной силы.....	1187
6.10 Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом.....	12332
6.11 Элементы, подверженные действию изгибающего момента, поперечной и осевой силы.....	13039
7 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ: НЕСУЩАЯ СПОСНОСТЬ ЭЛЕ- МЕНТОВ ПО УСТОЙЧИВОСТИ	1355
7.1 Центральнo-сжатые элементы постоянного сечения.....	1355
7.2 Изгибаемые элементы постоянного сечения.....	14252
7.3 Сжато-изгибаемые (внецентренно сжатые) элементы постоянного сечения.....	15262
7.4 Общий метод проверки устойчивости элементов при продольном изгибе и плоской форме изгиба.....	1655
7.5 Потеря устойчивости плоской формы изгиба элементов с пластическими шарнирами.....	1667
8 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ: СЖАТЫЕ СКВОЗНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОСТОЯННОГО СЕЧЕНИЯ.....	16980
8.1 Общие положения.....	16980
8.2 Сжатые элементы с раскосной решеткой.....	17182
9 ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ ПРИГОДНОСТЬ.....	1813
9.1 Общие положения.....	1813
9.2 Ограничения при расчете зданий по вертикальным деформациям (прогибам).....	1824

9.3 Ограничения при расчете зданий по горизонтальным деформациям (перемещениям).....	1835
9.4 Ограничения при расчете зданий по динамическим эффектам (колебаниям).....	1846
10 ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ k_{ij}	1868
10.1 Общие положения.....	1868
10.2 Альтернативный метод 1 (см. Приложение А СН РК EN 1993-1-1).....	1868
10.3 Альтернативный метод 2 (см. Приложение В СН РК EN 1993-1-1).....	201
11 ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ.....	1925
11.1 Общие положения.....	1925
11.2 Статический расчет с учетом нелинейных свойств материалов.....	1925
11.3 Упрощенные предпосылки расчета неразрезных балок перекрытий.....	1935
12 ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ.....	1936
12.1 Общие положения.....	1936
12.2 Потеря устойчивости плоской формы элементов конструкции с треугольной и раскосной формой решеткой.....	1936
12.3 Сплошные раскрепления от бокового смещения и от кручения.....	1957
12.4 Устойчивая длина элемента (при потере устойчивости из плоскости) между смежными точками раскрепления, где возможно образование пластического шарнира.....	210
Приложение А (информационное) Алгоритмы.....	Ошибка! За
Приложение Б (информационное) Таблицы коэффициентов.....	2315
Приложение В (информационное) Таблицы классов сечений.....	2337
Приложение Г (информационное) Сортамент.....	2415
Приложение Д (информационное) Комплексный пример расчета рамы.....	27290

ВВЕДЕНИЕ

Стратегической целью реформы системы технического регулирования, изложенной в Концепции реформирования системы технического регулирования строительной отрасли Республики Казахстан на 2010-2014 годы, является создание благоприятных условий для формирования в Республике Казахстан устойчивой высокой культуры строительства, которая является характерной чертой и показателем развитого общества.

Основным требованием к реформе является приведение строительного законодательства и нормативных технических документов в области технического регулирования в соответствие с зарубежными аналогами, применяющимися в экономически развитых странах.

Государственные нормативы в области архитектуры градостроительства и строительства Республики Казахстан должны быть усовершенствованы в соответствии с основами правового регулирования архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, законодательством и структурой управления на базе действующих в переходный период в Казахстане, а также международных нормативных правовых актов, нормативно-технических документов и иных обязательных и рекомендуемых требований, условий и ограничений.

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение охраняемых законом потребностей граждан и общества в создании благоприятной и экологически безопасной среды обитания и жизнедеятельности при осуществлении архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, защита прав потребителей проектной и строительной продукции, обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
1-1 бөлімі. Ғимараттарға арналған жалпы ережелер**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила для зданий**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1.1 Общие сведения

1.1.1.1 Комплекс нормативно-технических пособий к строительным нормам Республики Казахстан, идентичных Еврокоду 3 (далее НТП к СН РК EN 1993) – это перечень нормативных документов, в которых даны:

- а) рекомендации по основным положениям расчета и конструирования стальных конструкций по СН РК EN 1993;
- б) разъяснения ссылочной информации;
- в) численные примеры расчета;
- г) дополнительная справочная информация.

1.1.1.2 Основополагающими документами при разработке комплекса нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993, помимо самих 20 частей СН РК EN 1993 «Проектирование стальных конструкций», явились:

- а) СН РК EN 1990 «Основы проектирования несущих конструкций»;
- б) СН РК EN 1991 «Воздействия на конструкции»;

1.1.2 Область применения нормативно-технических пособий к СН РК EN 1993

1.1.2.1 [1.1.1(1)] НТП к СН РК EN 1993 применяется для расчета и конструирования стальных конструкций зданий и сооружений гражданского назначения, выполненного согласно СН РК EN 1993.

1.1.2.2 [1.1.1(2)] Положения НТП к СН РК EN 1993 охватывают только требования по несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости стальных конструкций. Другие требования не отражены в НТП к СН РК EN 1993.

1.1.2.3 [1.1.1(3)] НТП к СН РК EN 1993 необходимо использовать совместно со следующими нормативными документами:

- а) НТП к СН РК EN 1990;
- б) НТП к СН РК EN 1991;
- в) НТП к СН РК EN 1992 - СН РК EN 1999, в тех частях, которые непосредственно затрагивают расчет стальных конструкций или их элементов;

Издание официальное

НТП 03-01-1.1-2011

г) стандарты EN, ETAG, ETA и другие соответствующие стандарты на строительные изделия, относящиеся к стальным конструкциям.

1.1.2.4 Комплекс нормативно-технических пособий к СН РК EN состоит из 19 пособий:

- НТП к СН РК EN1993-1 «Проектирование стальных конструкций. Общие правила» (12 пособий);
- НТП к СН РК EN 1993-2 «Проектирование стальных конструкций. Стальные мосты» (1 пособие);
- НТП к СН РК EN 1993-3 «Проектирование стальных конструкций. Стальные башни, мачты и дымовые трубы» (1 пособие);
- НТП к СН РК EN 1993-4 «Проектирование стальных конструкций. Стальные бункера, резервуары и трубопроводы» (3 пособия);
- НТП к СН РК EN 1993-5 «Проектирование стальных конструкций. Стальные шпунты» (1 пособие);
- НТП к СН РК EN 1993-6 «Проектирование стальных конструкций. Стальные подкрановые пути» (1 пособие).

1.1.2.5 В НТП к СН РК EN 1993-1 приведены общие рекомендации и указания по проектированию стальных конструкций, которые распространяются на НТП к СН РК EN 1993, имеющие отношение к специальным зданиям и сооружениям: НТП к СН РК EN 1993-2, НТП к СН РК EN 1993-3, НТП к СН РК EN 1993-4, НТП к СН РК EN 1993-5, НТП к СН РК EN 1993-6.

1.1.2.6 НТП к СН РК EN 1993-1 состоит из 12 пособий:

- НТП к СН РК EN 1993-1-1;
- НТП к СН РК EN 1993-1-2;
- НТП к СН РК EN 1993-1-3;
- НТП к СН РК EN 1993-1-4;
- НТП к СН РК EN 1993-1-5;
- НТП к СН РК EN 1993-1-6;
- НТП к СН РК EN 1993-1-7;
- НТП к СН РК EN 1993-1-8;
- НТП к СН РК EN 1993-1-9;
- НТП к СН РК EN 1993-1-10;
- НТП к СН РК EN 1993-1-11;
- НТП к СН РК EN 1993-1-12.

1.1.3 Область применения нормативно-технического пособия к СН РК EN 1993-1-1

1.1.3.1 (1.1.2(1)) В настоящем пособии приведены основные правила применения, принципы и дополнительные положения проектирования конструкций из сталей толщиной больше 3 мм.

1.1.3.2 Настоящее пособие состоит из 13 разделов и 4 справочных приложения:

- Раздел 1: Общие положения;
- Раздел 2: Основы проектирования;
- Раздел 3: Требования к сталям и изделиям;
- Раздел 4: Требования по обеспечению долговечности;

- Раздел 5: Указания по статическому расчету;
- Раздел 6: Требования к расчету несущей способности по прочности стальных конструкций методом критического предельного состояния;
- Раздел 7: Требования к расчету несущей способности по устойчивости стальных конструкций методом критического предельного состояния;
- Раздел 8: Требования к расчету сквозных стальных конструкций методом критического предельного состояния;
- Раздел 9: Требования к расчету стальных конструкций методом предельного состояния по эксплуатационной пригодности;
- Раздел 10: Определение коэффициентов взаимодействия. Метод 1;
- Раздел 11: Определение коэффициентов взаимодействия. Метод 2;
- Раздел 12: Дополнительные расчетные предпосылки;
- Раздел 13: Потеря устойчивости элементов конструкций здания;
- Справочное Приложение А: Алгоритмы к расчету стальных конструкций;
- Справочное Приложение Б: Таблицы коэффициентов;
- Справочное Приложение В: Таблицы классов сечений;
- Справочное Приложение Г: Сортамент основных прокатных профилей.

1.1.3.3 Разделы с 1 по 13 настоящего пособия повторяют структуру норматива СН РК EN 1993. В них даются разъяснения по разделам и пунктам СН РК EN 1993-1-1. В настоящем пособии номера пунктов СН РК EN 1993 приведены в скобках.

1.1.3.3.1 Разделы 1 и 2 настоящего пособия содержат дополнительные указания к СН РК EN 1990.

1.1.3.3.2 В Разделе 3 настоящего пособия рассмотрены свойства материалов конструкций из низкоуглеродистых конструкционных сталей.

1.1.3.3.3 В Разделе 4 настоящего пособия приведены общие правила по обеспечению долговечности.

1.1.3.3.4 Раздел 5 настоящего пособия касается расчета конструкций, при выполнении которого конструктивные элементы могут быть смоделированы с достаточной точностью как линейные элементы для статического расчета.

1.1.3.3.5 В Разделе 6 настоящего пособия приведены рекомендации и правила расчета несущей способности по прочности поперечных сечений и элементов конструкций.

1.1.3.3.6 В Разделе 7 настоящего пособия приведены рекомендации и правила расчета несущей способности по устойчивости поперечных сечений и элементов.

1.1.3.3.7 В Разделе 8 настоящего пособия приведены правила расчета и конструирования сжатых сквозных элементов постоянного сечения.

1.1.3.3.8 В Разделе 9 настоящего пособия приведены правила оценки эксплуатационной пригодности.

1.1.3.3.9 В Разделе 10 настоящего пособия приведены правила по определению коэффициентов взаимодействия основным методом.

1.1.3.3.10 В Разделе 11 настоящего пособия приведены правила по определению коэффициентов взаимодействия альтернативным методом.

1.1.3.3.11 В Разделе 12 настоящего пособия приведены дополнительные расчетные предпосылки.

1.1.3.3.12 В Разделе 13 настоящего пособия приведены правила по определению потери устойчивости элементов конструкций здания.

1.2 Нормативные ссылки

1.2.1 В Настоящем пособии приведены ссылки на части СН РК EN 1990 - СН РК EN 1999 (основные ссылки):

- СН РК EN 1990;
- СН РК EN 1991;
- СН РК EN 1992;
- СН РК EN 1993;
- СН РК EN 1994;
- СН РК EN 1995;
- СН РК EN 1996;
- СН РК EN 1997;
- СН РК EN 1998;
- СН РК EN 1999.

1.2.2 В Настоящем пособии приведены ссылки на стандарты (вторичные ссылки):

- EN 10025 (в шести частях);
- EN 10210;
- EN 10219;
- EN 1090;
- EN 10164;
- EN ISO 12944;
- EN 1461.

1.3 Условия применения

1.3.1 [1.3(1)] При применении настоящего пособия необходимо учитывать общие требования СН РК EN 1990. Кроме того, все положения настоящего пособия предполагают, что изготовление и сборка стальных конструкций выполнены согласно EN 1090.

1.4 Различия между принципами и правилами проектирования

1.4.1 [1.4(1)] Различия между принципами и правилами проектирования в настоящем пособии базируются на положениях СН РК EN 1990, где приведены различия между принципами и правилами проектирования стальных конструкций.

1.4.2 Принципы – это такие требования, не выполнение которых недопустимо (если не указано другое).

1.4.3 Правила применения - общепринятые правила, дополняющие и поясняющие принципы.

1.5 Термины и определения

1.5.1 [1.5(1) и 1.5(2)] В настоящем пособии используются термины и определения в соответствии с Пунктом 1.5 СН РК EN 1990 и Пунктом 1.5(1) СН РК EN 1993, которые необходимы при проектировании стальных конструкций.

1.6 Обозначения

1.6.1 [1.6(1) и 1.6(2)] В настоящем пособии используются обозначения в соответствии с Пунктом 1.6 СН РК EN 1993-1-1.

1.7 Условные обозначения осей элементов

1.7.1 [1.7(1)] В настоящем пособии используются аналогичное с СН РК EN 1993-1-1 обозначение осей элемента:

- а) X-X – продольная ось элемента (см. Рисунок 1.1);
- б) Y-Y – поперечная ось элемента (см. Рисунок 1.1);
- в) Z-Z – поперечная ось элемента (см. Рисунок 1.1).

1.7.2 (1.7(1)в) Однако, в необходимых случаях (для углового профиля) применяется следующее обозначение осей элементов:

- а) u-u – основная поперечная ось (см. Рисунок 1.1);
- б) v-v – второстепенная поперечная ось (см. Рисунок 1.1).

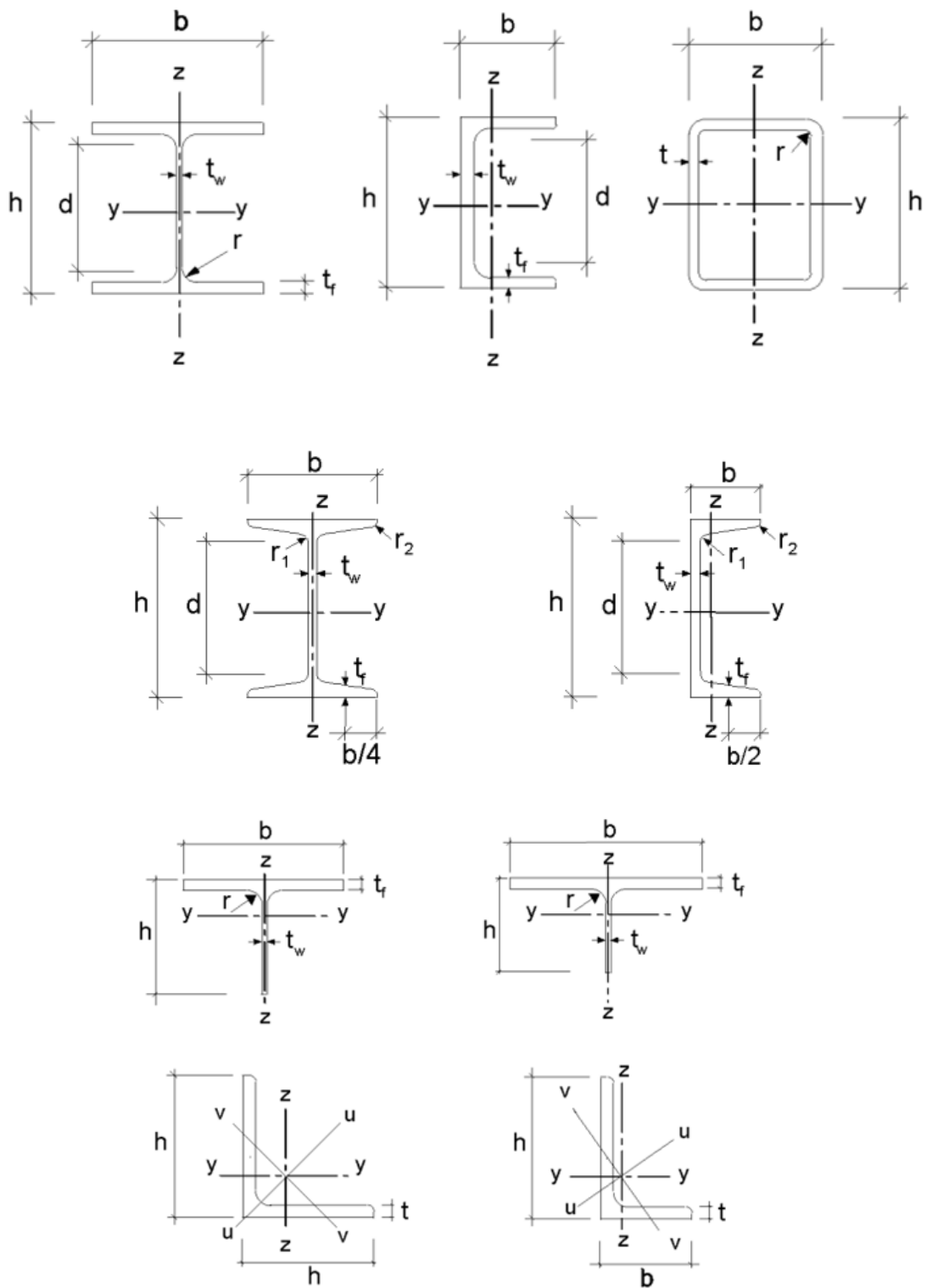


Рисунок 1.1 - Размеры и оси сечений

2 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ

2.1 Общие положения

2.1.1 Данный раздел нормативно-технического пособия посвящен Разделу 2 СН РК EN 1993-1-1.

2.1.2 В настоящем пособии приведена основная информация:

- а) по требованиям к расчету;
- б) по принципам расчета по предельным состояниям;
- в) по базисным переменным;
- г) по расчету методом частных коэффициентов безопасности;
- д) по расчету на основе результатов испытаний.

2.2 Требования к расчету

2.2.1 [2.1.1(1)Р и 2.1.1(2)] Расчет стальных конструкций, выполняемый согласно положениям СН РК EN 1993, надлежит осуществлять на основании общих правил СН РК EN 1990, с учетом дополнительных правил СН РК EN 1993-1-1.

2.2.2 Общие правила норматива СН РК EN 1990 требуют, чтобы спроектированная стальная конструкция или ее элемент имели адекватную:

- а) несущая способность;
- б) эксплуатационную пригодность;
- в) долговечность и расчетный срок эксплуатации;
- г) огнестойкость;
- д) надежность.

2.2.3 [2.1.1(3)] Расчет стальных конструкций должен быть выполнен методом предельных состояний с учетом частных коэффициентов безопасности (см. СН РК EN 1990 и СН РК EN 1993) и соответствующих сочетаний нагрузок (см. СН РК EN 1991).

2.2.4 [2.1.1(4)] Требования к расчету специальных стальных конструкций по критическому предельному состоянию (несущая способность по прочности и устойчивости), предельному состоянию по эксплуатационной пригодности (вертикальные и горизонтальные деформации, колебания) и требования по обеспечению долговечности изложены в соответствующей части НТП к СН РК EN 1993.

2.2.5 [2.1.2(1)] Указания по обеспечению надежности приведены в Пункте 2.1.2 СН РК EN 1993-1-1.

2.2.6 [2.1.3] Указания по обеспечению расчетного срока эксплуатации, долговечности и прочности приведены в Пункте 2.1.3 СН РК EN 1993-1-1.

2.3 Принципы расчета по предельным состояниям

2.3.1 Все положения настоящего пособия по расчету стальных конструкций базируются на методе предельных состояний.

Предельные состояния стальной конструкции - это такие состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

2.3.2 Основные принципы расчета стальных конструкций по предельным состояниям изложены в Разделе 3 СН РК EN 1990.

2.3.3 [2.2(1)] Пользователю настоящего пособия необходимо учитывать пластичность стали при статическом расчете. Так как определение несущей способности поперечных сечений и конструктивных элементов по предельным состояниям базируется на результатах испытаний, в ходе которых наблюдалась пластичность стали, достаточная для принятия упрощенных расчетных моделей.

Таким образом, расчет стальных конструкций должен выполняться для сталей, характеристики которых представлены в Таблице 3.1 настоящего пособия либо для сталей, которые отвечают всем требованиям Раздела 3 настоящего пособия.

2.4 Базисные переменные

2.4.1 Базисная переменная - переменная, обозначающая физическую величину, посредством которой характеризуется воздействие или влияние окружающей среды, показатель строительного материала или элемента конструкции, включая свойства грунтов, а также физико-механические свойства материалов и геометрические характеристики изделий.

2.4.2 Основная информация по базисным переменным представлена в Разделе 4 СН РК EN 1990. Базисные переменные отражают влияние воздействия окружающей среды и свойств материалов и изделий на статический расчет стальных конструкций, где:

- а) значения воздействий окружающей среды принимаются по СН РК EN 1991;
- б) сочетание воздействий и значения частных коэффициентов безопасности принимаются по Приложению А СН РК EN 1990;
- в) физико-механические свойства материалов и геометрические характеристики изделий, используемых при проектировании, следует принимать по соответствующим стандартам.

2.4.3 Дополнительная информация по базисным переменным приведена в Пункте 2.3 СН РК EN 1993-1-1.

2.5 Расчет по методу частных коэффициентов безопасности

2.5.1 Во всех разделах настоящего пособия встречаются требования и рекомендации к физико-механическим свойствам материалов и геометрическим характеристикам, которые в дальнейшем применяются для определения несущей способности поперечного сечения или всей конструкции.

2.5.2 Данный пункт настоящего пособия предназначен для того, чтобы исключить различное толкование термина - «расчетное значение», который применяется в таких случаях, как:

- а) расчетные значения несущей способности;
- б) расчетные значения физико-механических свойств материалов;
- в) расчетные значения геометрических характеристик.

2.5.3 [2.4.3(1)] Расчетное значение несущей способности при проектировании стальных конструкций определяется как частное между нормативным значением несущей спо-

способности R_k и частным коэффициентом безопасности γ_M для конкретного расчетного случая:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}; \quad (2.1)$$

2.5.4 [2.4.1(1)] При расчете стальных конструкций нормативные значения X_k или номинальные значения X_n свойств материалов следует считать как расчетные значения X_d свойств материалов.

2.5.5 [2.4.2(1)] Номинальные значения геометрических характеристик поперечных сечений и конструктивных систем, принятых по стандартам на изделие или по рабочим чертежам, следует считать как расчетные значения.

2.5.6 [2.4.2(2)] Расчетные значения отклонений геометрических размеров от проектных значений, приведенные в настоящем пособии, эквивалентны геометрическим расчетным отклонениям, учитывающим:

- а) геометрические отклонения элементов, на которые установлены геометрические допуски в стандартах на изделия и стандартах на их изготовление;
- б) конструктивные отклонения при изготовлении и возведении;
- в) остаточные деформации;
- г) изменчивость предела текучести.

2.6 Расчет на основе испытаний

2.6.1 Одно из главных преимуществ норматива СН РК EN 1993 (по сравнению с другими строительными нормативами в области проектирования стальных конструкций) – возможность проектирования стальных конструкций на основе испытаний, выполненных согласно требованиям Приложения D СН РК EN 1990 с учетом дополнительных указаний Пункта 2.5 СН РК EN 1993-1-1.

3 ТРЕБОВАНИЯ К МАТЕРИАЛАМ

3.1 Основные положения

3.1.1 Конструкционная сталь, используемая при проектировании стальных конструкций должна отвечать:

- требованиям по физико-механическим свойствам (см. Пункт 3.2);
- требованиям по пластичности (см. Пункт 3.3);
- требованиям по хрупкому разрушению (см. Пункт 3.4);
- требованиям по свойствам стали в направлении толщины проката (см. Пункт 3.5).

3.1.2 В Пункте 3.6 настоящего пособия приводится краткая информация по классификации и различиям конструкционных европейских сталей.

3.1.3 Требования к деталям соединений стальных конструкций приведены в Пункте 3.7 настоящего пособия.

3.1.4 Требования по изделиям заводского изготовления приведены в Пункте 3.8 настоящего пособия.

3.1.5 Требования по допускам при проектировании стальных конструкций приведены в Пункте 3.9 настоящего пособия.

3.2 Требования по физико-механические свойства стали и их расчетные значения

3.2.1 [3.2.6(1)] В настоящем пособии в расчетах стальных конструкций следует принимать следующие значения физико-механических характеристик:

а) модуль упругости, равен:

$$E = 210 \text{ кН/мм}^2;$$

б) коэффициент Пуассона в упругой стадии равен:

$$\nu = 0,3;$$

в) модуль сдвига равен:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{210}{2(1 + 0,3)} = 81 \text{ кН/мм}^2;$$

г) коэффициент линейного термического расширения α (при температуре меньше 100 градусов Кельвина) равен:

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1};$$

д) плотность стали ρ равна:

$$\rho = 7850 \text{ кг/м}^3.$$

3.2.2 Отдельное внимание требуется уделить нормативным значениям предела текучести f_y и временного сопротивления f_u . Согласно Пункту 3.1(1) СН РК EN 1993-1-1, при выполнении расчетов номинальные значения предела текучести и временного сопротивления следует принимать как нормативные.

3.2.3 (3.2.1(1)) Нормативные значения предела текучести f_y и временного сопротивления f_u возможно принять по Таблице 3.1 настоящего пособия или непосредственно по стандарту на прокат:

$$f_y = R_{EH};$$

$$f_u = R_m;$$

где R_{EH} – предел текучести по стандарту на прокат;

R_m – временное сопротивление по стандарту на прокат.

Таблица 3.1 - Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления на растяжение f_u горячекатаной конструкционной стали

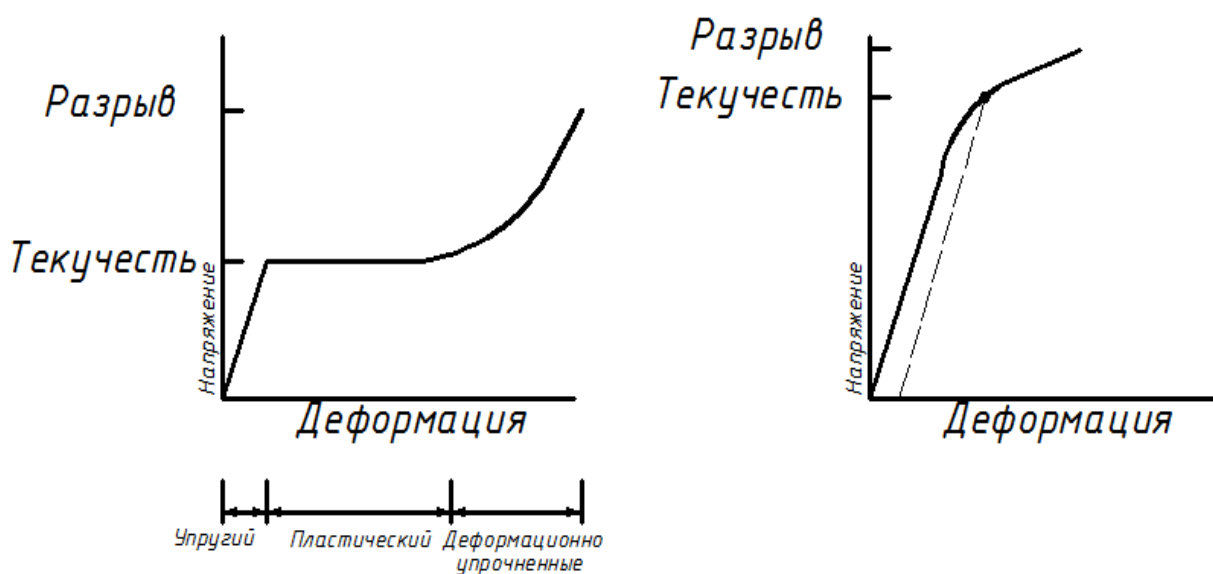
Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$ мм		$40 \text{ мм} < t \leq 80$ мм	
	f_y [Н/мм ²]	f_u [Н/мм ²]	f_y [Н/мм ²]	f_u [Н/мм ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

3.2.4 Предел текучести (для марки стали до S460) – механическое напряжение, отвечающее нижнему положению площадки текучести на графике деформирования стали (см.

Рисунок 3.1), после которого упругая деформация стального образца (исчезающая после снятия нагрузки), переходит в пластическую (необратимую) деформацию. Предел текучести для сталей марки выше S460 (не обладающих площадкой текучести) – напряжение, при котором остаточное удлинение образца достигает 0,2 % (см. Рисунок 3.1).

Временное сопротивление – механическое напряжение, соответствующее наибольшему усилию, предшествующему разрыву (разрушению) стального образца при механических испытаниях (см. Рисунок 3.1).

В прошлом для обозначения наименования конструкционной стали использовалась значение временного сопротивления, то есть сталь марки St 52 (Германия) обладает пределом текучести 52 кг/мм². На сегодняшний день, после согласования международных норм, наименование европейских сталей происходит от значения предела текучести стали, то есть сталь марки S 355 (в прошлом St 52) обладает пределом текучести 355 Н/мм².



а) малоуглеродистые стали класса S235 – S460

б) высокопрочные стали S460-S700

Рисунок 3.1

3.3 Требования по пластичности

3.3.1 Пользователю настоящего пособия необходимо учитывать пластичность стали при статическом расчете (см. Пункт 2.3.3 настоящего пособия).

3.3.2 Расчет стальных конструкций должен выполняться для сталей, характеристики которых представлены в Таблице 3.1 настоящего пособия либо для сталей, которые отвечают всем требованиям Раздела 3 настоящего пособия.

3.3.3 [3.2.2(1)] При проектировании стальных конструкций согласно положениям настоящего пособия в целях обеспечения надежности, сталь должна обладать следующими значениями:

а) отношение значения временного сопротивления f_u к значению предела текучести f_y должно быть больше чем 1,1:

$$\frac{f_y}{f_u} > 1,1;$$

б) отношение значения предельной деформации ε_u к упругой деформации ε_y должно быть больше 15,0:

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} > 15,0;$$

в) относительное удлинение стального образца не менее 15% при первоначальной длине образца $5,65\sqrt{A_0}$ (где A_0 – начальная площадь поперечного сечения стального образца).

3.4 Требования по хрупкому разрушению

3.4.1 Пользователю настоящего пособия необходимо при проектировании стальных конструкций и ее элементов учитывать свойства стали при низких температурах для исключения возможности хрупкого разрушения стали.

3.4.2 Хрупкость стали – свойство стали разрушаться при относительно небольшой (преимущественно упругой) деформации под действием напряжений, средний уровень которых ниже предела текучести стали.

3.4.3 [3.2.3(1)Р] Склонность материала к хрупкому разрушению обычно оценивается показателем ударной вязкости. Показатель ударной вязкости в настоящем пособии определяется лабораторными испытаниями по методу Шарпи (см. EN 10045).

Таким образом, сталь должна иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в течении проектного срока эксплуатации.

Значение самой низкой температуры в настоящем пособии не приводится, она приводится в Национальном Приложении к СН РК EN 1991-1-4.

3.4.4 [3.2.3(2)] Если условие для расчетной температуры T_{Ed} и температуры, при которой можно рассчитывать на безопасный уровень ударной вязкости T_{Rd} выполняется:

$$T_{Ed} > T_{Rd},$$

то проверка прочности элемента конструкции с учетом хрупкого разрушения не требуется.

3.4.5 [3.2.3(3)] Для элементов конструкций, подверженных действию сжатия, должно быть установлено минимальное значение ударной вязкости стали. Согласно пункту НП 2.6 Национального Приложения к СН РК EN 1993-1-1, рекомендуется использовать значения, приведенные в Таблице 2.1 СН РК EN 1993-1-10 для $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$.

3.4.6 [3.2.3(4)] При выборе сталей для элементов конструкции с цинковым покрытием – см. стандарт EN 1461.

3.5 Требования к свойствам стали в направлении толщины проката

3.5.1 Выбор стали по свойствам в направлении толщины проката осуществляется для недопущения растрескивания в стальных элементах конструкции.

3.5.2 Восприимчивость стали к растрескиванию необходимо определять согласно указаниям стандарта EN 10164 на основании показателя пластичности стали – «Z-величины», где «Z-величина» - показатель относительного сужения площади поперечного сечения при испытаниях на растяжение, выполненных по указаниям стандарта EN 10002, в направлении толщины проката, выраженное в процентах.

3.5.3 [3.2.4(1), Примечание 1) Указания по выбору свойств в направлении толщины проката приводятся в СН РК EN 1993-1-10.

3.5.4 [3.2.4(1)] Если, согласно СН РК EN 1993-1-10, необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, которая соответствует классу качества по EN 10164 (см. Таблицу 3.2).

Таблица 3.2 - Выбор класса качества согласно EN 10164

Заданное значение Z_{Ed} по EN 1993-1-10	Требуемое значение Z_{Rd} , выраженное через расчетные Z-величины по EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

3.5.5 [3.2.4(1)], Примечание 2В) Особое внимание по критерию растрескивания следует уделять стыкам балки и колонны и листам фланцевых соединений, подверженных действию растяжения в направлении толщины проката.

3.6 Классификация и различия конструкционных европейских сталей

3.6.1 Конструкционные стали, выполненные по стандартам EN, имеют широкое применение. Поэтому проектировщиком и строителям необходимо знать классификацию сталей и связанными с этим физико-механические характеристики.

3.6.2 Конструкционная сталь делится на три группы и каждая группа имеет свое обозначение и свою область применения. Первая группа конструкционных сталей – сталь для металлоконструкций (обозначается заглавной латинской буквы S). Вторая группа – сталь для сосудов под давлением (обозначается заглавной латинской буквой Р). Третья группа – трубопроводы и кабелепроводы (обозначается заглавной латинской буквой L).

3.6.3 В обозначении вида Европейской стали после долгих согласований международных стандартов применяют значение предела текучести f_y , которое дается в единицах измерения Н/мм² или МПа.

3.6.4 Третья часть в обозначении стали - значение KV – величины. То есть, работа в джоулях при ударном изгибе, затраченная на разрушение стандартного стального образца с V-образным надрезом по Шарпи при стандартной температуре T (см. EN 10045-1 и Таблицу 2.1 СН РК EN 1993-1-10).

3.6.5 Четвертая часть в обозначении – вид и степень обработки стали (только для сталей типа «S»):

- а) термомеханическое формование (М);
- б) нормализованная сталь (N);
- в) закаленная сталь (Q);
- г) спокойная или раскисленная сталь (G2).

3.6.6 Пятая часть в обозначении - дополнительные физические свойства. Например, способность к ковке обозначается латинской заглавной буквой F, а специальные характеристики при холодном формовании - буквой C.

3.6.7 Шестая часть в обозначении – специальные технические условия:

- а) крупнозернистая сталь (обозначается буквой C);
- б) мелкозернистая сталь (обозначается буквой F);
- в) значение Z-величины, см. СН РК EN 1993-1-10 (обозначается Z 15, Z 25 или Z 35).

3.6.8 Седьмая часть в обозначении - вид покрытия металла:

- а) нанесение покрытия методом горячего алюминирования (обозначается буквой A);
- б) медное покрытие (обозначается буквой CU);
- в) неорганическое покрытие (обозначается буквой JC);
- г) покрытие, годное дляковки (обозначается буквой OC);
- д) нанесение покрытия методом лужения (обозначается буквой S);
- е) нанесение покрытия методом горячего цинкования (обозначается буквой Z).

3.6.9 Восьмая часть в обозначении - вид термомеханической обработки стали:

- а) отожженная сталь (обозначается буквой A);
- б) сталь усиленная холодным способом (обозначается буквой C);
- в) холоднокаменная сталь (обозначается буквой CR);
- г) необработанная (обозначается буквой U);

3.6.10 Таким образом, если сталь имеет обозначение: S 235 JR G2 F + Z15 Z U, то она обладает следующими характеристиками:

- сталь для металлоконструкций;
- сталь имеет предел текучести f_y равный 235 МПа;
- спокойная сталь (раскисленная);
- сталь годная к ковке;
- нанесено покрытие методом горячего цинкования;
- сталь не подвергалась термомеханической обработке.

3.6.11 Алгоритм по выбору вида стали представлен на Рисунке 3.2.

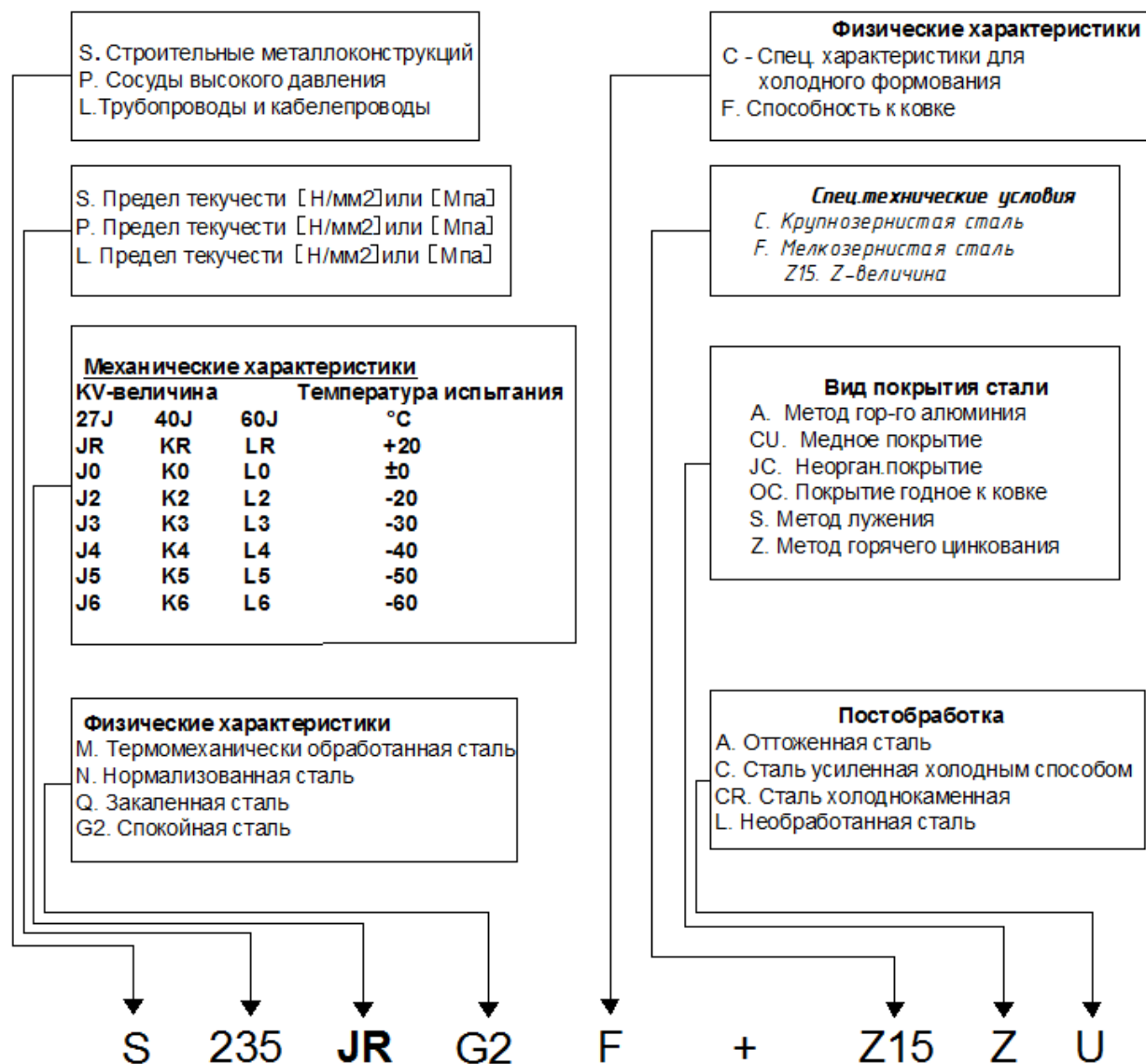


Рисунок 3.2 – Алгоритм выбора вида стали

3.7 Требования к деталям соединений

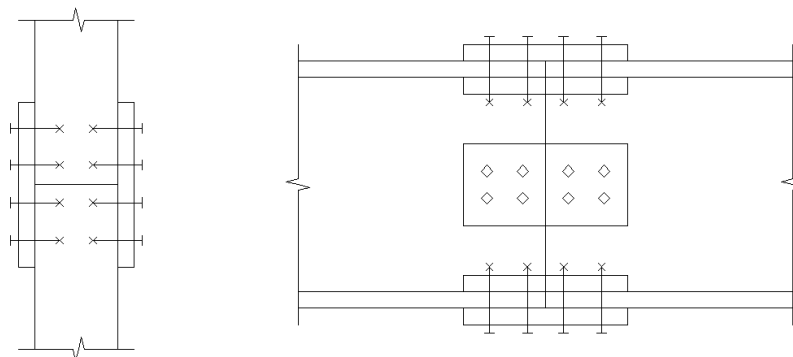
3.7.1 При проектировании стальных конструкций для обеспечения адекватной технологичности работ возникает необходимость в монтажных соединениях стальных конструкций. В общем, монтажные соединения можно классифицировать:

- по виду соединяемых элементов (монтажный стык и монтажный узел);
- по виду средств соединения (сварное соединение, соединение на болтах, заклепках и штифтах).

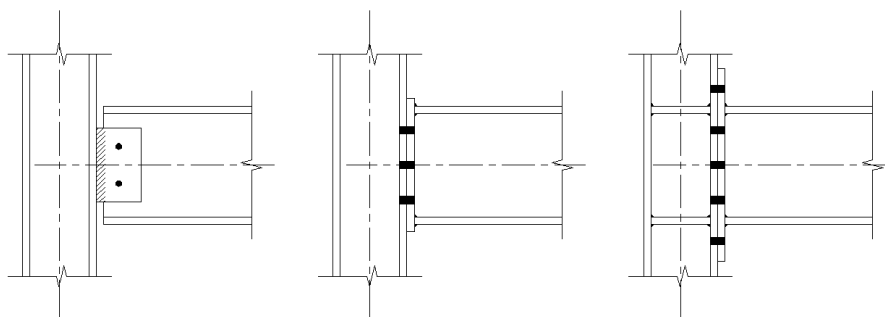
3.7.2 Монтажный стык – соединение одного и того же конструктивного элемента, например, стык колонны, подкрановых балок, листовых элементов (см. Рисунок 3.3,а).

3.7.3 Монтажный узел – соединение различных конструктивных элементов друг с другом, например, колонны с фундаментом, колонны с балкой, подкрановой балки с колонной (см. Рисунок 3.3,б).

а)



б)



а) монтажный стык;

б) монтажный узел

Рисунок 3.3 – Виды монтажных соединений

3.7.4 [3.3.1(1)] Требования к соединениям на болтах, заклепках и штифтах приведены в Разделе 3 СН РК EN 1993-1-8.

3.7.5 [3.3.2(1)] Требования к расходным материалам сварных соединений приведены в Разделе 4 СН РК EN 1993-1-8.

3.8 Требования к изделиям заводского изготовления

3.8.1 [3.4(1)] Все готовые изделия и полуфабрикаты из стали, используемые при проектировании зданий и сооружений, должны удовлетворять требованиям соответствующего стандарта на продукцию.

3.9 Требования по допускам

3.9.1 В настоящем пособии термин «допуск» определяется как разница между крайними (наименьшими и наибольшими) предельными значениями соответствующих пара-

метров (например, масса, размер). Величина допуска определяется на основании технологических возможностей производства и/или требований к изделию.

3.9.2 Согласно EN 1090, геометрические допуски для стальных конструкций могут классифицироваться как:

- а) существенные;
- б) функциональные.

3.9.3 Величина допуска, которую необходимо учитывать при проектировании стальных конструкций, зависит от многих факторов, но основной фактор – класс исполнения: EXC1, EXC2, EXC3 и EXC4 (см. стандарт EN 1090).

3.9.5 [3.2.5(1)] Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей замкнутого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию, если не установлены более жесткие допуски.

3.9.6 Допуски для сварных профилей должны соответствовать требованиям Таблицы 3.3, 3.4 и 3.5 настоящего пособия.

Таблица 3.3 – Допуски на изготовление для сварных фасонных профилей

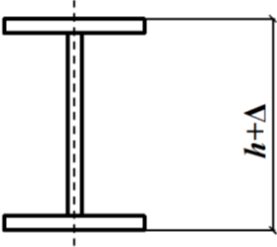
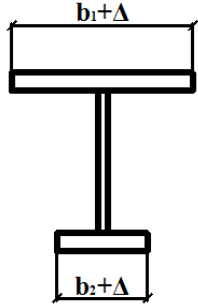
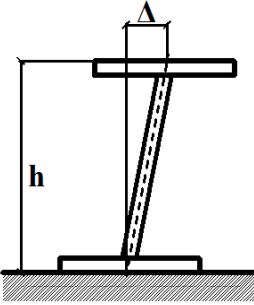
№ п.п.	Критерий	Параметр	Допустимое отклонение Δ
1	Глубина: 	Общая глубина h :	$\Delta = -h/50$ (положительное значение не даётся)
2	Ширина полки: 	Ширина $b=b_1$ или b_2	$\Delta = -b/50$ (положительное значение не даётся)
3	Перпендикулярность в опорах: 	Вертикальность стенки в опорных креплениях, для компонентов без ребер жесткости опор:	$\Delta = \pm \frac{h}{200}$, но $\Delta \geq t_w$ (где t_w - толщина стенки)

Таблица 3.3 – Допуски на изготовление для сварных фасонных профилей
(продолжение)

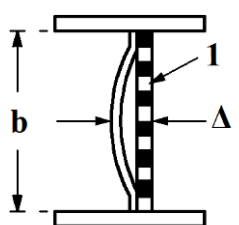
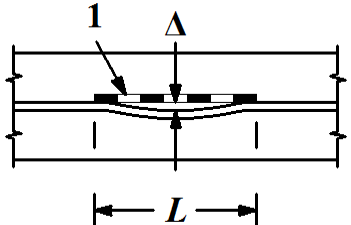
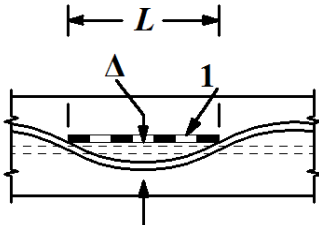
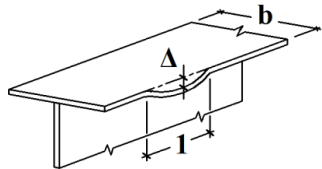
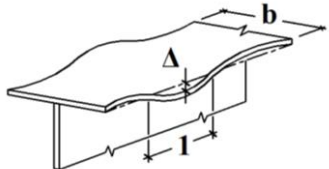
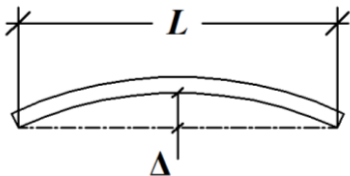
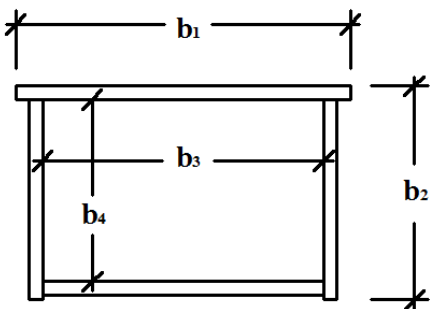
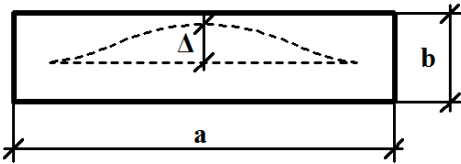
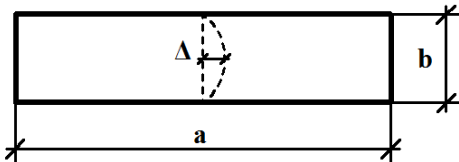
№ п.п.	Критерий	Параметр	Допустимое отклонение Δ
4	<p>Изогнутость пластины:</p> 	Отклонение Δ по высоте пластины b :	$\Delta = \pm \frac{b}{100}, \text{ но } \Delta \geq t$ <p>(где t - толщина пластины)</p>
5	<p>Искривление стенки:</p> 	Отклонение Δ по длине замера L , равной длине пластины b :	$\Delta = \pm \frac{b}{100}, \Delta \geq t$ <p>(где t - толщина пластины)</p>
6	<p>Волнообразование стенки:</p> 	Отклонение Δ по длине замера L , равной длине пластины b :	$\Delta = \pm \frac{b}{100}, \text{ но } \Delta \geq t$ <p>(где t - толщина пластины)</p>
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначение «1» - длина замера;</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Примечания, типа $\Delta = d/100$, но $\Delta \geq t$, означают, что допустима величина большее из двух значений.</p>			

Таблица 3.4 - Допуски на изготовление для полок свариваемых фасонных профилей

№ п.п.	Критерий	Параметр	Допустимое отклонение Δ
1	<p>Искривление полки двутаврового профиля:</p> 	Искривление Δ по длине замера L , где L = ширина полки b	$\Delta = \pm \frac{b}{100}$
2	<p>Волнообразование полки:</p> 	Искривление Δ по длине замера L , где L = ширина полки b	$\Delta = \pm \frac{b}{100}$
3	<p>Прямолинейность для компонентов, используемых без ограничения:</p> 	Отклонение Δ от прямолинейности	$\Delta = \pm \frac{L}{750}$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Обозначение «l» - длина замера

Таблица 3.5 – Допуски на изготовление для полок свариваемых коробчатых профилей

№ п.п.	Критерий	Параметр	Допустимое отклонение Δ
1	<p>Размеры профиля:</p> 	<p>Внутренние или наружные размеры,</p> <p>где $b=b_1, b_2, b_3$ или b_4</p>	$-\Delta = \frac{b}{100}$ <p>(обратите внимание на отрицательный знак)</p>
2	<p>Перпендикулярные деформации панелей пластины между сторонами или ребрами жесткости, общий случай:</p> 	<p>Искривление Δ перпендикулярно плоскости пластины:</p> <p>если $a \leq 2b$</p> <p>если $a > 2b$</p>	$\Delta = \pm \frac{a}{250}$ $\Delta = \pm \frac{b}{125}$
3	<p>Перпендикулярные деформации панелей пластины между сторонами или ребрами жесткости (особый случай со сжатием в поперечном направлении – применяется общий случай, если не указан такой особый случай)</p> 	<p>Искривление Δ перпендикулярно плоскости пластины:</p> <p>если $a \leq 2b$</p> <p>если $a > 2b$</p>	$\Delta = \pm \frac{b}{250}$ $\Delta = \pm \frac{a}{125}$

3.9.8 (3.2.5(3)) При выполнении расчета конструкций следует использовать номинальные значения размеров.

4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

Правила применения:

а) Основные требования к расчетному сроку службы изложены в СН РК EN 1990.

ПРИМЕЧАНИЕ В Таблице 4.1 приведены классы проектного срока эксплуатации. Значения в Таблице 4.1 можно использовать для подтверждения долговечности (например, усталости). См. также Приложение А СН РК EN 1990.

Таблица 4.1 - Классификация расчетных сроков эксплуатации

Класс расчетного срока эксплуатации	Расчетный срок эксплуатации (в годах)	Примеры
1	10	Несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации ^{а)}
2	От 10 до 25	Заменяемые участки несущей конструкции, например, подкрановые балки, опоры
3	От 15 до 30	Несущие конструкции, применяемые в сельском хозяйстве аналогичные им
4	50	Здания и другие обычные несущие конструкции
5	100	Монументальные здания, мосты и другие инженерные сооружения
^{а)} Несущие конструкции или части несущей конструкции, демонтируемые с целью повторного использования, не должны рассматриваться как несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации.		

б) Способы защитной обработки, применяемые вне строительной площадки и на строительной площадке, должны соответствовать EN 1090. Согласно Пункту 4.1.3 EN 1090-2, установлено три степени подготовки, обозначаемые P1 – P3 согласно стандарту ISO 8501-3, для которых строгость требований увеличивается от степени P1 к степени P3.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Степени подготовки относятся к предполагаемой длительности действия защиты от коррозии и к категории коррозионной активности согласно определению параграфа 10. Степени подготовки могут применяться либо ко всей конструкции, либо к части конструкции, либо к определенным деталям. К конструкции могут относиться несколько степеней подготовки. Детали или группе деталей, как правило, будет приписываться одна степень подготовки.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В EN 1090 приведены факторы, возникающие при изготовлении, которые необходимо учитывать при проектировании:

1) Характеристики изготовления:

- характеристики изготовления должны оцениваться по отношению к требованиям в спецификации компонента;

- изготовление компонентов следует проверять и оценивать в соответствии с требованиями по проверке для указанного класса исполнения и требованиями к допускам с соблюдением положений стандарта EN 1090-2 для стальных конструкций и стандарта EN 1090-3 для алюминиевых конструкций.

2) Классы исполнения:

- имеется четыре класса исполнения от 1 до 4, обозначаемые EXC1 – EXC4, для которых строгость требований увеличивается от EXC1 к EXC 4;

- классы исполнения могут применяться либо ко всей конструкции, либо к части конструкции, либо к определенным деталям. Конструкция может заключать в себе несколько классов исполнения. Детали или группе деталей, как правило, будет приписываться один класс исполнения. Однако выбор класса исполнения необязательно должен быть одинаковым для всех требований;

- если класс исполнения не задан, должен применяться класс EXC2;

- список требований, касающихся классов исполнения, приводится в Пункте А.3 EN 1090-2.

- руководящие принципы выбора классов исполнения приводятся в Приложении В EN 1090-2;

- выбор классов исполнения относится к категориям производства и категориям обслуживания, в сочетании с косвенными классами, как определено в Приложении В стандарта EN 1990:2002.

3) Геометрические допуски

В Пункте 11.1 EN 1090-2 определены два типа геометрических допусков:

- существенные допуски.

- функциональные допуски с двумя классами, для которых строгость требований увеличивается от класса 1 к классу 2.

в) Элементы, подверженные воздействию коррозии, механическому износу или усталостному разрушению, должны проектироваться таким образом, чтобы была обеспечена возможность осмотра, ремонта и реконструкции, а также необходимый доступ для текущего осмотра и технического обслуживания при эксплуатации.

г) Расчет на выносливость необходимо выполнять для следующих элементов стальных конструкций зданий:

1) опорных элементов подъемных приспособлений или при колесных нагрузках;

2) элементов, подверженных повторяющимся циклам напряжений от вибрации оборудования;

3) элементов, подверженных колебаниям от ветровой нагрузки;

4) элементов, подверженных колебаниям от веса людей.

д) Для элементов, которые не могут быть обследованы, следует предусматривать соответствующий припуск на коррозионный износ.

е) Защиту от коррозии не требуется выполнять для внутренних конструкций зданий и сооружений, если относительная влажность внутри помещения не превышает 80 %.

5 РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие положения

Данный раздел нормативно-технического пособия посвящен расчету конструкций и классификации поперечных сечений стальных конструкций.

Материал данного раздела нормативно-технического пособия раскрывает положения и требования норматива СН РК EN 1993-1-1, а именно:

- Раздел 5.1 СН РК EN 1993-1-1 «Общие положения»;
- Раздел 5.2 СН РК EN 1993-1-1 «Моделирование сооружений для расчета»;
- Раздел 5.3 СН РК EN 1993-1-1 «Общий расчет»;
- Раздел 5.4 СН РК EN 1993-1-1 «Несовершенства»;
- Раздел 5.5 СН РК EN 1993-1-1 «Методы расчета с учетом нелинейных свойств материалов»;
- Раздел 5.6 СН РК EN 1993-1-1 «Классификация поперечных сечений»;
- Раздел 5.7 СН РК EN 1993-1-1 «Требования к поперечным сечениям при пластическом общем расчете».

Все конструктивные элементы стальных конструкций должны отвечать требованиям по критическим предельным состояниям и предельным состояниям по эксплуатационной пригодности. Но прежде, чем выполнить проверку по предельным состояниям, необходимо определить внутренние усилия на основе общего расчета. Определение внутренних усилий возможно по 4 вариантам общего расчета:

- упругий расчет первого порядка;
- упругий расчет второго порядка;
- пластический расчет первого порядка;
- пластический расчет второго порядка.

5.2 Моделирование сооружений для расчета

5.2.1 Моделирование сооружений и основные допущения

Правила применения:

а) анализ должен базироваться на расчетных моделях строительных конструкций, которые соответствуют рассматриваемому предельному состоянию.

б) расчетная модель и основные допущения при расчетах должны отражать работу конструкции в соответствующем предельном состоянии с соответствующей точностью и отражать предполагаемый тип поперечных сечений, элементов, соединений и опор.

в) метод, используемый при расчете, должен быть совместим с расчетными предположениями.

г) моделирование сооружений и основные допущения для элементов зданий и сооружений см. также СН РК EN 1993-1-5 и СН РК EN 1993-1-11.

Согласно СН РК EN 1993-1-11, расчет элементов работающих на растяжение выполняется по предельным состояниям для следующих расчетных ситуаций:

- а) переходная фаза строительства;
- б) длительные условия эксплуатации после завершения строительства.

Кроме того, согласно Приложению С СН РК EN 1993-1-5, при расчетах стальных конструкций при помощи метода конечных элементов необходимо руководствоваться следующими правилами:

- а) Правила применение метода:

1) при использовании метода конечных элементов для расчета конструкций следует обращать внимание на следующее:

- моделирование конструктивного элемента и его граничных условий;
- выбор соответствующего программного обеспечения и необходимой документации;
- учет несовершенств;
- моделирование свойств материала;
- моделирование нагрузок;
- моделирование критериев для предельного состояния;
- применяемые частные коэффициенты безопасности.

ПРИМЕЧАНИЕ см. НП.2.11 СН РК EN 1993-1-5 в части дополнительных условий для применения метода конечных элементов для расчета конструкций. Принято без изменений и дополнений.

- б) Моделирование:

1) выбор метода конечных элементов (плоская или объемная модели) и объем сетки принимают в зависимости от требуемой точности результатов расчета. Для контроля соответствия расчета действительной работе конструкции расчет должен выполняться с последующим уточнением исходных данных;

- 2) моделирование методом конечных элементов может проводиться:

- целого элемента конструкции;
- подструктуры, как части всей конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ Примером элемента конструкции может быть стенка или нижняя пластина неразрезной коробчатой балки в зоне промежуточных опор, где нижняя пластина сжата. Примером подструктуры может быть отсек нижней пластины, подвергающийся действию двухосного напряжения.

3) граничные условия для опоры, внешнего вида конструкции и приложения нагрузки необходимо выбирать таким образом, чтобы результаты соответствовали действительной работе конструкции;

- 4) геометрические параметры должны приниматься как номинальные;

5) все несовершенства подразделяются по виду и полноте распространения, которые приведены в Пункте С.5 СН РК EN 1993-1-5;

- 6) свойства материала выбирают с учетом Пункта С.6(2) СН РК EN 1993-1-5.

5.2.2 Моделирование узлов

Правила применения:

а) Влиянием деформаций узлов на распределение внутренних сил и моментов в конструкции и на суммарные деформации конструкции в общем случае можно пренебречь, но если такое влияние существенно (как в случае полужестких соединений), то оно должно быть принято во внимание, см. Пункт 5.1.1 СН РК EN 1993-1-8.

б) Чтобы установить, должно ли учитываться влияние деформаций узлов при расчете, см. СН РК EN 1993-1-8:

1) как правило, следует учитывать влияние работы соединений на распределение внутренних сил и моментов в конструкции, а также на общие деформации конструкции. Если это влияние незначительно, то им можно пренебречь.

2) чтобы установить, должно ли учитываться влияние работы соединения на выполнение общего расчета, различают три типа упрощенных моделей узлов:

- простой, в котором можно допустить, что узел не передает изгибающий момент;
- жесткий, в котором работа узла не влияет на результаты общего расчета;
- полужесткий, в котором следует учитывать влияние работы узла на общий расчет.

3) тип модели узла следует определять по Таблице 5.1 СН РК EN 1993-1-8, в зависимости от классификации узла и выбранного метода общего расчета.

4) зависимость между углом поворота и моментом в узле, используемая при общем расчете, может быть упрощена и представлена в виде соответствующей кривой, включая линейную аппроксимацию (например, билинейную или трилинейную), при условии, что эта аппроксимирующая кривая полностью расположена ниже расчетной кривой зависимости между углом поворота и изгибающим моментом.

Таблица 5.1 - Тип модели узла

Метод расчета	Классификация узла		
Упругий	Номинально-шарнирный	Жесткий	Полужесткий
Жестко-пластический	Номинально-шарнирный	Равнопрочный	Частично равнопрочный
Упруго-пластический	Номинально-шарнирный	Жесткий и равнопрочный	Полужесткий и частично равнопрочный Полужесткий и равнопрочный Жесткий и частично равнопрочный
Тип модели узла	Простой	Жесткий	Полужесткий

в) Требования, предъявляемые к узлам различного типа, приведены в СН РК EN 1993-1-8:

1) общие положения:

- конструктивные свойства всех узлов должны соответствовать предпосылкам, принятым в каждом конкретном методе расчета, и не оказывать неблагоприятного воздействия на другие части конструкции.

- узлы классифицируют по их жесткости (см. Пункт 5.2.2 СН РК EN 1993-1-8) и прочности (см. Пункт 5.2.3 СН РК EN 1993-1-8).

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.5 СН РК EN 1993-1-8 в части классификации узлов по их жесткости и прочности. Принято без дополнений.

2) классификация по жесткости:

- узел можно классифицировать как жесткий, номинально-шарнирный или полужесткий, в зависимости от его вращательной жесткости, сравнивая его начальную вращательную жесткость $S_{j,ini}$ с граничными значениями классификационных зон, приведенными в Пункте 5.2.2.5 СН РК EN 1993-1-8;

ПРИМЕЧАНИЕ Правила определения $S_{j,ini}$ узлов из двутавров изложены в Пункте 6.3.1 СН РК EN 1993-1-8. Правила определения $S_{j,ini}$ узлов из замкнутых профилей в настоящем Пособии не приведены.

- узел можно классифицировать на основе экспериментальных данных, опыта предыдущей удовлетворительной эксплуатации или по результатам расчета на основе результатов испытаний;

- номинально-шарнирный узел должен передавать внутренние усилия без появления значительных моментов, которые могли бы неблагоприятно воздействовать на отдельные элементы или на конструкцию в целом;

- номинально-шарнирный узел не должен сдерживать вращение узла при действии расчетной нагрузки;

- узлы, классифицируемые как жесткие, должны иметь достаточную вращательную жесткость для подтверждения расчетной предпосылки, принятые при общем расчете;

- узлы, не удовлетворяющие критериям для жестких или номинально-шарнирных узлов, следует классифицировать как полужесткие;

ПРИМЕЧАНИЕ Полужесткие узлы обеспечивают предсказуемую степень взаимодействия между элементами, основанную на расчетной зависимости между моментом и углом поворота узла.

- полужесткие узлы должны передавать внутренние усилия и моменты;

- границы классификации для узлов, кроме сопряжений баз колонн, приведены в Пункте 5.2.2.1(1) СН РК EN 1993-1-8 и на Рисунке 5.1 (см. Рисунок 5.4 СН РК EN 1993-1-8);

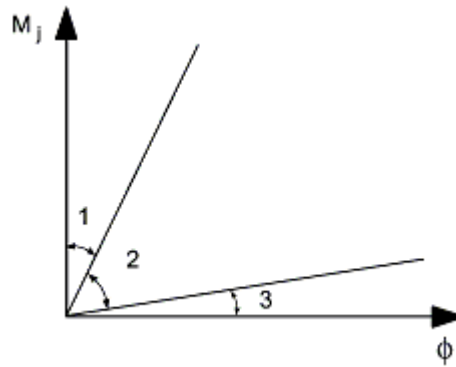


Рисунок 5.1 - Классификация узлов по жесткости

- базы колонн можно классифицировать как жесткие, если удовлетворяются условия Формул (5.2а), (5.2б), (5.2в), (5.2г) СН РК EN 1993-1-8.

3) Классификация по прочности:

- узел классифицируют как равнопрочный, номинально-шарнирный или частично равнопрочный, сравнивая его расчетную несущую способность на изгиб $M_{j,Rd}$ с расчетными несущими способностями на изгиб соединяемых элементов. При классификации узлов расчетную несущую способность элемента следует принимать как для элемента, примыкающего к узлу;

- номинально-шарнирный узел должен передавать внутренние усилия без появления значительных моментов, которые могли бы неблагоприятно воздействовать на отдельные элементы или на конструкцию в целом;

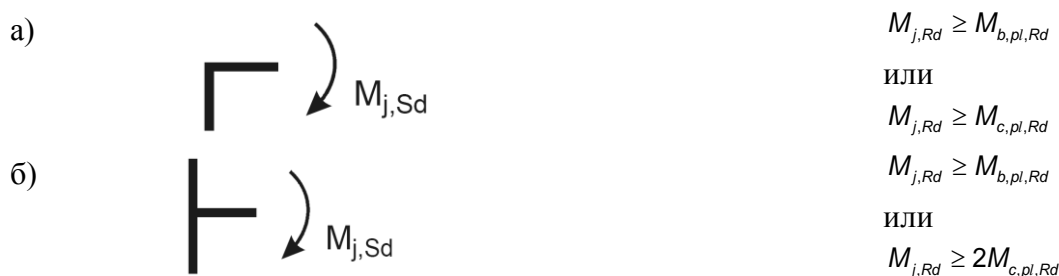
- номинально-шарнирный узел должен сдерживать вращение узла при действии расчетной нагрузки;

- узел можно классифицировать как номинально-шарнирный, если его расчетная несущая способность на изгиб $M_{j,Rd}$ не превосходит 0,25 расчетного значения несущей способности на изгиб, требуемой для равнопрочного узла, при условии что он также имеет достаточную вращательную способность;

- расчетная несущая способность равнопрочного узла должна быть не меньше расчетной несущей способности соединяемых элементов;

- узел можно классифицировать как равнопрочный, если он удовлетворяет условиям, приведенным на Рисунке 5.2 (см. Рисунок 5.5 СН РК EN 1993-1-8);

- узел, который не отвечает условиям, предъявляемым к равнопрочному или номинально-шарнирному узлу, следует классифицировать как частично равнопрочный узел.



$M_{b,pl,Rd}$ - расчетная несущая способность балки на изгиб в пластической стадии;

$M_{c,pl,Rd}$ - расчетная несущая способность колонны на изгиб в пластической стадии

Рисунок 5.2 - Равнопрочные узлы: а) верх колонны; б) по высоте колонны

5.2.3 Взаимодействие основания и сооружения

Правила применения:

а) Деформационные характеристики опор следует учитывать в том случае, если это необходимо.

ПРИМЕЧАНИЕ Норматив СН РК EN 1997 содержит руководство для расчета взаимодействия грунта и сооружения.

б) Для каждой геотехнической проектной ситуации должно проверяться, что не превышает ни одно из предельных состояний, определенных в СН РК EN 1990.

в) При определении проектных ситуаций и предельных состояний следует учитывать следующие факторы:

- инженерно-геологические условия площадки в связи с общей устойчивостью и перемещениями основания;
- тип и размер сооружения и его элементов, включая особые требования, такие как проектный срок службы;
- ситуацию на окружающей территории (например: соседние сооружения, транспорт, инженерные коммуникации, растительность, опасные химикаты);
- грунтовые условия;
- подземные воды;
- региональная сейсмичность;
- влияние окружающей среды (гидрология, поверхностные воды, оседание грунта, сезонные изменения температуры и влаги).

г) Предельные состояния могут возникнуть в грунтовом основании или в сооружении, либо может произойти совместное разрушение сооружения и основания.

д) Предельные состояния следует проверять по одному из следующих пунктов или по нескольким из них:

- использование расчетов в соответствии с Пунктом 2.4 СН РК EN 1997-1 (Геотехническое проектирование с использованием расчетов);
- назначение предписывающих мероприятий согласно Пункту 2.5 СН РК EN 1997-1 (Проектирование по предписаниям);
- экспериментальные модели и испытания нагрузкой в соответствии с Пунктом 2.6 СН РК EN 1997-1 (Испытания нагрузкой и испытания экспериментальных моделей);
- методы наблюдения в соответствии с Пунктом 2.7 СН РК EN 1997-1 (Наблюдательный метод).

5.3 Общий расчет

5.3.1 Влияние деформированной геометрии конструкции

Правила применения:

а) Внутренние силы и моменты в общем случае могут быть определены с применением:

1) расчета по теории первого порядка, использующего начальную геометрию конструкции;

2) расчета по теории второго порядка, учитывающего влияние деформаций конструкции.

б) Эффекты деформированной геометрической схемы (эффекты второго рода) следует рассматривать в случае, если они значительно увеличивают внутренние усилия или значительно изменяют работу конструкции.

в) Расчет по теории первого порядка может применяться для конструкции, если увеличением соответствующих внутренних сил или моментов или любым другим изменением работы конструкции, вызванными деформациями, можно пренебречь. Это условие считается выполненным, если соблюдается следующий критерий Формулы (5.1):

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ — для расчета в упругой стадии}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ — для расчета в пластической стадии}$$
(5.1)

где α_{cr} - коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при котором будет достигнуто неустойчивое состояние в упругой стадии при общем расчете;

F_{Ed} - расчетная нагрузка на конструкцию;

F_{cr} - критическая нагрузка при потере общей устойчивости в упругой стадии, определенная на основе начальных упругих жесткостей.

ПРИМЕЧАНИЕ При пластическом расчете в критерии Формулы (5.1) приведено более высокое значение предела для α_{cr} , так как на работу конструкции могут оказывать значительное влияние нелинейные свойства материалов в критическом предельном состоянии (например, при формировании пластических шарниров в раме с перераспределением моментов или при возникно-

вании значительных нелинейных деформаций от полужестких соединений). Для определенных типов рам в Национальном Приложении может быть приведен более низкий предел для α_{cr} при соответствующем обосновании, согласно НП.2.8 СН РК EN 1993-1-1, более низкий предел α_{cr} не устанавливается.

г) Рамные каркасы зданий с небольшими уклонами кровли и балочно-стоечные типы плоских рам зданий могут быть проверены расчетом по теории первого порядка, если критерий Формулы (5.1) выполняется для каждого этажа. В этих конструкциях α_{cr} можно вычислить по следующей приближенной формуле, при условии, что осевое сжатие в балках или стропилах незначительно:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (5.2)$$

где H_{Ed} - расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных нагрузок, см. Пункт 5.4.2(и) настоящего пособия;

V_{Ed} - суммарная расчетная вертикальная нагрузка на конструкцию в основании этажа;

$\delta_{H,Ed}$ - горизонтальное смещение верха этажа относительно основания этажа при действии на раму горизонтальных нагрузок (например, ветра) и фиктивных горизонтальных нагрузок, приложенных на уровне каждого этажа;

h - высота этажа.

ПРИМЕЧАНИЕ 1В При использовании Пункта 5.3.1(г)В настоящего пособия и отсутствии более подробной информации уклон кровли можно принимать равным нулю, если его значение не более, чем 1:2 (26°).

ПРИМЕЧАНИЕ 2В При использовании Пункта 5.3.1(г)В настоящего пособия и отсутствии более подробной информации осевое сжатие в балках или стропилах можно считать значимым, если:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (5.3)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающей силы;

$\bar{\lambda}$ - условная гибкость в плоскости рамы, вычисленная для балки или стропил с шарнирами по концам и с конструктивной длиной, измеряемой вдоль балки или стропил.

д) Влияние сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости на жесткости элементов должно учитываться, если это значительно влияет на результаты общего расчета, см. СН РК EN 1993-1-5:

1) Влияние эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости пластин должны быть учтены при расчете несущей способности или усталостной прочности по предельным состояниям.

ПРИМЕЧАНИЕ Применяемые в данном стандарте частные коэффициенты безопасности γ_{M0} и γ_{M1} указаны для различных областей применения в Национальных Приложениях СН РК EN 1993-1 – СН РК EN 1993-6.

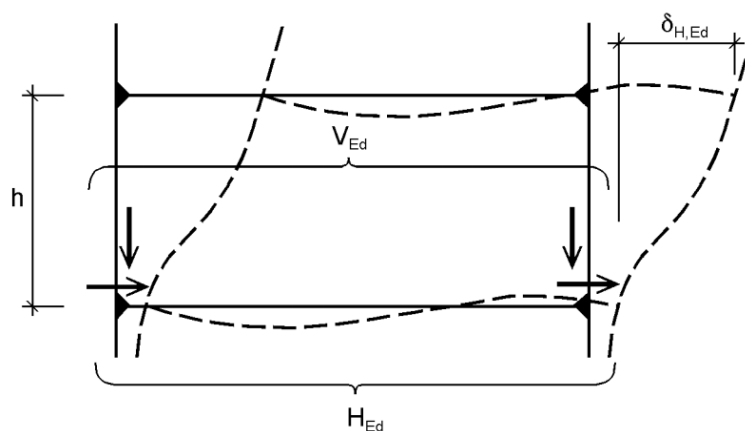


Рисунок 5.3 - Обозначения для Пункта 5.3.1(б)

2) При оценке влияния эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости пластин необходимо использовать методику определения эффективной ширины при общем расчете:

- влияние эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости на жесткость элементов и соединений должно приниматься во внимание при общем расчете конструкции;
- влияние эффекта сдвигового запаздывания поясов при общем расчете конструкции учитывается с использованием в расчете эффективной^s ширины. Для упрощения эффективная^s ширина может быть принята постоянной по всей длине пролета;
- в неразрезных балках для каждого пролета эффективная^s ширина поясов должна приниматься менее всей ширины пояса, в том числе и на участке $L/8$ длины пролета от каждой опоры, где L — пролет или двойная длина консоли;
- влияние эффекта потери устойчивости пластины при общем расчете в упругой стадии учитывается с использованием в расчете эффективной^p площади поперечного сечения, на которую действуют сжимающие усилия (см. Пункт 4.3 СН РК EN 1993-1-5).
- при общем расчете конструкции влияние эффекта потери устойчивости пластин допускается не учитывать, если эффективная^p площадь поперечного сечения сжатого элемента превышает значение ρ_{lim} , умноженное на площадь поперечного сечения брутто этого элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. НП.2.1 СН РК EN 1993-1-5 в части значения коэффициента для определения эффективной площади сжатого элемента, при которой допускается не учитывать влияние эффекта потери устойчивости пластины. Принято рекомендуемое значение коэффициента $\rho_{lim}=0,5$.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Указания по определению жесткости для случая, когда требование Раздела 5 СН РК EN 1993-1-5 не соблюдается, даны в Приложении Е СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для прокатных и сварных сечений подобных размеров влиянием сдвигового запаздывания можно пренебречь.

3) При оценке влияния эффекта сдвигового запаздывания и потери устойчивости пластин необходимо использовать следующие термины и определения:

- эффективная площадь поперечного сечения и эффективная ширина: Площадь сечения брутто или ширина сечения элемента, уменьшенная на участок или длину пластины, вследствие потери их устойчивости от действия нормальных или касательных напряжений или от их совместного действия и эффекта сдвигового запаздывания; понятие «эффективный» классифицируют следующим образом: «эффективный^p» — учитывает эффект потери устойчивости (выпучивания) пластины от нормальных напряжений; «эффективный^s» — учитывает эффект сдвигового запаздывания; «эффективный» — учитывает эффект потери устойчивости (выпучивания) пластины от нормальных напряжений и сдвигового запаздывания.

е) Влияние на общий расчет сдвига в болтовых отверстиях и подобных деформаций узловых соединений на штифтах и анкерных болтах следует учитывать, если оно существенно.

5.3.2 Устойчивость рам

Правила применения:

а) Если согласно Пункту 5.3.1 настоящего пособия должно быть принято во внимание влияние деформации конструкции, то учет этого влияния и проверка устойчивости конструкции выполняется по указаниям Пунктов (б) – (е) настоящего пособия.

б) Проверка устойчивости рам или их частей должна быть произведена с учетом несовершенств и эффектов второго рода.

в) Эффекты второго рода и несовершенства могут учитываться в соответствии с типом рамы одним из следующих способов:

1) с помощью общего расчета;

2) частично с помощью общего расчета и частично с помощью проверки устойчивости отдельных элементов согласно Пункту 7 настоящего пособия;

3) для основных видов напряженно-деформированного состояния — проверкой устойчивости отдельных элементов, согласно Пункту 7 настоящего пособия, с использованием расчетных длин, соответствующих форме общей потери устойчивости конструкции.

г) Эффекты второго рода могут быть вычислены с использованием соответствующего расчета конструкции (включая пошаговые или другие итерационные процедуры). Для рам, в которых первая форма потери устойчивости является преобладающей, упругий расчет первого порядка следует выполнять на повышенные значения действующих усилий (например, изгибающих моментов), определяемые с использованием соответствующих коэффициентов.

д) При упругом общем расчете одноэтажных рам эффект поперечного отклонения второго рода от действия вертикальных нагрузок может быть учтен увеличением:

- горизонтальных нагрузок H_{Ed} (например, ветра);
 - эквивалентных нагрузок $V_{Ed} \times \phi$, обусловленных несовершенствами (см. Пункт 5.4.2(и) настоящего пособия) и другими возможными эффектами отклонений от вертикали согласно теории первого порядка, используя коэффициент:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (5.4)$$

при условии, что $\alpha_{cr} \geq 3,0$.

Коэффициент α_{cr} может быть вычислен по Формуле (5.2) настоящего пособия при условии, что уклон кровли незначителен и осевое сжатие в балках или стропильных конструкциях также незначительно, как указано в Пункте 5.3.1(г)В настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ При $\alpha_{cr} < 3,0$ применяется более точный расчет по теории второго порядка.

е) Для многоэтажных рам эффекты поперечного отклонения второго рода могут быть вычислены посредством метода, приведенного в Пункте 5.3.2(д)В настоящего пособия при условии, что для всех этажей одинаково:

- распределение вертикальных нагрузок;
- распределение горизонтальных нагрузок;
- распределение жесткостей в раме пропорционально приложенным к этажу поперечным силам.

ПРИМЕЧАНИЕ Ограничения для метода - см. также в Пункте 5.3.1(г)В настоящего пособия.

ж) В соответствии с Пунктом 5.3.2(в) настоящего пособия устойчивость отдельных элементов должна быть проверена следующим образом:

1) если эффекты второго рода в отдельных элементах и соответствующие несовершенства элемента (см. Пункт 5.4.4 настоящего пособия) полностью учитываются при общем расчете конструкции, то проверка устойчивости отдельных элементов согласно Пункту 7 настоящего пособия не требуется;

2) если эффекты второго рода в отдельных элементах или некоторые несовершенства отдельных элементов (например, отклонения элемента при потере устойчивости при продольном изгибе и/или потере устойчивости плоской формы изгиба, см. Пункт 5.4.4 настоящего пособия) не учитываются полностью в общем расчете, то должна быть проверена устойчивость отдельных элементов согласно соответствующим критериям по Пункту 7 настоящего пособия на воздействия, не включенные в общий расчет. Эта проверка должна учитывать концевые моменты и силы, полученные из общего расчета конструкции, включая общие эффекты второго рода и общие несовершенства (см. Пункт 5.4.2 настоящего пособия), если они имеют место и могут располагаться в пределах расчетной длины.

и) Если устойчивость рамы оценена проверкой по методу эквивалентной колонны согласно Пункту 7 настоящего пособия, то значения расчетных длин должны быть основаны на форме общей потери устойчивости рамы с учетом жесткостей элементов и соединений, наличия пластических шарниров и распределения сжимающих усилий при действии расчетных нагрузок. В этом случае внутренние усилия, используемые при определении несущей способности, вычисляются согласно теории первого порядка без учета несовершенств.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.9 СН РК EN 1993-1-1 в части информации об учете несовершенств при проверке устойчивости рамы по методу эквивалентной колонны. Дополнительная информация не приводится.

5.4 Несовершенства

5.4.1 Основные положения

Правила применения:

а) Для учета влияния несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие пригонки и любой незначительный эксцентриситет в соединениях ненагруженной конструкции, в расчет должны быть включены соответствующие допущения.

б) Эквивалентные геометрические несовершенства, см. Пункты 5.4.2 и 5.4.3 настоящего пособия, должны приниматься со значениями, отражающими возможные эффекты всех типов несовершенств, за исключением тех эффектов, которые включены в формулы проверки прочности элемента, см. Пункт 5.4.4 настоящего пособия.

в) Должны быть приняты во внимание следующие несовершенства:

- 1) общие несовершенства рам и систем связей;
- 2) местные несовершенства отдельных элементов.

5.4.2 Несовершенства при общем расчете рам

Правила применения:

а) Приемлемую форму общих и местных несовершенств можно получить из формы потери устойчивости конструкции в упругой стадии.

б) Потерю устойчивости в плоскости и из плоскости, включая потерю устойчивости по крутильной форме с симметричными и асимметричными формами потери устойчивости, следует рассматривать в наиболее неблагоприятных направлении и форме.

в) При расчете рам, чувствительных к потере устойчивости, сопровождаемой поперечным отклонением, эффект несовершенств учитывается посредством расчета рамы с эквивалентным несовершенством в виде начального поперечного отклонения и местных изгибных отклонений элементов. Несовершенства могут быть определены как:

1) общие начальные несовершенства в виде отклонений от вертикали (поперечных отклонений), см. Рисунок 5.4:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (5.5)$$

где ϕ_0 - основное значение: $\phi_0 = 1/200$;

α_h - понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонн h :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0,$$

здесь h - высота конструкции, м;

α_m - понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)},$$

m - количество колонн в ряду, включая только колонны, воспринимающие вертикальную силу N_{Ed} , равную не менее 50 % среднего значения, приходящегося на каждую колонну ряда;

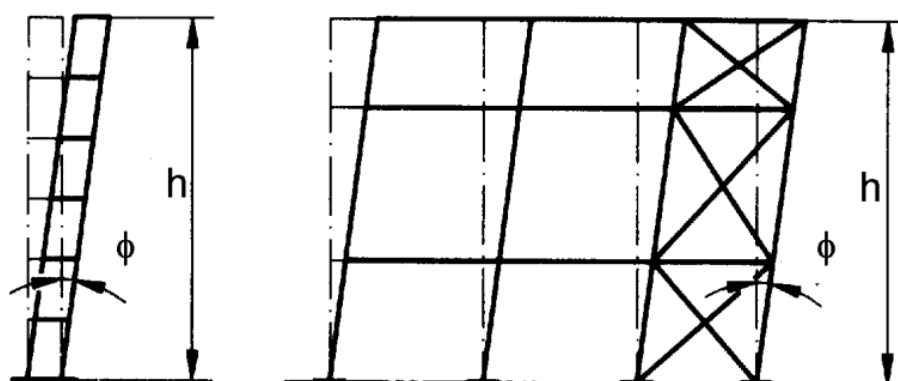


Рисунок 5.4 - Эквивалентные несовершенства при поперечном отклонении

2) относительные начальные местные изгибные несовершенства элементов при плоской форме потери устойчивости:

$$e_0/L, \quad (5.6)$$

где L - длина элемента.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.10 СН РК EN 1993-1-1 в части расчетных значений относительных начальных местных изгибных несовершенств e_0/L для расчета конструкций в упругой и пластической стадиях. Приняты рекомендуемые расчетные значения e_0/L , приведенные в Таблице 5.2.

Таблица 5.2 - Расчетные значения начального местного изгибного несовершенства e_0/L

Кривая потери устойчивости по таблице 6.1	e_0/L	
	при упругом расчете	при пластическом расчете
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

д) Для рамных каркасов зданий несовершенствами в виде поперечных отклонений можно пренебречь, если:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed} \quad (5.7)$$

е) Для определения горизонтальных усилий, приложенных на уровне диска перекрытия, должна быть принята форма отклонений, показанная на Рисунке 5.5, где ϕ - поперечное отклонение, полученное из Формулы (5.5) при высоте одного этажа h , см. Пункт 5.5.2(а) настоящего пособия.

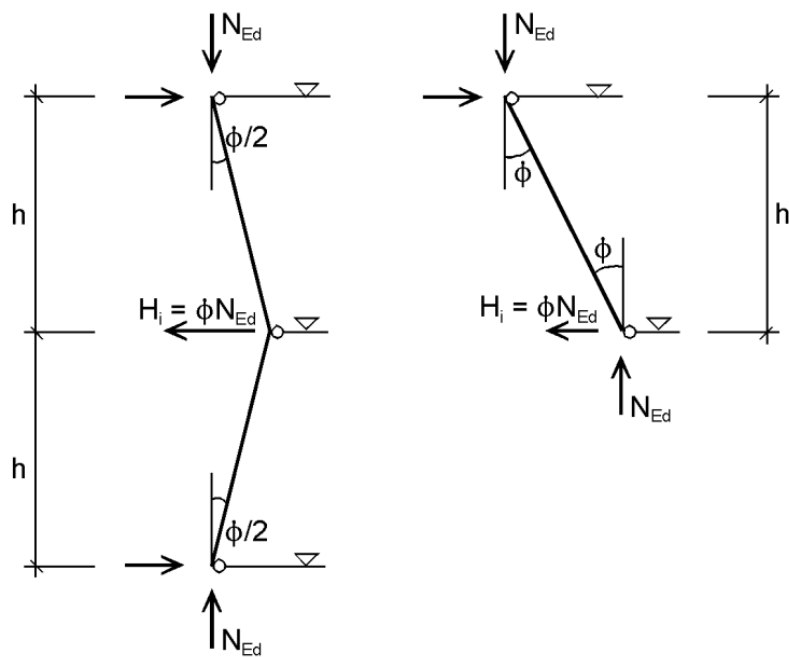


Рисунок 5.5 - Поперечное отклонение ϕ для определения горизонтальных сил, приложенных на уровне диска перекрытия

ж) При выполнении общего расчета для определения концевых сил и моментов, используемых при проверках элемента согласно Разделу 7 настоящего пособия, местными изгибными отклонениями можно пренебречь. Однако для рам, чувствительных к эффектам второго рода, местные изгибные отклонения (см. Пункт 5.3.1(в) настоящего пособия) должны быть введены в расчет рамной конструкции для каждого сжатого элемента, при соблюдении следующих условий:

- существует хотя бы одно соединение, воспринимающее момент в одном конце элемента;

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \quad (5.8)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающей силы;

$\bar{\lambda}$ - условная гибкость в плоскости рамы, вычисленная для элемента с шарнирами по концам.

ПРИМЕЧАНИЕ Местные изгибные отклонения принимаются во внимание при проверках элемента, см. 5.3.2(в) и 5.4.4 настоящего пособия.

и) Начальные поперечные отклонения и начальные местные изгибные отклонения могут быть заменены системами эквивалентных горизонтальных сил, приложенных к каждой из колонн, см. Рисунки 5.5 и 5.6.

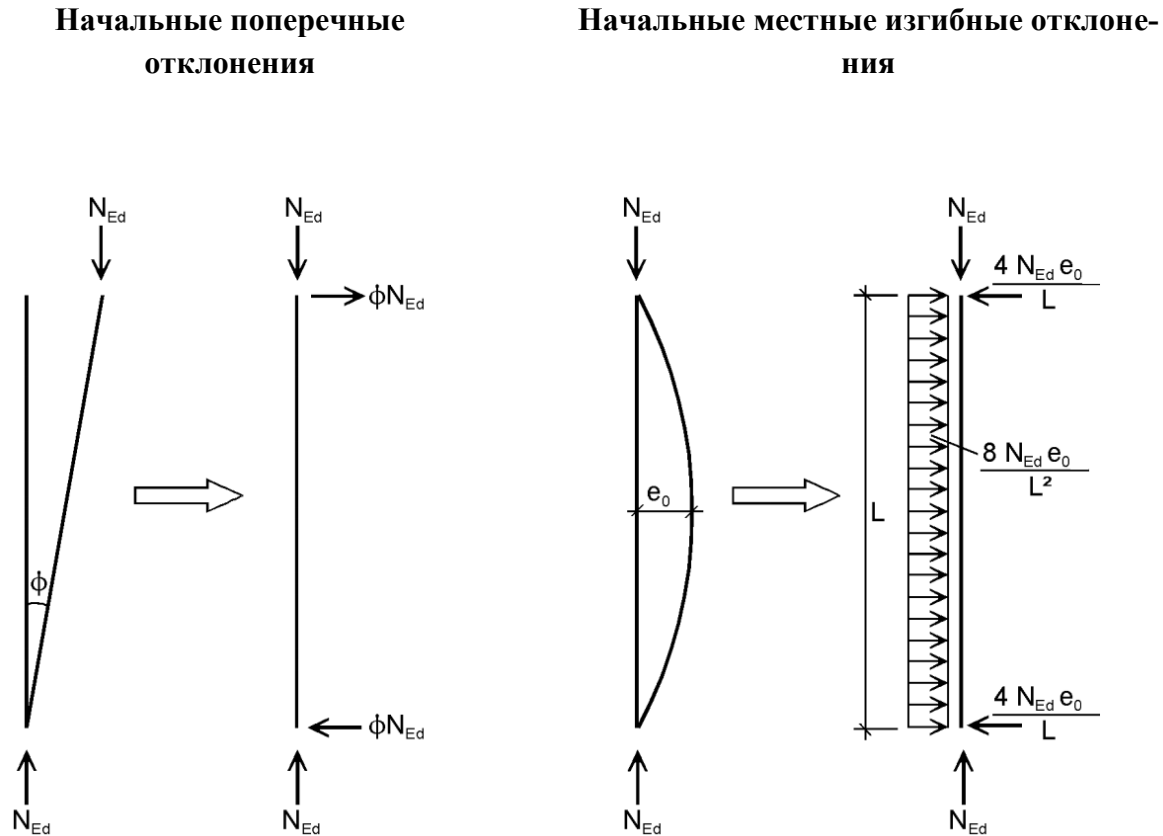


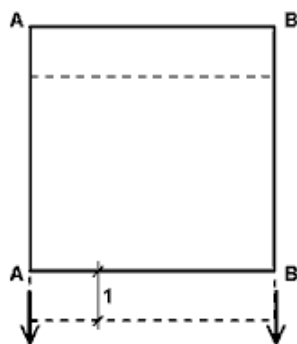
Рисунок 5.6 - Замена начальных отклонений эквивалентными горизонтальными силами

к) Начальные поперечные отклонения следует рассматривать в любом горизонтальном направлении, но одновременно учитывается только одно из направлений.

л) В многоэтажных балочно-стоечных каркасах здания эквивалентные силы следует прикладывать на уровне каждого этажа и в уровне покрытия.

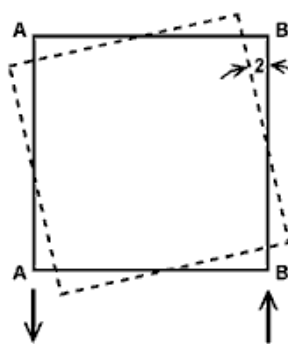
м) Также подлежат рассмотрению возможные эффекты закручивания конструкции, вызванные асимметричными поперечными отклонениями двух противоположных граней, Рисунок 5.7.

а) Грани А – А и В – В смещаются в одном направлении



1 - поступательное смещение;

б) Грани А – А и В – В смещаются в противоположных направлениях



2 - вращательное смещение

Рисунок 5.7 — Поступательные и вращательные эффекты (вид в плане)

н) Как альтернатива указаниям Пунктов 5.4.2(в,ж) настоящего пособия для определения интегрального (общего и местного) отклонения может быть использовано отклонение элемента α_{cr} при потере устойчивости конструкции в упругой стадии. Амплитуда этого отклонения может быть определена по формуле:

$$\eta_{init} = e_0 \cdot \frac{N_{cr}}{EI|\eta_{cr}''|_{max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}} \cdot \frac{N_{Rk}}{EI|\eta_{cr}''|_{max}} \eta_{cr} \quad (5.9)$$

где $EI\eta_{cr}''$ - изгибающий момент от η_{cr} в критическом поперечном сечении;

η_{cr} - отклонение элемента при потере устойчивости в упругой стадии;

$$e_0 = \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) \cdot \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \cdot \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{— при } \bar{\lambda} > 0,2 ; \quad (5.10)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad \text{— условная гибкость конструкции,} \quad (5.11)$$

здесь α - коэффициент несовершенства для соответствующей кривой потери устойчивости, см. Таблицы 5.1 и 5.2;

χ - понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости, зависящий от соответствующего поперечного сечения, см. 7.1 настоящего пособия;

$\alpha_{ult,k}$ - коэффициент минимального увеличения осевой силы N_{Ed} для достижения нормативного значения несущей способности N_{Rk} наиболее напряженного поперечного сечения без учета потери устойчивости;

α_{cr} - коэффициент минимального увеличения осевой силы N_{Ed} для достижения потери устойчивости в упругой стадии;

M_{Rk} - нормативное значение изгибающего момента, воспринимаемого критическим поперечным сечением, например $M_{el,Rk}$ или $M_{pl,Rk}$ соответственно;

N_{Rk} - нормативное значение осевой силы, воспринимаемой критическим поперечным сечением, то есть $N_{pl,Rk}$.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для вычисления коэффициентов $\alpha_{ult,k}$ и α_{cr} элементы конструкции можно рассматривать как нагруженные осевыми силами N_{Ed} , полученными из упругого расчета первого порядка конструкции при расчетных нагрузках.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 См. НП.2.11 СН РК EN 1993-1-1 в части альтернативного метода для определения амплитуды отклонения элемента при потере устойчивости в упругой стадии. Альтернативный метод для определения амплитуды отклонения элемента при потере устойчивости в упругой стадии для зданий не применяется.

5.4.3 Несовершенства при расчете систем связей

Правила применения:

а) При расчете систем связей, обеспечивающих устойчивость балок из плоскости или сжатых элементов, влияние несовершенств учитывается посредством эквивалентного геометрического отклонения раскрепленных элементов в форме начального изгибного отклонения:

$$e_0 = \alpha_m L / 500, \quad (5.12)$$

где L - длина элемента связей;

α_m - понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду, определяемый по формуле:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)},$$

здесь m - количество раскрепленных элементов.

б) Начальные изгибные отклонения элементов, раскрепленных системой связей, могут быть заменены эквивалентной стабилизирующей силой N_{Ed} , как показано на Рисунке 5.8. В этом случае эквивалентная распределенная погонная нагрузка может быть вычислена по формуле:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}, \quad (5.13)$$

где δ_q - перемещение в плоскости системы связей от совместного действия q и внешних нагрузок, полученное при расчете по теории первого порядка.

ПРИМЕЧАНИЕ Перемещение δ_q можно принимать равным нулю, если используется теория второго порядка.

в) В случае раскрепления сжатой полки балки постоянной высоты системой связей, силу N_{Ed} (см. Рисунок 5.8) можно определить по формуле:

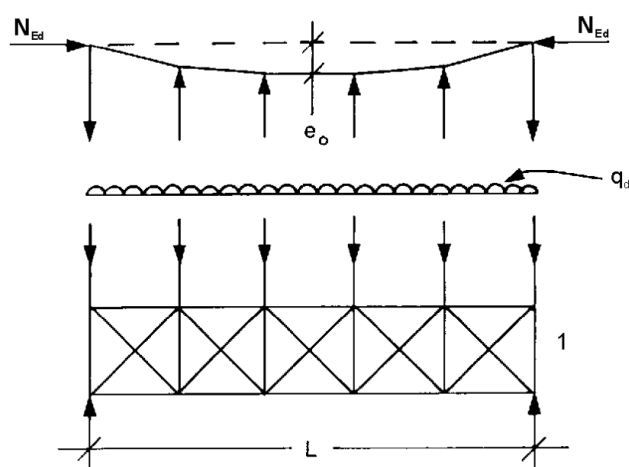
$$N_{Ed} = M_{Ed} / h, \quad (5.14)$$

где M_{Ed} - максимальное значение изгибающего момента в балке;
 h - высота балки.

ПРИМЕЧАНИЕ Если балка подвержена сжатию внешней силой, то осевая сила N_{Ed} должна включать также часть внешней силы.

г) Элементы связей и их крепление к балкам или сжатым элементам должны быть проверены на действие локальной силы, равной $\alpha_m N_{Ed}/100$, передаваемой каждой балкой или сжатым элементом в точках их сопряжения с элементами связей, Рисунок 5.9.

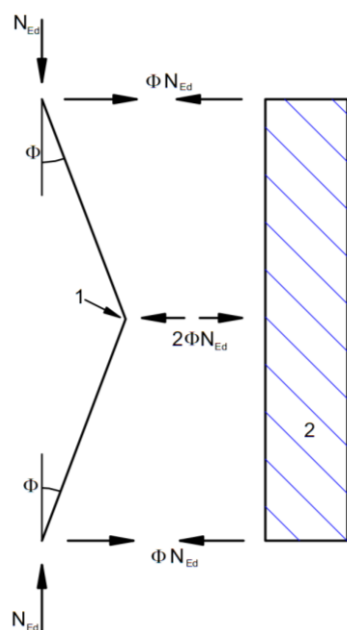
д) При проверке на локальное усилие согласно Пункту 5.4.3(г) настоящего пособия должны быть также учтены внешние нагрузки, действующие на системы связей, но силами, являющимися результатом отклонения, данного в Пункте 5.4.3(а) настоящего пособия, можно пренебречь.



e_0 - отклонение;
 q_d - эквивалентная распределенная погонная нагрузка;
 1 - система связей

Сила N_{Ed} принята постоянной вдоль пролета L системы связей.
 При переменной силе вдоль пролета решение достаточно надежно

Рисунок 5.8 — Эквивалентная стабилизирующая сила



1 - сопряжение;
 2 - система связей

$$\Phi = \alpha_m \Phi_0; \quad \Phi_0 = 1/200;$$

$$2\Phi N_{Ed} = N_{Ed}/100$$

Рисунок 5.9 - Усилия в связях при раскреплении сжатых элементов

5.4.4 Несовершенства элемента

Правила применения:

а) Местные изгибные отклонения элементов учтены в формулах определения несущей способности элементов по устойчивости, см. 7 настоящего пособия.

б) При расчете устойчивости элементов посредством расчета по теории второго порядка согласно Пункту 5.3.2(ж,а) настоящего пособия, следует учитывать отклонения сжатых элементов e_0 согласно Пунктам 5.4.2(в,2), 5.4.2(е)В или 5.4.2(ж) настоящего пособия.

в) В расчете по теории второго порядка, учитывающего потерю устойчивости плоской формы изгиба элемента, отклонения можно принимать равными $ke_{0,d}$, где $e_{0,d}$ - эквивалентное начальное изгибное отклонение в плоскости наименьшей жесткости рассматриваемого профиля. В общем случае дополнительное закручивающее отклонение учитывать не следует.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.12 СН РК EN 1993-1-1 в части значения коэффициента отклонения k при потери устойчивости плоской формы изгиба элемента. Принято рекомендуемое значение коэффициента $k=0,5$.

ПРИМЕР 1. Расчет по определению коэффициента увеличения расчетной нагрузки α_{cr} и проверка влияния первоначальных несовершенств конструкции рамы на статический расчет в упругой стадии

Исходные данные: требуется определить коэффициент увеличения расчетной нагрузки α_{cr} и проверить влияние первоначальных несовершенств конструкции рамы на статический расчет в упругой стадии. Рама двухэтажная, двухпролетная. Шаг колонн – 6000 мм, высота этажа – 3500мм. Сопряжение колонны рамы с фундаментом:

а) для варианта I - жесткое (схема А, см. Рисунок 5.10);

б) для варианта II - шарнирное (схема В, см. Рисунок 5.10).

Колонны выполнены из прокатного профиля НЕВ 200, ригели – из прокатного профиля ИРЕ 400. Поэтажная полная погонная расчетная вертикальная нагрузка: $f_{Ed} = 38,9 \text{ кН/м}$. Полная погонная горизонтальная (боковая) нагрузка:

а) слева $w_{1,Ed} = 2,75 \text{ кН/м}$;

б) справа $w_{2,Ed} = 1,01 \text{ кН/м}$.

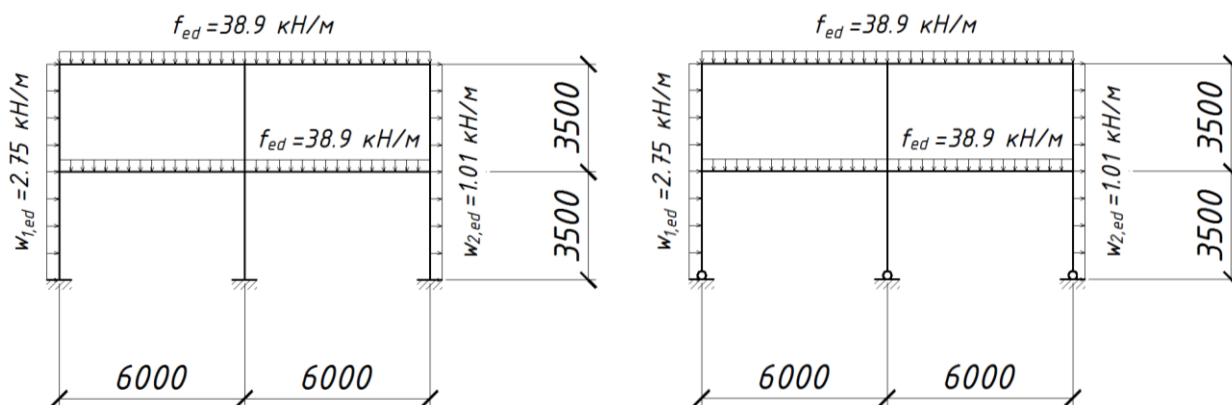
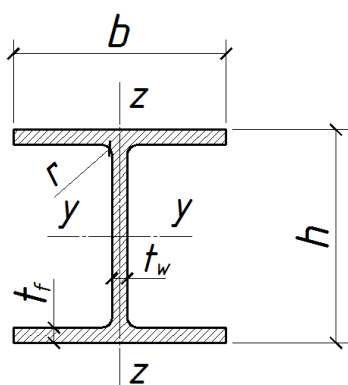


Схема А – Жесткое сопряжение колонны с фундаментом

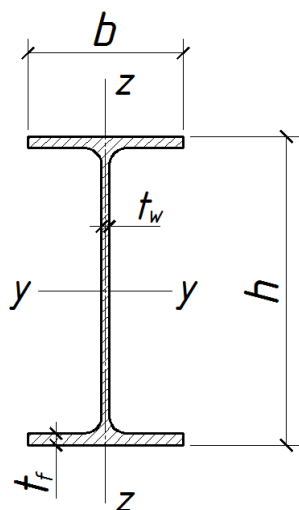
Схема В – Шарнирное сопряжение колонны с фундаментом

Рисунок 5.10 – Схема приложения нагрузок



- высота $h = 200\text{мм}$
- ширина $b = 200\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 9,0\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 15,0\text{мм}$
- радиус закругления $r = 18\text{мм}$
- площадь сечения $A = 7880\text{мм}^2$
- момент инерции $I_y = 57,0 \cdot 10^6\text{мм}^4$

Рисунок 5.11 - Геометрические характеристики и размеры прокатного профиля НЕВ 200 (для колонн)



- высота $h = 400\text{мм}$
- ширина $b = 180\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 8,6\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 13,5\text{мм}$
- радиус закругления $r = 21\text{мм}$
- площадь сечения $A = 8446\text{мм}^2$
- момент инерции $I_y = 231,3 \cdot 10^6\text{мм}^4$

Рисунок 5.12 - Геометрические характеристики прокатного профиля IPE 400 (для ригелей)

2 Определение общих начальных несовершенств в вид отклонений от вертикали (см. Пункт 5.4.2 настоящего пособия)

Значение общих начальных несовершенств в виде отклонений от вертикали определяется по Формуле (5.5):

$$\phi = \phi_0 \alpha_m \alpha_h \quad (5.5)$$

где ϕ_0 - основное значение начальных несовершенств в виде отклонений от вертикали, определяемое согласно Пункту 5.4.2(в,1) настоящего пособия:

$$\phi_0 = 1/200 = 0,005;$$

α_h - понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонн (высота конструкции), определяемый согласно Пункту 5.4.2(в,1) настоящего пособия:

$$h = 3,5 + 3,5 = 7,00\text{м}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{7}} = 0,756$$

$$\frac{2}{3} \leq 0,756 \leq 1,0 \text{ (условие выполняется);}$$

α_m - понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду, включая только колонны, воспринимающие вертикальную силу N_{Ed} , равную не менее 50% среднего значения, приходящегося на каждую колонну:

$$N_{\text{среднее}} = \frac{1}{3} \cdot 38,9 \cdot 12 \cdot 2 = 311,2\text{кН}$$

$$N_{Ed} = \min[-198,1; -525,5; -208,5] = -198,1\text{кН}$$

$$N_{Ed} = -198,1\text{кН} > 0,5 \cdot N_{\text{среднее}} = 155,6\text{кН}$$

$$m = 3.$$

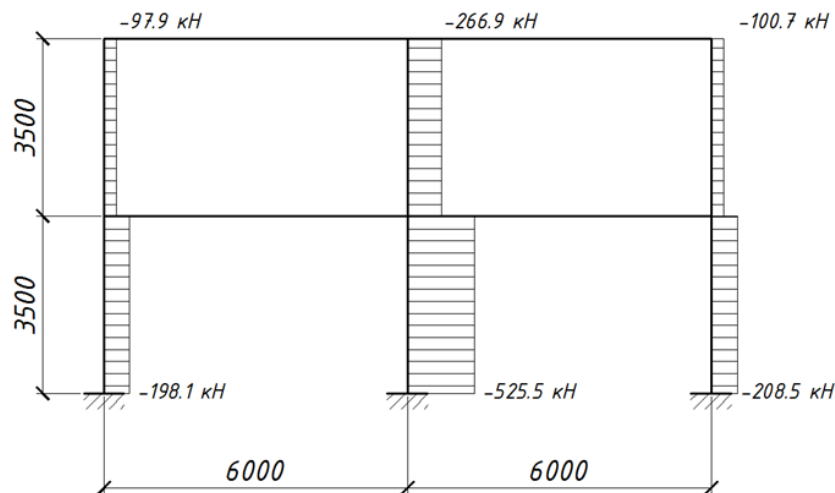


Рисунок 5.13 – Эпюра продольных сжимающих сил

Значит, понижающий коэффициент, определяемый согласно Пункту 5.4.2(в,1) настоящего пособия, учитывающий количество колонн в ряду равен:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,816.$$

Следовательно, значение общих начальных несовершенств в виде отклонений от вертикали равно:

$$\phi = \phi_0 \alpha_m \alpha_h = 0,005 \cdot 0,756 \cdot 0,816 = 0,00309.$$

Эквивалентная горизонтальная нагрузка, возникающая вследствие начальных несовершенств (см. Пункт 5.4.2(и) настоящего пособия):

$$H_{1,d} = H_{2,d} = \phi \cdot f_{sd} \cdot l = 0,00309 \cdot 38,9 \cdot (6,0 + 6,0) = 1,44 \text{ кН}$$

3 Определение коэффициента α_{cr} (см. Пункт 5.3.1 (г) в настоящего пособия)

3.1 Рама с жестким соединением колонны с фундаментом (схема А, Рисунок 5.10)

Расчет по теории первого порядка может применяться для конструкции, если увеличением соответствующих внутренних сил или моментов или любым другим изменением работы конструкции, вызванными деформациями, можно пренебречь. Это условие считается выполненным, если соблюдается критерий Формулы (5.1):

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 - \text{для расчета в упругой стадии}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 - \text{для расчета в пластической стадии}$$
(5.1)

Балочно-стоечные типы плоских рам зданий могут быть проверены расчетом по теории первого порядка, если критерий Формулы (5.1) выполняется для каждого этажа. В этих конструкциях коэффициент α_{cr} можно вычислить по приближенной Формуле (5.2) (при условии, что осевое сжатие в балках или стропилах незначительно):

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$
(5.2)

Горизонтальное смещение верха этажа относительно основания этажа при действии на раму горизонтальных нагрузок $w_{1,ed} = 2,75 \text{ кН/м}$ и $w_{2,ed} = 1,01 \text{ кН/м}$ фиктивных (эквивалентных) горизонтальных нагрузок $H_{1,d} = H_{2,d} = 1,44 \text{ кН}$, приложенных на уровне каждого этажа:

$$\delta_1 = 0,69 \text{ мм};$$

$$\delta_2 = 0,31 \text{ мм}.$$

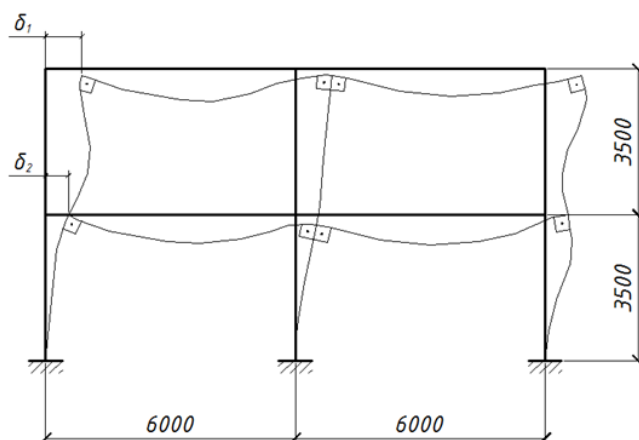


Рисунок 5.14 – Деформированное состояние рамы (с жестким соединением колонны с фундаментом)

Суммарная горизонтальная нагрузка на каждый этаж:

$$V_{Ed} = l \cdot f_{sd} = (6 + 6) \cdot 38,9 = 466,8 \text{ кН}$$

Эквивалентная горизонтальная нагрузка (см. Пункт 5.3.2(7) СН РК EN 1993-1-1):

$$H_{1,d} = H_{2,d} = 1,44 \text{ кН}$$

Коэффициент α_{cr} для верхнего этажа:

$$\alpha_{cr,1} = \frac{1,44}{466,8} \cdot \frac{3500}{0,69 - 0,31} = 28,41$$

$$\alpha_{cr,1} = 28,41 > 10 \rightarrow \text{расчет по теории первого порядка}$$

Коэффициент α_{cr} для нижнего этажа:

$$\alpha_{cr,2} = \frac{1,44 \cdot 2}{466,8 \cdot 2} \cdot \frac{3500}{0,31} = 34,84$$

$$\alpha_{cr,2} = 34,84 > 10 \rightarrow \text{расчет по теории первого порядка.}$$

Следовательно, при расчете рамы с жестким сопряжением колонны с фундаментом эффектами расчета по теории второго порядка можно пренебречь.

3.2 Рама с шарнирным соединением колонны с фундаментом (схема В, Рисунок 5.10)

Горизонтальное смещение верха этажа относительно основания этажа при действии на раму горизонтальных нагрузок $w_{1,ed} = 2,75 \text{ кН/м}$ и $w_{2,ed} = 1,01 \text{ кН/м}$ и фиктивных (эквивалентных) горизонтальных нагрузок $H_{1,d} = H_{2,d} = 1,44 \text{ кН}$, приложенных на уровне каждого этажа:

$$\delta_1 = 1,79 \text{ мм};$$

$$\delta_2 = 1,34 \text{ мм}.$$

Суммарная горизонтальная нагрузка на каждый этаж:

$$V_{Ed} = 466,8 \text{ кН}.$$

Эквивалентная горизонтальная нагрузка (см. Пункт 5.4.2(и) настоящего пособия):

$$H_{2,d} = 1,44 \text{ кН}$$

Коэффициент α_{cr} для верхнего этажа:

$$\alpha_{cr,1} = \frac{1,44}{466,8} \cdot \frac{3500}{1,79 - 1,34} = 24$$

$$\alpha_{cr,1} = 24 > 10 \rightarrow \text{расчет по теории первого порядка}$$

Коэффициент α_{cr} для нижнего этажа:

$$\alpha_{cr,2} = \frac{1,44 \cdot 2}{466,8 \cdot 2} \cdot \frac{3500}{1,34} = 8,06$$

$$\alpha_{cr,2} = 8,06 < 10 \rightarrow \text{расчет по теории второго порядка}$$

Следовательно, при расчете рамы с шарнирным сопряжением колонны с фундаментом необходимо учитывать эффекты расчета по теории второго порядка.

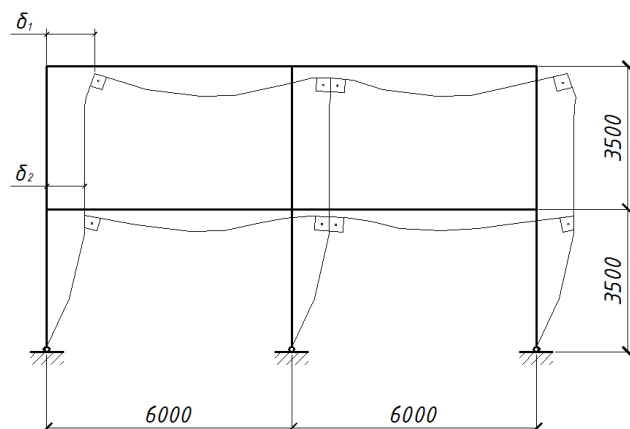


Рисунок 5.15 – Деформированное состояние рамы (с шарнирным соединением колонны с фундаментом)

3.3 Определение эквивалентной горизонтальной нагрузки

Согласно Пункту 5.3.2 (е)В настоящего пособия эффекты расчета по теории второго порядка могут быть учтены путем увеличения горизонтальной нагрузки H_{ed} (ветровая нагрузка и т.п.) и эквивалентных нагрузок $V_{Ed} \cdot \phi$, обусловленных начальными несовершенствами (см. Пункт 5.4.2(и) настоящего пособия) и другими возможными эффектами отклонений от вертикали, используя коэффициент:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1}{8,06}} = 1,141$$

Следовательно, нагрузки необходимо увеличить на 14,1%, для учета эффектов расчета по теории второго порядка.

5.5 Методы расчета с учетом нелинейных свойств материалов

5.5.1 Общие положения

Правила применения:

- а) Внутренние силы и моменты можно определить посредством:
 - 1) упругого общего расчета;
 - 2) пластического общего расчета.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчет конечно-элементной модели (КЭМ) см. Приложение С СН РК EN 1993-1-5.

б) Правила применения расчетов при помощи метода конечного элемента (FEM) согласно СН РК EN 1993-1-5:

- 1) свойства материала применяют с нормативными значениями;
- 2) в зависимости от требуемой точности и величины уровня напряжений при расчете допускается применять следующие предпосылки для свойств материала (см. Рисунок 5.16):

Модель

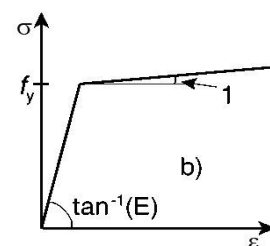
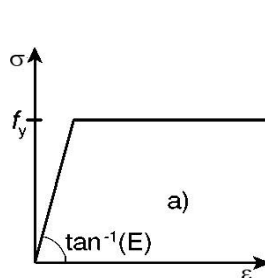
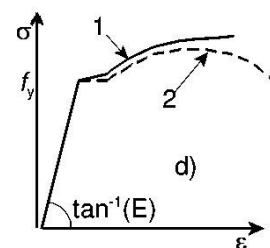
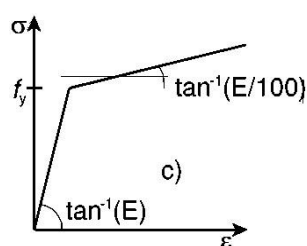
Только с площадкой теку-
чести1 $\tan^{-1}(E/100000)$ (или ана-
логично малое значение)Со стадией самоупрочне-
ния1 — действительная кривая
напряжение-деформация;
2 — кривая напряжение-
деформация по результатам
испытаний

Рисунок 5.16 - Моделирование свойств материала

- упруго-пластические без напряжений стадии самоупрочнения (идеальный упруго-пластический материал);
- упруго-пластические с номинальным углом площадки стадии самоупрочнения;
- упруго-пластические с линейным углом напряжений стадии самоупрочнения;
- действительная кривая зависимости напряжения и деформации, определенная по результатам испытаний, действительные значения определяются по формулам:

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma \cdot (1 + \varepsilon),$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln \cdot (1 + \varepsilon);$$

- для модуля упругости в упругой зоне определяющим является номинальное значение (см. Рисунок 5.16).

в) Упругий общий расчет может применяться во всех случаях.

г) Пластический общий расчет может применяться тогда, когда имеет место поворот конструкции в местах образования пластических шарниров в элементах или в соединениях. При образовании пластического шарнира в элементе, его поперечные сечения должны обладать двойной или одиночной плоскостью симметрии, совпадающей с плоскостью вращения пластического шарнира, и должны удовлетворять требованиям, указанным в Пункте 5.7 настоящего пособия. При образовании пластического шарнира в узле сопряжения, он должен иметь либо достаточную прочность для обеспечения работы пластического шарнира в элементе, либо сохранять несущую способность в пластической стадии при значительном повороте, см. СН РК EN 1993-1-8:

1) основные положения по определению несущей способности соединений:

- несущую способность соединения следует определять, исходя из несущих способностей его основных компонентов;

- при расчете соединений можно применять линейно-упругий или упруго-пластический расчет;

- если для восприятия усилия среза используются крепежные детали различной жесткости, то расчетная нагрузка должна быть воспринята крепежными деталями наибольшей жесткости. Исключение см. в Пункте 3.9.3 СН РК EN 1993-1-8.

2) расчетные предпосылки для соединений:

- соединения следует рассчитывать на основе реалистичной предпосылки о распределении внутренних сил и моментов. Для определения распределения внутренних усилий используются следующие предпосылки:

- внутренние силы и моменты, принимаемые при расчете, находятся в равновесии с силами и моментами, приложенными к соединению;

- каждый элемент соединения обладает достаточной несущей способностью для восприятия внутренних сил и моментов;

- деформации, соответствующие принятому распределению, не превышают предельные деформации крепежных деталей или сварных швов и соединяемых деталей;

- допускаемое распределение внутренних усилий должно быть реалистичным по отношению к погонным жесткостям в пределах соединения;

- деформации, допускаемые в любой расчетной модели при упруго-пластическом расчете, основаны на вращениях жесткого тела и/или на физически возможных деформациях в плоскости;

- каждая используемая модель согласуется с оценкой результатов испытаний (см. СН РК EN 1990);

- правила применения, приведенные в настоящей части, удовлетворяют 2.5(1).

3) общие данные для вращательной способности соединений:

- в случае проведения жестко-пластического общего расчета, узел в месте образования пластического шарнира должен иметь достаточную вращательную способность;

- вращательную способность болтового или сварного узлового соединения следует определять, используя положения, приведенные в Пунктах 6.4.2 или 6.4.3 СН РК EN 1993-1-8. Методы расчета, приведенные в этих пунктах, применимы только для сталей S235, S275, S355 и для узлов, в которых расчетное значение осевой силы N_{Ed} , действующей в присоединяемом элементе, не превышает 5 % расчетной несущей способности в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ его поперечного сечения;

- в качестве альтернативы Пунктов 6.4.2 и 6.4.3 СН РК EN 1993-1-8, вращательную способность узла проверять не следует при условии, что расчетная несущая способность $M_{j,Rd}$ узлового соединения, по крайней мере, в 1,2 раза выше расчетной несущей способности в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ поперечного сечения присоединяемого элемента;

- в случаях, не предусмотренных в Пунктах 6.4.2 и 6.4.3 СН РК EN 1993-1-8, вращательную способность можно определить по результатам испытаний согласно Приложению D СН РК EN 1990. В качестве альтернативы можно использовать соответствующие

расчетные модели, при условии, что они основаны на результатах испытаний, выполненных в соответствии с СН РК EN 1990.

4) болтовые узловые соединения:

- сопряжение балки с колонной, расчетная несущая способность которого $M_{j,Rd}$ зависит от расчетной несущей способности участка стенки колонны на сдвиг, можно считать обладающим достаточной вращательной способностью при пластическом общем расчете, при условии, что $d/t_w \leq 69\epsilon$;

- узел с опорным фланцем или поясной уголкового накладкой, прикрепляемых на болтах, можно считать обладающим достаточной вращательной способностью при пластическом общем расчете, если выполняются следующие условия:

- расчетная несущая способность на изгиб зависит от расчетной несущей способности: полки колонны при изгибе и опорного фланца балки или растянутой поясной накладки при изгибе;

- толщина t полки колонны, опорного фланца балки или растянутой поясной накладки (не обязательно того же основного компонента, упомянутого в условии а) удовлетворяет условию Формулы (6.32) СН РК EN 1993-1-8:

$$t \leq 0,36d \cdot \sqrt{f_{ub}/f_y},$$

где f_y - предел текучести стали соответствующего основного компонента;

- не допускается считать, что болтовое узловое соединение обладает достаточной вращательной способностью при пластическом общем расчете, если его расчетная несущая способность $M_{j,Rd}$ зависит от расчетной несущей способности болтов на срез.

5) сварные узловые соединения:

- можно считать, что сварное сопряжение балки с колонной обладает вращательной способностью ϕ_{cd} не меньшей, чем полученное по нижеследующей формуле при условии, что стенка колонны подкреплена при сжатии, но не подкреплена при растяжении, и ее расчетная несущая способность по моменту не зависит от расчетной несущей способности участка стенки колонны на сдвиг, см. Пункт 6.4.2(1) СН РК EN 1993-1-8:

$$\phi_{cd} = 0,25 \frac{h_c}{h_b}$$

где h_b - высота балки;

h_c - высота колонны.

- можно считать, что сварное сопряжение балки с колонной, рассчитанное с учетом требований настоящего раздела, обладает вращательной способностью, соответствующей углу поворота не менее 0,015 рад.

д) В качестве упрощения метода ограниченного пластического перераспределения моментов в неразрезных балках, в котором некоторые пиковые моменты при использовании упругого расчета превышают значение несущей способности на изгиб в пластической стадии максимум на 15 %, части моментов, превысившие пиковые, могут быть перераспределены в любом элементе при следующих условиях:

- 1) внутренние силы и моменты в раме остаются в равновесии с приложенными нагрузками;
- 2) все элементы, в которых уменьшены моменты, имеют поперечные сечения классов 1 или 2 (см. Пункт 5.6 настоящего пособия);
- 3) обеспечена устойчивость плоской формы изгиба элемента.

5.5.2 Упругий общий расчет

Правила применения:

- а) Упругий общий расчет базируется на предпосылке, что зависимость «напряжения-деформации» носит линейный характер независимо от уровня напряжений.

ПРИМЕЧАНИЕ Выбор расчетной модели с полужесткими соединениями см. Пункты 5.2.2(б,в) настоящего пособия.

- б) Внутренние силы и моменты могут быть определены при упругом общем расчете, даже если несущая способность поперечного сечения основана на его несущей способности в пластической стадии, см. Пункт 6.3 настоящего пособия.

- в) Упругий общий расчет может также использоваться для поперечных сечений, несущая способность которых ограничена потерей местной устойчивости, см. Пункт 6.3 настоящего пособия.

5.5.3 Пластический общий расчет

Правила применения:

- а) Пластический общий расчет учитывает физическую нелинейность при определении усилий в конструктивной системе. Ее поведение следует моделировать одним из следующих способов:

- 1) упруго-пластический расчет системы с элементами, в сечении которых имеют место пластические деформации, и/или при наличии соединений, подобных пластическим шарнирам;

- 2) нелинейный пластический расчет, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в элементах;

- 3) жестко-пластический расчет, пренебрегающий упругими деформациями между пластическими шарнирами.

- б) Пластический общий расчет следует использовать там, где элементы имеют достаточную вращательную способность, чтобы обеспечить перераспределение изгибающих моментов, см. Пункты 5.6 и 5.7 настоящего пособия.

- в) Пластический общий расчет следует использовать только там, где может быть гарантирована устойчивость элементов в пластических шарнирах, см. Пункт 7.5 настоящего пособия.

- г) Билинейная зависимость «напряжения-деформации» показанная на Рисунке 5.17, может применяться для марок конструкционной стали, определенных в Разделе 3. В каче-

стве альтернативы, согласно СН РК EN 1993-1-5, может быть принята более точная зависимость.

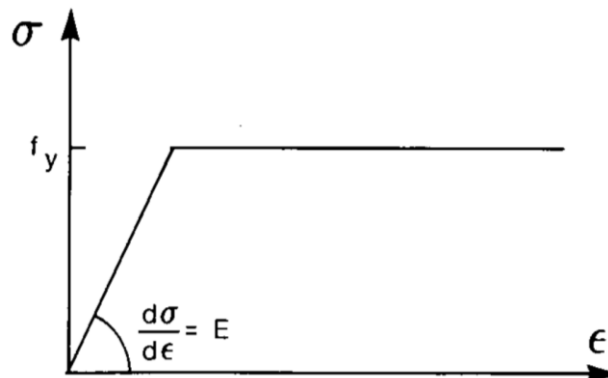


Рисунок 5.17 - Билинейная зависимость «напряжения-деформации»

д) Жестко-пластический расчет может быть применен, если не рассматриваются никакие эффекты деформированной геометрии (например, эффекты второго рода). В этом случае узлы сопряжений классифицируются только по прочности, см. СН РК EN 1993-1-8.

е) Эффекты деформированной геометрии конструкции и общую устойчивость каркаса следует проверять согласно принципам, изложенным в Пункте 5.3 настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальное значение несущей способности рамы со значительно деформированной геометрией может быть достигнуто прежде, чем будут сформированы все пластические шарниры и кинематически изменяемая система (механизм) с одной лишней степенью свободы.

5.6 Классификация поперечных сечений

5.6.1 Основные положения

Правила применения:

а) Роль классификации поперечных сечений состоит в определении границ, при достижении которых несущая и вращательная способности поперечных сечений ограничиваются потерей местной устойчивости.

5.6.2 Классификация

5.6.2.1 Правила применения

Различают четыре класса поперечных сечений:

а) поперечные сечения класса 1 - те, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;

б) поперечные сечения класса 2 - те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;

в) поперечные сечения класса 3 - те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

г) поперечные сечения класса 4 - те, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

В поперечных сечениях класса 4 для определения необходимых допусков при снижении несущей способности от действия местной потери устойчивости может быть использована эффективная ширина.

5.6.2.2 Поперечные сечения класса 4 (пластинчатые элементы без продольных элементов жесткости)

Правила применения:

а) Эффективные^Р площади пластин сжатых элементов с двухсторонним закреплением по краям должны определяться, используя Таблицу 5.3, а для пластин с односторонним закреплением (свесы листа) - Таблицу 5.4. Эффективная^Р площадь сжатой зоны листа с поперечной площадью сечения брутто A_c , как правило, определяется по Формуле (4.1) СН РК EN 1993-1-5:

$$A_{c,eff} = \rho A_c,$$

где ρ — понижающий коэффициент при потере устойчивости пластины.

б) При этом ρ допускается принимать по формулам:

1) для сжатой пластины с двухсторонним закреплением (см. Формула 4.2 СН РК EN 1993-1-5):

$$\rho = 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} \quad \text{для } \bar{\lambda}_\rho > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$$

2) для сжатой пластины с односторонним закреплением (свес листа, см. Формула 4.3 СН РК EN 1993-1-5):

$$\rho = 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,748;$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,188}{\bar{\lambda}_\rho^2} \leq 1,0 \quad \text{для } \bar{\lambda}_\rho > 0,748,$$

$$\text{где } \bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}},$$

здесь ψ - отношение напряжений, определяемых согласно Пунктам 4.4(3) и 4.4(4) СН РК EN 1993-1-5;

\bar{b} - расчетная ширина пластины принимается следующей (обозначения см. СН РК EN 1993-1-1, Таблица 5.2):

b_w - для стенки;

b - для элементов поясов с двухсторонним закреплением (кроме прямоугольных полых профилей) RHS;

$b - 3t$ - для поясов прямоугольных полых профилей RHS;

c - для свесов поясов с односторонним закреплением;

h - для равнополочных уголков;

h - для неравнополочных уголков;

k_σ - коэффициент, учитывающий потерю устойчивости в зависимости от отношения напряжений ψ по краям пластины и условий их закрепления. Для длинных пластин значения коэффициента k_σ указаны в Таблице 5.3 или Таблице 5.4;

t - толщина листа;

σ_{cr} - упругое критическое напряжение потери устойчивости (см. Формулу (А.1) в Приложении А и Таблицы 5.3, 5.4);

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Н/мм}^2]}}.$$

в) Для поясов I-сечений и коробчатых балок коэффициент отношения напряжений ψ , принятый в Таблицах 5.3, 5.4, является основой для определения характеристик поперечного сечения брутто, которые обязательно должны приниматься в расчете поясов при учете эффекта сдвигового запаздывания, если это имеет место. Для стенки определяют отношение напряжений ψ согласно Таблицы 5.3 с учетом распределения напряжений, которое определяется по эффективной ширине сжатого пояса и сечения брутто стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ Если на различных стадиях строительства распределение напряжений меняется (например, в комбинированных мостах), вначале допускается рассчитывать напряжения для сечения, которое состоит из эффективных площадей поясов и сечений брутто стенки. С полученным при этом распределением напряжений определяют эффективную площадь сечения стенки, которая затем применяется на всех стадиях окончательного расчета.

г) С ограничением, указанным в Пунктах 4.4(5) СН РК EN 1993-1-5, условную гибкость пластины $\bar{\lambda}_\rho$ для элемента допускается заменить на $\bar{\lambda}_{\rho,red}$ по Формуле (4.4) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}}$$

где $\sigma_{com,Ed}$ - наибольшее расчетное значение сжимающих напряжений в элементе, определяемое с учетом эффективной^p площади поперечного сечения при всех одновременно действующих нагрузках.

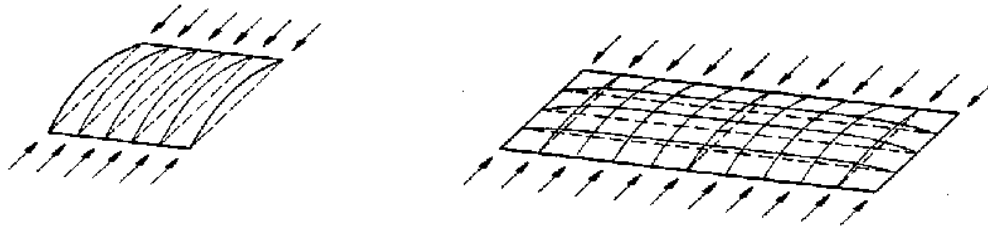
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Данный метод требует итеративного расчета, в котором отношение напряжений ψ (см. Таблицы 5.3, 5.4) повторно определяется на каждом этапе распределения напряжений с эффективным сечением предшествующего итеративного шага.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Альтернативный метод указан в Приложении Е.

д) При проектировании проверку несущей способности при потере устойчивости элементов конструкции класса 4 производят, используя Пункты 7.1, 7.2 или 7.4 настоящего пособия, условную гибкость $\bar{\lambda}_p$ или $\bar{\lambda}_{p,red}$ с $\sigma_{com,Ed}$, где $\sigma_{com,Ed}$ определяется по расчету 2-го порядка с учетом имеющихся несовершенств.

е) При отношении сторон пластины $a/b < 1$ возможна потеря устойчивости по такому типу, как для стержня, и проверку производят согласно Пункту 4.5.4 СН РК EN 1993-1-5 с использованием понижающего коэффициента ρ_c .

ПРИМЕЧАНИЕ Это касается в том числе и пластинок между поперечными элементами жесткости, где потеря устойчивости пластины сопоставима с потерей устойчивости стержня и требует применения понижающего коэффициента ρ_c для χ_c (см. Рисунок 5.18 а) и б)). Для пластин с продольными элементами жесткости потеря устойчивости, как для стержня, может также иметь место при $a/b \geq 1$ (см. Рисунок 5.18 в)).



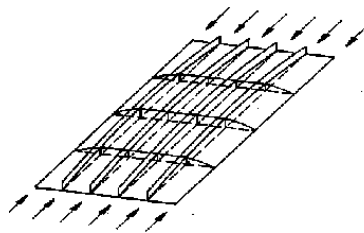
а) Выпучивание пластинки без закрепления

по краям в продольном направлении

б) Выпучивание пластинки без элементов жесткости

с закреплением по краям в продольном направлении

с малым отношением сторон α



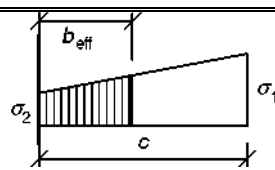
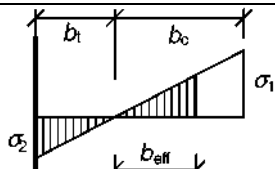
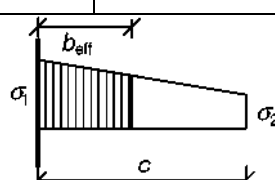
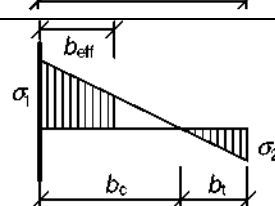
с) Выпучивание пластинки с продольными элементами жесткости с закреплением по краям в продольном направлении с большим отношением сторон α

Рисунок 5.18 - Работа пластины по типу сжатого стержня

Таблица 5.3 - Сжатые пластины с двухсторонним закреплением по краям

Распределение напряжения (сжатие положительное)				Эффективная ширина b_{eff}		
				$\psi = 1: b_{eff} = \rho \bar{b};$ $b_{e1} = 0,5b_{eff}, b_{e2} = 0,5b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0: b_{eff} = \rho \bar{b},$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}, b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0: b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi),$ $b_{e1} = 0,4b_{eff}, b_{e2} = 0,6b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Коэффициент потери устойчивости k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 \cdot (1 - \psi)^2$

Таблица 5.4 - Сжатые пластины с односторонним закреплением

Распределение напряжения (сжатие положительное)			Эффективная ширина b_{eff}		
			$1 > \psi \geq 0: b_{\text{eff}} = \rho c$		
			$\psi < 0: b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Коэффициент потери устойчи- вости k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
			$1 > \psi \geq 0: b_{\text{eff}} = \rho c$		
			$\psi < 0: b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Коэффициент потери устойчи- вости k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

5.6.2.3 Дополнительные правила применения

а) Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне.

б) Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.

в) Различные сжатые части в поперечном сечении (такие как стенка или полка) могут относиться к различным классам.

г) Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Исключения приведены в Пунктах 6.3.1(л) и 6.3.2.4 настоящего пособия.

д) Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена с учетом классификации как полки, так и стенки.

е) Предельные отношения c/t для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по Таблице 5.5. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

ж) За исключением случая, приведенного в Пункте 5.6.2.3(л) настоящего пособия, сечения класса 4 могут быть отнесены к классу 3, если c/t меньше значения, вычисленного

го для сечения класса 3 по Таблице 5.5 при $e = \sqrt{\frac{235}{\sigma_{com,ED} \cdot \gamma_{M_0}}}$, где $\sigma_{com,ED}$ - максимальное

расчетное сжимающее напряжение в части, принимаемой из расчета по теории первого порядка или, при необходимости, из расчета по теории второго порядка.

и) Однако, если при определении несущей способности элемента по устойчивости используется 6.3, предельные отношения c/t для класса 3 во всех случаях следует принимать по Таблице 5.5.

к) Поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 могут быть классифицированы как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с Пунктом 6.3.2.4 настоящего пособия.

л) Если стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает несущую способность поперечного сечения по моменту и продольной силе, то поперечное сечение может быть рассчитано как сечение класса 2, 3 или 4 в зависимости только от класса полки.

5.6.2.4 Влияние пояса на потерю устойчивости стенки

Правила применения:

а) Потере местной устойчивости стенки в пределах панели препятствует сжатый пояс, если соблюдается следующее условие (см. Формулу (8.1) СН РК EN 1993-1-5):

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}},$$

где A_w - площадь поперечного сечения стенки;

A_{fc} - эффективная площадь поперечного сечения сжатого пояса;

h_w - высота стенки;

t_w - толщина стенки.

Значение коэффициента k применяется:

$k = 0,3$ - при работе в пластической стадии;

$k = 0,4$ - при работе в упруго-пластической стадии;

$k = 0,55$ - при упругой стадии работы.

б) В изогнутых балках, имеющих остаточные прогибы, в которых сжатый пояс находится на вогнутой стороне, должно выполняться следующее условие (см. Формулу (8.2) СН РК EN 1993-1-5):

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{k \cdot \frac{E}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fe}}}}{\sqrt{1 + \frac{h_w E}{3 r f_{yf}}}},$$

где r - радиус кривизны сжатого пояса.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.6 СН РК EN 1993-1-5 в части влияния сжатого пояса на потерю устойчивости стенки. Принято без изменений и дополнений.

5.7 Требования к поперечным сечениям при пластическом общем расчете

Правила применения:

а) В местах образования пластического шарнира поперечное сечение элемента, содержащего пластический шарнир, должно иметь вращательную способность не меньше, чем требуется в месте образования пластического шарнира.

б) В однородном элементе вращательную способность пластического шарнира можно считать достаточной, если удовлетворены оба следующих требования:

1) в месте образования пластического шарнира элемент имеет поперечные сечения класса 1;

2) если в месте образования пластического шарнира к стенке приложена сила, значение которой превышает 10 % от значения несущей способности поперечного сечения на сдвиг, см. Пункт 6.7 настоящего пособия, то участок стенки на расстоянии $h/2$ (где h — высота поперечного сечения в этом месте) от места расположения пластического шарнира следует укреплять ребрами жесткости.

в) В местах изменения поперечного сечения по длине элемента должны выполняться следующие дополнительные условия:

1) толщина стенки сечения, примыкающего к месту расположения пластического шарнира, не должна быть уменьшена, по крайней мере, на расстоянии, равном $2d$, в обе стороны от места расположения пластического шарнира (где d — высота сечения стенки в месте расположения пластического шарнира);

2) сжатую полку сечения, примыкающего к месту расположения пластического шарнира, следует относить к классу 1 на расстоянии от места расположения пластического шарнира в обе стороны не меньшем большего из следующих значений:

- $2d$, как оговорено в Пункте 5.7(в)1 настоящего пособия;
- расстояние до ближайшей точки, в которой момент в элементе снизился до 0,8 от несущей способности на изгиб в пластической стадии;

3) в любой другой точке элемента сжатую полку следует относить к классу 1 или 2, а стенку - к классу 1, 2 или 3.

г) Размещение отверстий в растянутых зонах на расстоянии, установленном в Пункте 5.7(в)2 настоящего пособия, в обе стороны от пластического шарнира, должно удовлетворять Пункту 6.6(г) настоящего пособия.

д) При пластическом расчете рамы учет перераспределения моментов обоснован, если для всех элементов, в которых есть или могут образоваться пластические шарниры при расчетных нагрузках, выполняются требования Пунктов 5.7(б) – (г) настоящего пособия.

е) При применении методов пластического общего расчета, которые рассматривают действительное напряженное и деформированное состояние по длине элемента с учетом потери местной устойчивости, потери общей устойчивости элемента и потери устойчивости системы в целом, требования Пунктов 5.7(б) – (д) настоящего пособия выполнять не нужно.

Таблица 5.5 - Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения

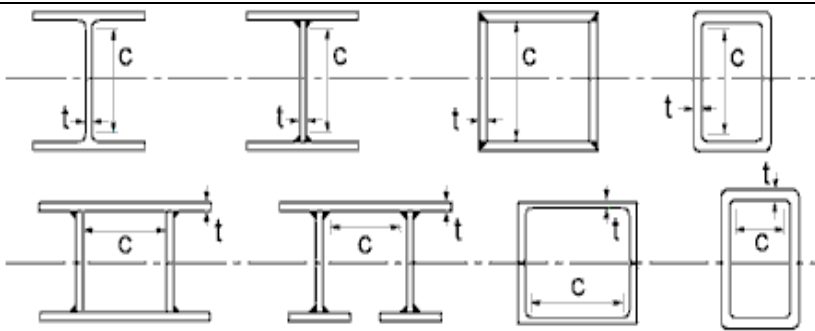
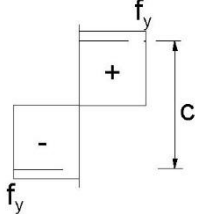
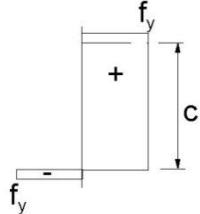
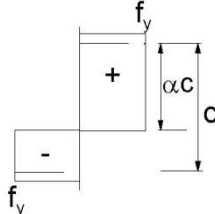
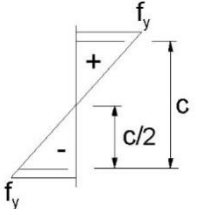
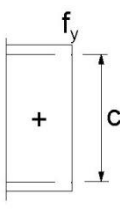
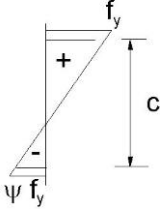
Сжатые внутренние части			
			
Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			

Таблица 5.5 - Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения (продолжение)

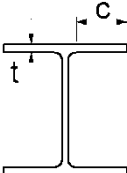
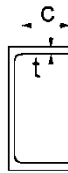
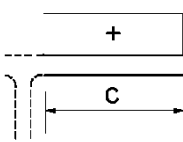
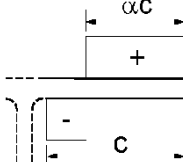
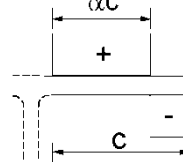
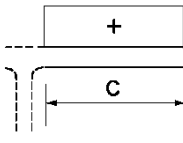
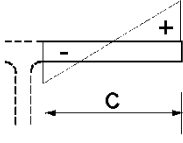
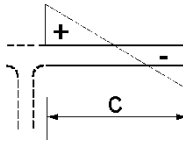
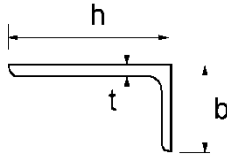
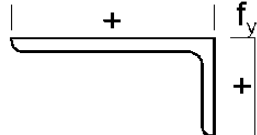
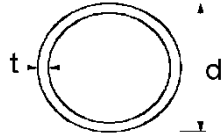
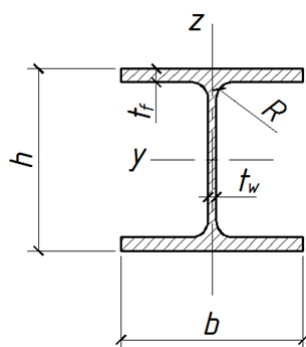
3	$c/t \leq 124\varepsilon$		$c/t \leq 42\varepsilon$		При $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1-\psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
*$\psi \leq -1$ для тех случаев, когда или сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$, или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$.						
Свесы полок						
<div><div><p>Прокатные профили</p></div><div><p>Сварные профили</p></div></div>						
Класс	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Таблица 5.5 - Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечения (продолжение)

Угловые профили						
Дополнительно см. «Свесы полок» (см. выше)				Не применяется при непрерывном контакте уголков с другими деталями		
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию					
Распределение напряжений во всем сечении (сжатие положительно)						
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$ и $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Трубчатое сечение						
						
Класс	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

ПРИМЕР 2. Расчет по определению класса поперечного сечения центрально-сжатого двутавра

Исходные данные: определить класс сечения центрально-сжатого элемента ($N_{Ed} = 1200 \text{ кН}$). Элемент выполнен из прокатного двутаврового профиля НЕВ 200. Сталь марки S355 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 355 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



- высота $h = 200,0\text{мм}$
- ширина $b = 200,0\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 9,0\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 15,0\text{мм}$
- радиус закругления $r = 18,0\text{мм}$
- высота прямой части стенки $d = 134,0\text{мм}$

Рисунок 5.19 - Размеры сечения прокатного профиля HEB 200

2 Определение класса сечения

2.1 Общее

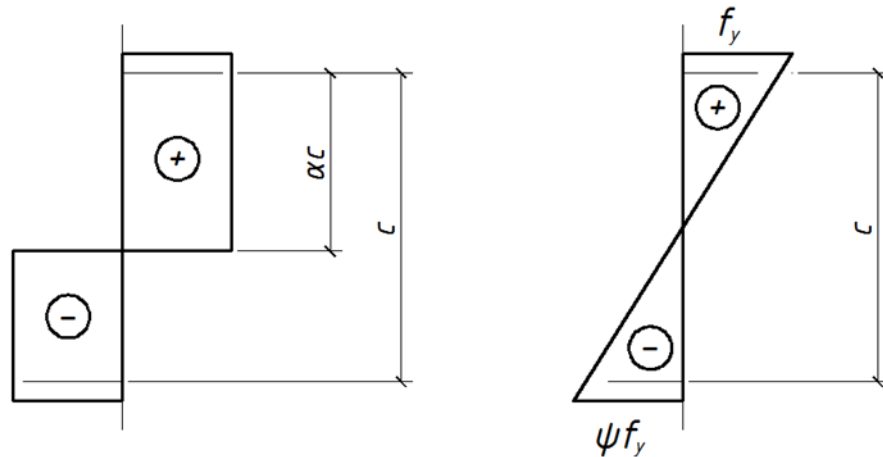
Для определения прочности элементов металлического каркаса проектировщику необходимо знать, во-первых, характер работы поперечного сечения под нагрузкой, а во-вторых, назначение всего здания в целом.

Пункты 5.6 и 6.3 СН РК EN 1993-1-1 дают разъяснения по сечениям при расчете. Как в упругой стадии, так и пластичной, прочность и вращательная способность сечения ограничены эффектами местной устойчивости. СН РК EN 1993-1-1 учитывает влияние местной устойчивости на разные типы сечений и делит их на четыре класса (см. Пункт 5.6 СН РК EN 1993-1-1). Расчет прочности сечений необходимо вести согласно Пункту 6.3 СН РК EN 1993-1-1.

Согласно СН РК EN 1993-1-1, все сечения делятся на четыре класса: класс 1, класс 2, класс 3, класс 4. Распределение сечений по классам основано на различиях:

- по марке стали;
- по отношению ширины к толщине отдельных частей сечения элемента (стенка, полка, свес);
- по видам напряженного состояния элемента (изгиб, центральное сжатие, изгиб со сжатием).

Элемент необходимо классифицировать непосредственно под заданный вид напряженного состояния (изгиб, центральное сжатие, изгиб со сжатием). Но для упрощения при изгибе со сжатием любой элемент можно считать как центрально сжатый и, если сечение элемента условно относится к 1 или 2 классу, то классификация прекращается и принимается согласно результатам расчета. Но если сечение согласно классификации относится к 3 или 4 классу, то необходимо пере- считать под заданный вид напряженного состояния, т.е. под изгиб со сжатием.

Рисунок 5.20 – Схемы для определения параметров α и ψ

Для классификации при совместном действии сжатия и изгиба необходимо просчитать α и ψ , параметры α (отношение сжатой части сечения к общей ширине элемента) и ψ (отношение крайних напряжений сечения) зависят от положения нейтральной оси сечения (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f - r) \right) \leq 1$$

где ψ - отношение напряжения, возникающего в верхней части сечения к напряжению, возникающего в нижней части сечения и определяется по формуле:

$$\psi = \frac{\sigma_{top}}{\sigma_{bottom}}$$

Поперечные сечения класса 1 – те, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности.

Поперечные сечения класса 2 – те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости.

Поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций.

Поперечные сечения класса 4 – те, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

Связь между изгибающим моментом и вращением указана на Рисунке 5.20.

Из графика видно, что сечения класса 1 (сечения с высокой вращательной способностью) способны воспринимать и сохранять прочность в пластической стадии. Сечения класса 2 (сечения с ограниченной вращательной способностью) имеют меньшую вращательную способность, но также способны сохранять прочность в пластической стадии.

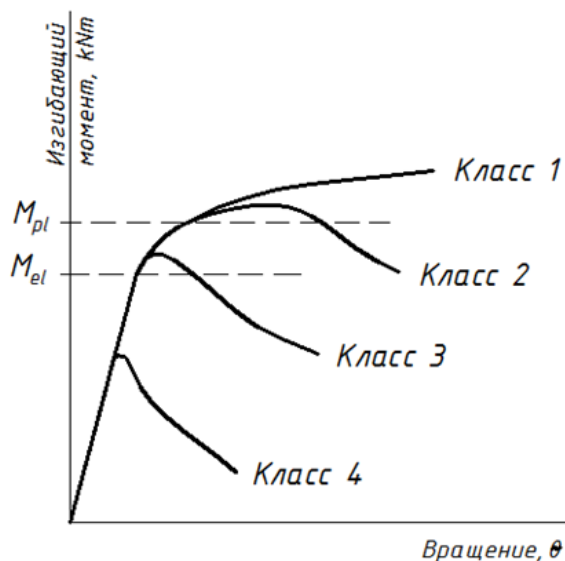


Рисунок 5.21 – Связь между вращательной способностью и изгибающим моментом

Эффекты потери местной устойчивости обуславливают меньшую прочность сечений 3 класса (потеря местной устойчивости ограничивает достижения полного пластического момента). Сечения данного класса сохраняют прочность лишь в пределах эластичной стадии. Сечения класса 4 теряют свои первоначальные характеристики, не достигнув пределов эластичной стадии.

Следовательно, для дальнейшего расчета, для сечений 1, 2 и 3 классов можно использовать геометрические характеристики (площадь сечения, момент инерции и др.) данные по сортаменту. Для сечений 4 класса необходимо вычислять эффективные геометрические характеристики.

При определении класса сечения элемента необходимо каждую часть сечения определять отдельно (например, двутавр: отдельно свес, отдельно стенку). Окончательно классифицировать сечение необходимо по наименее благоприятной части сечения (см. Пункт 5.6.2.3(г) СН РК EN 1993-1-1). Например, если свес двутавра по расчету будет сечением первого класса, а стенка – сечением второго класса, то общее сечение двутавра должно быть классифицировано как сечение второго класса.

Также необходимо учитывать положения, описанные в Пункте 5.6.1 СН РК EN 1993-1-1.

2.2 Стенка сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t} = \frac{200 - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r}{t} = \frac{200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 18}{9} = \frac{134}{9} = 14,88$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$$

$$33\varepsilon = 33 \cdot 0,81 = 26,73$$

Таким образом,

$$14,88 < 26,73$$

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

2.3 Полка сечения

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(200 - 9 - 2 \cdot 18)/2}{15} = 5,76$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,29$$

Таким образом,

$$5,76 < 7,29$$

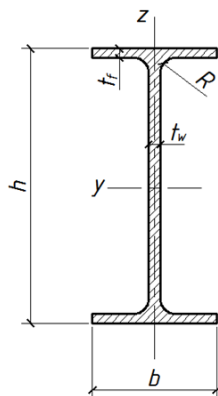
Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, сечение двутавра должно классифицироваться в целом как поперечное сечения класса 1.

ПРИМЕР 3. Расчет по определению класса поперечного сечения изгибаемого двутавра

Исходные данные: определить класс сечения изгибаемого элемента ($M_{ed} = 98,8$ кНм).

Элемент выполнен из прокатного двутаврового профиля IPE 270. Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 275 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



- высота $h = 270,0$ мм
- ширина $b = 135,0$ мм
- толщина стенки $t_w = 6,6$ мм
- толщина полки $t_f = 10,2$ мм
- радиус закругления $r = 15,0$ мм
- высота прямой части стенки $d = 219,6$ мм

Рисунок 5.22 - Размеры сечения прокатного профиля IPE 270

2 Определение класса сечения

2.1 Стенка сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$$

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,3$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon$$

$$72\varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,56$$

Таким образом,

$$33,3 < 66,56$$

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

2.2 Полка сечения

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(135 - 6,6 - 2 \cdot 15)/2}{10,2} = \frac{49,2}{10,2} = 4,82$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Таким образом,

$$4,82 < 9,2$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

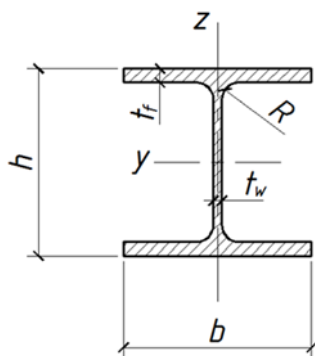
Следовательно, сечение двутавра должно классифицироваться в целом как поперечное сечение класса 1.

ПРИМЕР 4. Расчет по определению класса поперечного сечения сжато-изгибаемого двутавра

Исходные данные: определить класс сечения сжато-изгибаемого элемента

($N_{Ed} = 1500 \text{ кН}$ и $M_{Ed} = 75 \text{ кНм}$). Элемент выполнен из прокатного профиля 305×305×97 УКС.

Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 275 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



- высота $h = 307,9 \text{ мм}$
- ширина $b = 305,3 \text{ мм}$
- толщина стенки $t_w = 9,9 \text{ мм}$
- толщина полки $t_f = 15,4 \text{ мм}$
- радиус закругления $r = 15,2 \text{ мм}$
- высота прямой части стенки $d = 246,7 \text{ мм}$

Рисунок 5.23 - Размеры сечения прокатного профиля 305×305×97 УКС

2 Определение класса сечения

2.1 Стенка сечения

Класс поперечного сечения элемента, подверженного совместному действию сжатия и изгиба, зависит от нормальных напряжений в сечении. Но для упрощения процедуры определения класса сечения для сжато-изгибаемых элементов можно использовать условия Таблицы 5.2 СН РК

EN 1993-1-1 для сжатого элемента. Если сечение классифицируется как сечение класса 1 или 2, то результат классификации можно принять без учета эпюры нормальных напряжений. Но если сечение классифицируется как сечение класса 3 или 4, то требуется построить эпюру нормальных напряжений и уже на основании ее проводить более точное определение класса поперечного сечения сжато-изгибаемого элемента.

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблица 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$$

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{246,7}{9,9} = 24,9$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon$$

$$33\varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,4$$

Таким образом,

$$24,9 < 30,4$$

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

2.2 Полка сечения

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(305,9 - 15,2 - 2 \cdot 15,2)/2}{15,4} = \frac{132,8}{15,4} = 8,6$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 2-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,2$$

Таким образом,

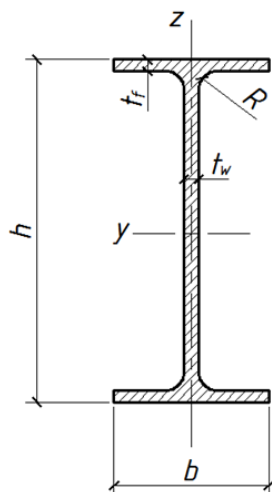
$$8,6 < 8,2$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 2.

Следовательно, сечение двутавра необходимо классифицировать в целом по наименее благоприятной части сечения двутавра - сечения класса 2.

ПРИМЕР 5. Расчет по определению класса поперечного сечения сжато-изгибаемого двутавра

Исходные данные: определить класс сечения сжато-изгибаемого элемента ($N_{Ed} = 168 \text{ кН}$ и $M_{Ed} = 90 \text{ кНм}$). Элемент выполнен из прокатного профиля IPE 500. Сталь марки S355 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 355 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



- высота $h = 500,0\text{мм}$
- ширина $b = 200,0\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 10,2\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 16,0\text{мм}$
- радиус закругления $r = 21,0\text{мм}$
- высота прямой части стенки $d = 426,0\text{мм}$

Рисунок 5.24 - Размеры сечения прокатного профиля IPE 500

2 Определение класса сечения

2.1 Стенка сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,76$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 3-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 42\varepsilon$$

$$42\varepsilon = 42 \cdot 0,81 = 34,02$$

Таким образом,

$$41,76 > 34,02$$

Стенка двутавра, согласно упрощенной методике расчета относится к элементам сечения класса 4. Следовательно, необходимо выполнить более точную процедуру определения класса сечения согласно его эпюре нормальных напряжений:

$$d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{168000}{10,2 \cdot 355} = 46,4$$

$$\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{426 + 46,4}{2 \cdot 426} = 0,55 > 0,5$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,81}{13 \cdot 0,55 - 1} = 52,2$$

$$\frac{c}{t_w} = 41,76$$

Таким образом,

$$41,76 < 52,2$$

Стенка сечения двутавра – сечение класса 1.

2.2 Полка сечения

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(200 - 10,2 - 2 \cdot 21)/2}{16} = \frac{73,9}{16} = 4,6$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{c}{t} \leq 9\varepsilon$$

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

Таким образом,

$$4,6 < 7,3$$

Полка сечения двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, сечение двутавра должно классифицироваться в целом как поперечное сечения класса 1.

ПРИМЕР 6. Расчет по определению класса поперечного сечения центрально-сжатой круглой трубы

Исходные данные: определить класс сечения центрально-сжатого элемента. Профиль прокатный 244,5×10 CHS. Сталь марки S275 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$.

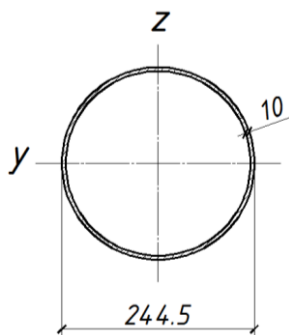


Рисунок 5.25 - Размеры сечения прокатного профиля 244,5 x 10 CHS

2 Определение класса сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$$

Отношение диаметра трубы к ее толщине:

$$d/t = 244,5/10 = 24,4$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 1-го класса:

$$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$$

$$50\varepsilon^2 = 50 \cdot 0,92^2 = 42,7$$

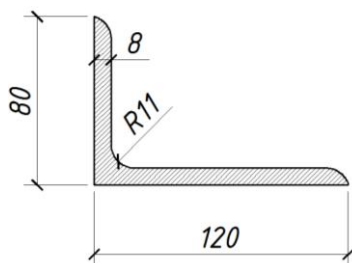
Таким образом,

$$24,4 < 42,7$$

Следовательно, сечение круглой трубы должно классифицироваться в целом как поперечное сечения класса 1.

ПРИМЕР 7. Расчет по определению класса поперечного сечения центрально-сжатого неравнополочного уголка

Исходные данные: определить класс сечения центрально-сжатого элемента из прокатного профиля неравнополочного уголка L120×80×8. Сталь сорта S235 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 235 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



$$h = 120 \text{ мм}$$

$$b = 80 \text{ мм}$$

$$t = 8 \text{ мм}$$

Рисунок 5.26 - Размеры сечения неравнополочного уголка L120×80×8

2 Определение класса сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{120+80}{2 \cdot 8} = 12,5$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 3-го класса:

$$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$$

$$11,5\varepsilon = 11,5 \cdot 1,0 = 11,5$$

Таким образом,

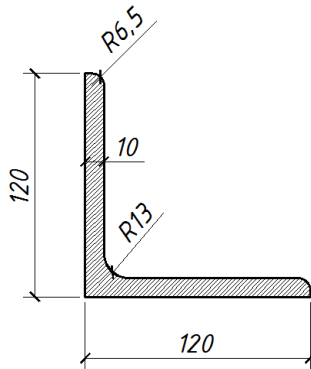
$$12,5 > 11,5$$

Сечение уголка L120×80×8 не удовлетворяет условиям для класса 3.

Следовательно, сечение неравнополочного уголка должно классифицироваться в целом как поперечное сечения класса 4.

ПРИМЕР 8. Расчет по определению класса поперечного сечения центрально-сжатого равнополочного уголка

Исходные данные: определить класс сечения центрально-сжатого элемента прокатного профиля равнополочного уголка L120×10. Сталь сорта S235 с номинальным пределом текучести стали $f_y = 235 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$.



$$h = 120 \text{ мм}$$

$$b = 120 \text{ мм}$$

$$t = 10 \text{ мм}$$

Рисунок 5.27 - Размеры сечения равнополочного уголка L120×10

2 Определение класса сечения

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1,0$$

$$\frac{h}{t} = \frac{120}{10} = 12,0$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое отношение для сечений 3-го класса:

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$$

$$15\varepsilon = 15 \cdot 1,0 = 15,0$$

Таким образом,

$$12,0 < 15,0$$

Следовательно, сечение уголка L120×10 будет классифицировать как поперечное сечения класса 3.

6 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ: НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

6.1 Общие положения

Данный раздел нормативно-технического пособия посвящен определению несущей способности по критическим предельным состояниям поперечных сечений и элементов конструкций.

Материал данного раздела нормативно-технического пособия раскрывает положения и требования норматива СН РК EN 1993-1-1, а именно:

- Раздел 6.1 СН РК EN 1993-1-1 «Общие положения»;
- Раздел 6.2 СН РК EN 1993-1-1 «Частные коэффициенты безопасности»;
- Раздел 6.3 СН РК EN 1993-1-1 «Характеристики поперечных сечений при расчетах по прочности»;
- Раздел 6.4 СН РК EN 1993-1-1 «Центрально-растянутые элементы»;
- Раздел 6.5 СН РК EN 1993-1-1 «Центрально-сжатые элементы»;
- Раздел 6.6 СН РК EN 1993-1-1 «Изгибаемые элементы»;
- Раздел 6.7 СН РК EN 1993-1-1 «Элементы, подверженные действию поперечной силы»;
- Раздел 6.8 СН РК EN 1993-1-1 «Элементы, подверженные кручению»
- Раздел 6.9 СН РК EN 1993-1-1 «Элементы, подверженные действию изгибающего момента и поперечной силы»;
- Раздел 6.10 СН РК EN 1993-1-1 «Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом»;
- Раздел 6.11 СН РК EN 1993-1-1 «Элементы, подверженные действию изгибающего момента, поперечной и осевой силы».

6.2 Частные коэффициенты безопасности

6.2.1 Общие положения

В соответствии с Пунктом 2.4.3 настоящего пособия, к различным нормативным значениям несущей способности применяют следующие частные коэффициенты безопасности γ_M при определении:

- а) Несущей способности поперечных сечений по прочности независимо от класса поперечного сечения γ_{M0} ;
- б) Несущей способности элемента по устойчивости γ_{M1} ;
- в) Несущей способности поперечных сечений по прочности, определяемая с использованием временного сопротивления стали γ_{M2} ;
- г) Несущей способности соединений (см. СН РК EN 1993-1-8):
 - расчетная несущая способность всех соединений должна удовлетворять всем основным требованиям, приведенным в СН РК EN 1993-1-1;
 - частные коэффициенты безопасности γ_M для соединений приведены в Таблице 6.1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. Пункт 7.1.1.2 «Инструкции по применению строительных норм Республики Казахстан (СН РК EN)». Применение частных коэффициентов безопасности γ_{mi} при определении несущей способности по прочности и устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если Пользователь строительных норм СН РК EN 1993 применяет материалы, параметры которых определены в соответствии с требованиями СН РК EN 1993, то допускается применять частные коэффициенты безопасности γ_{mi} при определении несущей способности по прочности и устойчивости по Национальному Приложению Пользователя с учетом местных условий (температура, влажность, нагрузки и т.п.).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если Пользователь СН РК EN 1993 применяет местные материалы, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом по делам архитектуры и строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Другие рекомендуемые численные значения — см. Разделы 2 – 6 СН РК EN 1993. Для конструкций, не рассмотренных в Разделах 2 – 6 СН РК EN 1993, частные коэффициенты безопасности γ_{mi} могут быть определены в Национальном Приложении; частные коэффициенты γ_{mi} рекомендуется принимать по СН РК EN 1993-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Численные значения коэффициентов безопасности γ_m могут быть определены в Национальном Приложении. Рекомендуются следующие значения: $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M3} = 1,25$ и $\gamma_{M3,ser} = 1,1$; $\gamma_{M4} = 1,0$; $\gamma_{M5} = 1,0$; $\gamma_{M6,ser} = 1,0$; $\gamma_{M7} = 1,1$.

Таблица 6.1 - Частные коэффициенты безопасности для соединений

Несущая способность элементов и поперечных сечений	γ_{M0}, γ_{M1} и γ_{M2} , см. СН РК EN 1993-1-1
Несущая способность болтов	γ_{M2}
Несущая способность заклепок	
Несущая способность штифтов	
Несущая способность сварных швов	
Несущая способность пластин на смятие	
Несущая способность на сдвиг контактных поверхностей: - в предельном состоянии по несущей способности (категория С), - в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности (категория В)	γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$
Несущая способность инъекционных болтов на смятие	γ_{M4}
Несущая способность узлов ферм из замкнутых профилей	γ_{M5}
Несущая способность штифтов в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности	$\gamma_{M6,ser}$
Предварительное натяжение высокопрочных болтов	γ_{M7}
Несущая способность бетонных элементов	γ_c , см. СН РК EN 1992

6.2.2 Частные коэффициенты безопасности по разделам СН РК EN 1993

6.2.2.1 Стальные мосты (СН РК EN 1993-2)

Частные коэффициенты γ_M применяются к различным характеристическим значениям сопротивления, см. Таблицу 6.2.

Таблица 6.2 - Частные коэффициенты

а) сопротивление элементов и профилей:	
сопротивление профилей избыточной пластической деформации, включая местную потерю устойчивости при продольном изгибе	γ_{M0}
сопротивление элементов потере устойчивости, оценка которой производится путем проверки элементов	γ_{M1}
сопротивление разрушению профилей, работающих на растяжение	γ_{M2}
б) сопротивление соединений	
сопротивление болтов сопротивление заклепок сопротивление штифтов сопротивление сварных швов сопротивление площадок опирания	γ_{M2}
сопротивление сдвигу в критическом предельном состоянии (категория С) в предельном состоянии пригодности к эксплуатации	γ_{M3} $\gamma_{M3,ser}$
сопротивление смятию болтов	γ_{M4}
сопротивление соединений пустотелых профилей решетчатых ферм	γ_{M5}
сопротивление штифтов в предельном состоянии пригодности к эксплуатации	$\gamma_{M6,ser}$
предварительная затяжка высокопрочных болтов	γ_{M7}

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. частный коэффициент γ_c для сопротивления бетона в СН РК EN 1992.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 См. НП 2.17 СН РК EN 1993-2 в части определения частных коэффициентов γ_{Mi} для мостов. Принимаются рекомендованные значения. Рекомендуются следующие значения: $\gamma_{M0} = 1,00$; $\gamma_{M1} = 1,10$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{M3} = 1,25$; $\gamma_{M3,ser} = 1,10$; $\gamma_{M4} = 1,10$; $\gamma_{M5} = 1,10$; $\gamma_{M6,ser} = 1,00$; $\gamma_{M7} = 1,10$.

6.2.2.2 Башни, мачты и дымовые трубы: башни и мачты (СН РК EN 1993-3-1)

Применяются следующие частные коэффициенты γ_M - см. Таблицу 6.3

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. Пункт 7.3.1.2 «Инструкции по применению строительных норм Республики Казахстан (СН РК EN)». Величины частных коэффициентов безопасности.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если Пользователь применяет материалы, указанные в СН РК EN, то следует применять рекомендуемые в СН РК EN 1993-3-1 численные величины частных коэффициентов безопасности: $\gamma_{M0} = 1,0$; $\gamma_{M1} = 1,0$; $\gamma_{M2} = 1,25$; $\gamma_{Mg} = 2,0$; $\gamma_{Mi} = 2,5$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если Пользователь применяет местные материалы, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом по делам архитектуры и строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Коэффициент γ_{Mg} применяется в отношении оттяжки и соединительной муфты (или иного крепления). Соответствующие стальные штыри, соединения и плиты проектируются с учетом совместимости с оттяжкой и муфтой, поэтому может потребоваться увеличенное значение γ_{Mg} . См. подробные данные в СН РК EN 1993-1-11.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 В отношении конструкций или элементов, подлежащих типовым испытаниям, или аналогичных конфигураций, которые прошли предварительные испытания, коэффициент γ_M можно уменьшить в зависимости от результатов программы испытаний.

Таблица 6.3 - Частные коэффициенты

Сопротивление виду разрушения	Соответствующий γ_{Mi}
Сопротивление элемента текучести:	γ_{M0}
Сопротивление элемента устойчивости:	γ_{M1}
Сопротивление сечения нетто у болтовых отверстий:	γ_{M2}
Сопротивление соединений:	см. Раздел 6.4 СН РК EN 1993-3-1
Сопротивление оттяжек и их креплений:	γ_{Mg} , см. СН РК EN 1993-1-11
Сопротивление изоляционных материалов:	γ_{Mi}

6.2.2.3 Башни, мачты и дымовые трубы: дымовые трубы (СН РК EN 1993-3-2)

Применяются следующие частные коэффициенты γ_M - см. Таблицу 6.4.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. Пункт 7.3.2.1 «Инструкции по применению строительных норм Республики Казахстан (СН РК EN)». Величины частных коэффициентов безопасности.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если Пользователь применяет материалы, указанные в СН РК EN, то следует применять рекомендуемые в СН РК EN 1993-3-1 численные величины частных коэффициентов безопасности:

$$\gamma_{M0} = 1,0; \gamma_{M1} = 1,0; \gamma_{M2} = 1,25; \gamma_{Mg} = 2,0; \gamma_{Mi} = 2,5.$$

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если Пользователь применяет местные материалы, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом по делам архитектуры и строительства.

Таблица 6.4 - Частные коэффициенты

Сопротивление виду разрушения	Соответствующий γ_{Mi}
Сопротивления элементов конструкции или элементов, имеющих отношение к пределу текучести f_y , при отсутствии общего или местного продольного изгиба	γ_{M0}
Сопротивления элементов конструкции или элементов, имеющих отношение к пределу текучести f_y , при наличии общего или местного продольного изгиба	γ_{M1}
Сопротивление элементов конструкции или элементов, имеющих отношение к пределу прочности при растяжении f_u	γ_{M2}
Сопротивление соединений и швов	см. СН РК EN 1993-1-8

6.2.2.4 Бункеры (СН РК EN 1993-4-1)

Частные факторы γ_{Mi} для разных предельных состояний представлены в Таблице 6.5.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.3 СН РК EN 1993-4-1 в части назначения частных факторов γ_{Mi} для бункеров. Принимаются рекомендуемые значения частных факторов:

$\gamma_{M1}=1,00$; $\gamma_{M1}=1,10$; $\gamma_{M2}=1,25$; $\gamma_{M4}=1,00$; $\gamma_{M5}=1,25$; $\gamma_{M6}=1,10$.

Таблица 6.5 - Частные коэффициенты

Сопротивление виду разрушения	Соответствующий γ_{Mi}
Сопротивляемость сварного или болтового соединения стенки оболочки состоянию предела пластичности	γ_{M0}
Сопротивляемость стенки оболочки устойчивости	γ_{M1}
Сопротивляемость сварного или болтового соединения стенки оболочки разрыву	γ_{M2}
Сопротивляемость стенки оболочки циклической пластичности	γ_{M4}
Сопротивляемость соединений	γ_{M5}
Сопротивляемость стенки оболочки усталости	γ_{M6}

6.2.2.5 Резервуары (СН РК EN 1993-4-2)

Частные коэффициенты γ_{Mi} должны быть указаны в соответствии с Таблицей 6.6.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.6 СН РК EN 1993-4-2 в части значения частных коэффициентов безопасности γ_{Mi} для характеристик сопротивления материалов. Приняты рекомендуемые значения коэффициентов: $\gamma_{M0}=1,00$; $\gamma_{M1}=1,10$; $\gamma_{M2}=1,25$; $\gamma_{M4}=1,00$; $\gamma_{M5}=1,25$; $\gamma_{M6}=1,10$.

Таблица 6.6 - Частные коэффициенты

Сопротивление виду разрушения	Соответствующий γ_{Mi}
Сопротивление сварной или скрепленной болтами стены каркаса состоянию предела пластичности, сопротивление поперечного сечения	γ_{M0}
Сопротивление стенки каркаса стабильности	γ_{M1}
Сопротивление сварной или скрепленной болтами стены каркаса растрескиванию	γ_{M2}
Сопротивление стенки каркаса кольцевой пластичности	γ_{M4}
Сопротивление сварных или скрепленных болтами соединений или стыков	γ_{M5}
Сопротивление стенки каркаса усталости	γ_{M6}

6.2.2.6 Трубопроводы (СН РК EN 1993-4-3)

Согласно НП.2.2 СН РК EN 1993-4-3 в части значения частного коэффициента безопасности γ_M при определении расчетных величин предела текучести и предела прочности на растяжение. Принято рекомендуемое значение коэффициента: $\gamma_M = 1,0$.

6.2.2.7 Сваи и шпунт (СН РК EN 1993-5)

Частные коэффициенты γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} , применяемые для сопротивления, см. в СН РК EN 1993-1-1.

Частные коэффициента γ_{M2} и $\gamma_{Mt,ser}$, применяемые для соединений, см. в СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. Пункт 7.5.2 «Инструкции по применению строительных норм Республики Казахстан (СН РК EN)». Значения величин частных коэффициентов γ_{M2} и $\gamma_{Mt,ser}$ для свайных рядов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если Пользователь Еврокода применяет материалы, параметры которых определены в соответствии с требованиями Еврокода, то допускается применять значения частных коэффициентов γ_{M2} , $\gamma_{Mt,ser}$ для анкеров, связей и соединений по Национальному Приложению Пользователя с учетом местных условий (температура, влажность, нагрузки и т.п.).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если Пользователь Еврокода применяет местные материалы, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом по делам архитектуры и строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Частные факторы γ_{M0} , γ_{M1} и γ_{M2} для свайных рядов можно подбирать из Национального Приложения. Рекомендуются следующие значения:

$\gamma_{M0} = 1,00$; $\gamma_{M1} = 1,10$ и $\gamma_{M2} = 1,25$.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Частные коэффициенты γ_{M2} и $\gamma_{Mt,ser}$ могут быть определены в Национальном Приложении. Рекомендуются значения $\gamma_{M2} = 1,25$ и $\gamma_{Mt,ser} = 1,10$.

6.2.2.8 Несущие конструкции для кранов (СН РК EN 1993-6)

Частные коэффициенты γ_m для сопротивления применяются к различным характеристическим значениям в Разделе 6 СН РК EN 1993-6, как показано в Таблице 6.7.

Таблица 6.7 - Частные коэффициенты

а) Сопротивление элементов и поперечного профиля	
- сопротивление поперечных профилей чрезмерному прогибу, включая локальный продольный изгиб	γ_{m0}
- сопротивление элементов неустойчивости, оцененной при их проверке	γ_{m1}
- сопротивление поперечных профилей растяжению на разрушение	γ_{m1}
б) Сопротивление соединений	
- сопротивление болтов - сопротивление заклепок - сопротивление штифтов в состояниях по потере несущей способности - сопротивление сварочных швов - сопротивление болтов опорных пластин	γ_{m2}
- сопротивление скольжению: - в состоянии по потере несущей способности (категория С) - в предельном состоянии по пригодности к эксплуатации (категория В)	γ_{m3} $\gamma_{m3,ser}$
- сопротивление смятию инъекторного болта	γ_{m4}
- сопротивление соединений в полой секции решетчатой балки	γ_{m5}
- сопротивление штифтов в предельных состояниях по пригодности к эксплуатации	$\gamma_{m6,ser}$
- предварительная нагрузка на высокопрочные болты	γ_{m7}

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. Пункт 7.6.3 «Инструкции по применению строительных норм Республики Казахстан (СН РК EN)». Значения величин частных коэффициентов γ_{mi} для несущих конструкций кранов.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если Пользователь Еврокода применяет материалы, параметры которых определены в соответствии с требованиями Еврокода, то допускается применять значения частных коэффициентов γ_{mi} для несущих конструкций кранов по Национальному Приложению Пользователя с учетом местных условий (температура, влажность, нагрузки и т.п.).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если Пользователь Еврокода применяет местные материалы, то следует получить технические условия на применение этих материалов в организации, уполномоченной государственным органом по делам архитектуры и строительства.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Частные коэффициенты γ_{mi} для несущих конструкций кранов могут быть определены в Национальном Приложении. Рекомендуются следующие численные значения: $\gamma_{m0} = 1,00$; $\gamma_{m1} = 1,00$; $\gamma_{m2} = 1,25$; $\gamma_{m3} = 1,25$; $\gamma_{m3,ser} = 1,10$; $\gamma_{m4} = 1,00$; $\gamma_{m5} = 1,00$; $\gamma_{m6,ser} = 1,00$; $\gamma_{m7} = 1,10$.

6.3 Характеристики поперечных сечений при расчетах по прочности

6.3.1 Правила применения:

а) Расчетное значение усилий в каждом поперечном сечении не должно превышать соответствующего расчетного значения несущей способности, и если несколько нагрузок действуют одновременно, суммарное усилие от их действия не должно превышать несущей способности для этого сочетания.

б) Эффекты сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать при назначении эффективной ширины в соответствии с СН РК EN 1993-1-5. Влияние потери устойчивости при сдвиге также должно учитываться в соответствии с EN 1993-1-5.

в) Расчетные значения несущей способности зависят от классификации поперечных сечений.

г) Проверка прочности в упругой стадии может производиться для всех классов поперечных сечений при условии использования характеристик эффективных поперечных сечений, установленных для сечений класса 4.

д) Для проверки прочности в упругой стадии может использоваться следующий критерий, для критической точки поперечного сечения, если не применяются другие формулы взаимодействия, см. Пункты 6.9 - 6.11 настоящего пособия:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1, \quad (6.1)$$

где $\sigma_{x,Ed}$ - расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси элемента, в рассматриваемой точке;

$\sigma_{z,Ed}$ - расчетное значение нормальных напряжений, параллельных оси элемента, в рассматриваемой точке;

τ_{Ed} - расчетное значение касательных напряжений в рассматриваемой точке.

ПРИМЕЧАНИЕ Проверка в соответствии с Пунктом 6.3.1(д) настоящего пособия предусматривает запас прочности, так как она исключает ограниченное развитие пластических напряжений, которое допускается при упругом расчете. Следовательно, она может выполняться только в тех случаях, когда невозможно учесть взаимодействие на основе значений несущих способностей N_{Rd} , M_{Rd} и V_{Rd} .

е) Несущую способность поперечных сечений в пластической стадии следует проверять путем определения распределения напряжений, соблюдая условие равновесия с внутренними силами и моментами и не превышая предел текучести. Это распределение напряжений должно быть адекватно также соответствующим пластическим деформациям.

ж) Прочность поперечных сечений всех классов может быть приближенно оценена суммированием отношений «действующее усилие/несущая способность» для каждого усилия. Для поперечных сечений класса 1, 2 или 3, подвергнутых сочетанию усилий N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, этот метод может применяться при использовании следующего критерия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0, \quad (6.2)$$

где N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ и $M_{z,Rd}$ - расчетные значения несущей способности, зависящие от класса поперечных сечений и включающие все возможные понижающие факторы, обусловленные действием сдвига, см. Пункт 6.9 настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ Для поперечных сечений класса 4 см. Пункт 6.10.3(2) настоящего пособия.

и) Если все сжатые части поперечного сечения класса 1 или 2, то можно считать, что поперечное сечение обладает несущей способностью на изгиб с учетом полного развития пластических деформаций.

к) Если все сжатые части поперечного сечения класса 3, то его несущая способность должна основываться на упругом распределении деформаций в сечении. Сжимающие напряжения в крайних волокнах должны быть ограничены пределом текучести.

ПРИМЕЧАНИЕ При проверке по несущей способности по прочности крайние волокна могут считаться расположенными в средней плоскости полок. Расчет на выносливость см. Раздел 8 СН РК EN 1993-1-9.

л) Если текучесть появляется сначала в растянутой части поперечного сечения, то при определении несущей способности по прочности поперечных сечений класса 3 может быть учтено частичное развитие пластических деформаций в указанной зоне.

6.3.2 Характеристики сечений

6.3.2.1 Поперечное сечение брутто

Характеристики поперечных сечений брутто следует определять по номинальным размерам. Не следует вычитать площади поперечных сечений отверстий под болты, но необходимо учитывать ослабления большего размера. Не следует учитывать стыковые накладки в сечении.

6.3.2.2 Площадь нетто

Правила применения:

а) Площадь поперечного сечения нетто следует принимать равной площади брутто за вычетом площадей поперечных сечений всех отверстий и других ослаблений.

б) При определении характеристик сечения элемента нетто вычитаемая площадь поперечного отверстия принимается равной площади его поперечного сечения брутто. Для отверстий с фаской ее следует учитывать аналогично.

в) При рядовом расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна равняться максимальной сумме площадей сечения отверстий в любом поперечном сечении, перпендикулярном к оси элемента (см. плоскость разрушения 2 на Рисунке 6.1).

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальная сумма предопределяет положение критической линии разрушения.

г) При шахматном расположении отверстий общая вычитаемая площадь отверстий должна быть не менее:

1) вычитаемой площади отверстий, вычисленной по указаниям Пункта 6.3.2.2(в) настоящего пособия;

2) площади определяемой по Формуле (6.3):

$$t \cdot \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right), \quad (6.3)$$

где s — шаг при расположении в шахматном порядке, расстояние между центрами двух смежных отверстий, измеренное по линии, параллельной оси элемента;

p — расстояние между центрами тех же двух отверстий, измеренное по линии, перпендикулярной к оси элемента;

t — толщина;

n — количество отверстий, расположенных на любой диагональной или зигзагообразной линии, проходящей через весь элемент или его часть, Рисунок 6.1;

d_0 — диаметр отверстия.

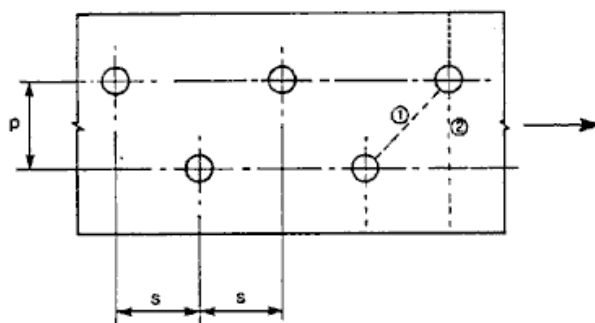


Рисунок 6.1 - Отверстия, расположенные в шахматном порядке, и линии критического разрушения 1 и 2

д) В уголках или других элементах с отверстиями, расположенными более чем в одной плоскости, расстояние p следует измерять между осями отверстий вдоль элемента (Рисунок 6.2).

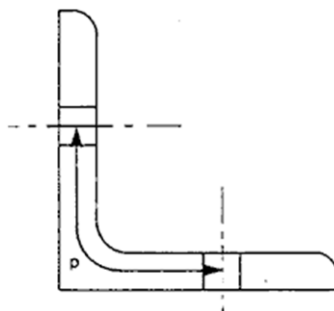


Рисунок 6.2 - Уголки с отверстиями в обеих полках

6.3.2.3 Эффект сдвигового запаздывания

Правила применения:

а) Расчет значений эффективной ширины приведен в СН РК EN 1993-1-5.

б) Для поперечных сечений класса 4 совместное влияние сдвигового запаздывания и местной потери устойчивости следует учитывать согласно указаниям СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ Холодноформованные тонкостенные элементы - см. СН РК EN 1993-1-3.

6.3.2.4 Характеристики эффективных поперечных сечений со стенками класса 3 и полками класса 1 или 2

Если поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 относятся к классу 2 с эффективной стенкой, см. 5.6.2.3(к) настоящего пособия, то при определении геометрических характеристик эффективного сечения в пластической стадии сжатая часть стенки должна быть заменена частью высотой $20\epsilon t_w$ и примыкающей к сжатой полке и другой частью высотой $20\epsilon t_w$, примыкающей к нейтральной оси, в соответствии с Рисунком 6.3.

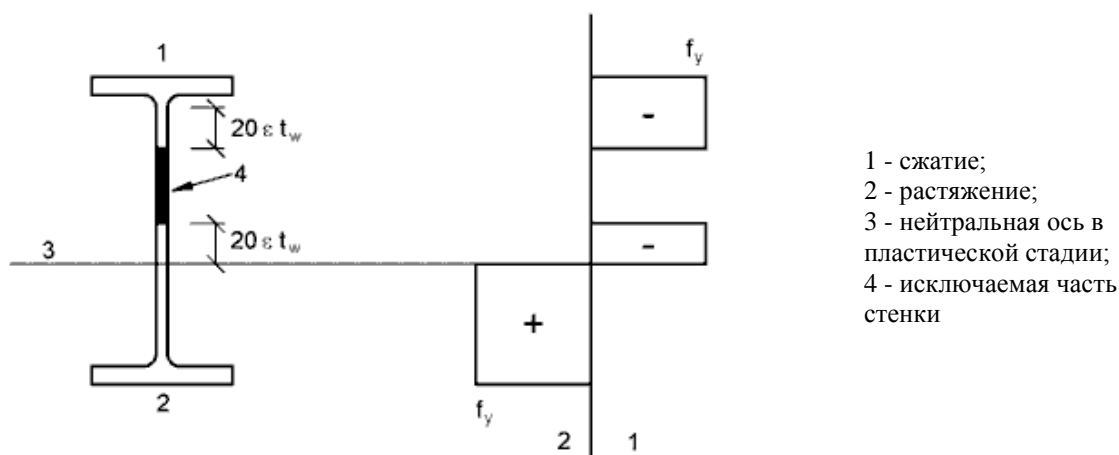


Рисунок 6.3 - Эффективная стенка класса 2

6.3.2.5 Характеристики эффективных поперечных сечений класса 4

Правила применения:

а) Характеристики эффективных поперечных сечений класса 4 должны быть основаны на значениях эффективной ширины сжатых частей.

б) Холодноформованные тонкостенные профили — см. Пункт 1.1.2(а) настоящего пособия и Раздел 5.5 СН РК EN 1993-1-3.

в) Значения эффективной ширины плоских сжатых частей следует определять по СН РК EN 1993-1-5.

г) Если поперечные сечения класса 4 подвергаются действию осевой сжимающей силы, то для определения возможного смещения e_N нейтральной оси эффективной площади A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто и дополнительного момента, возникающего при смещении e_N , следует использовать метод, приведенный в СН РК EN 1993-1-5:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (6.4)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Знак дополнительного момента зависит от соотношения внутренних сил и моментов, см. Пункт 6.10.3(2) настоящего пособия.

д) Согласно Разделу 4.3 СН РК EN 1993-1-5, эффективную площадь сечения A_{eff} , как правило, определяют, считая, что поперечное сечение подвергается только осевому сжатию силой N_{Ed} . Для несимметричных сечений имеет место эксцентриситет e_N , который появляется в результате смещения центра тяжести эффективной площади сечения A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто (Рисунок 6.4), в результате чего возникает дополнительный изгибающий момент, который, как правило, необходимо учитывать при проверке поперечного сечения согласно 4.6.

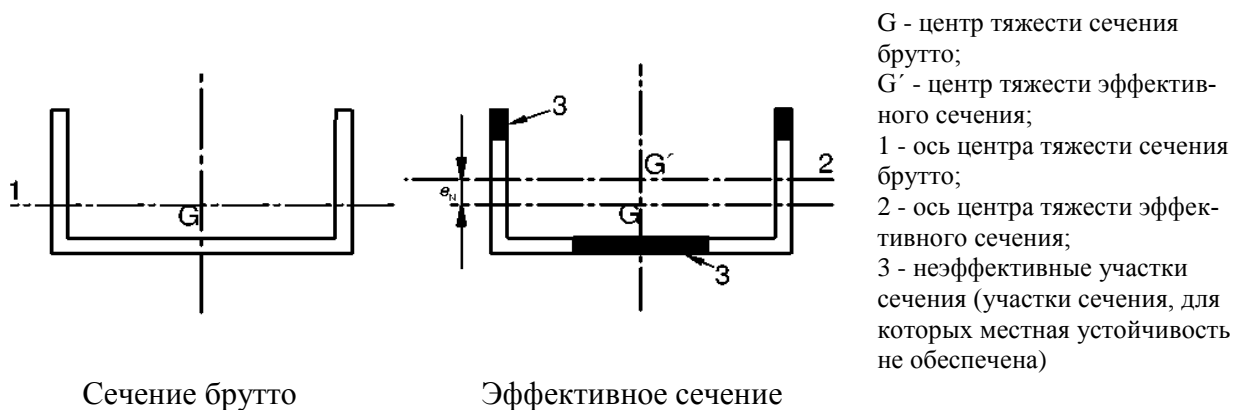


Рисунок 6.4 - Сечения класса 4 при воздействии осевых усилий

ПРИМЕЧАНИЕ Трубчатые поперечные сечения класса 4 — см. СН РК EN 1993-1-6.

ПРИМЕР 9 Расчет по определению площади поперечного сечения полосы нетто при рядовом расположении отверстий под болты (заклепки)

Исходные данные: стальная полоса – 100×10 мм соединяется пятью болтами $d=20$ мм со стальной фасонкой $t=10$ мм, диаметр отверстий под болты 22 мм, расположение отверстий - см. Рисунок 1.

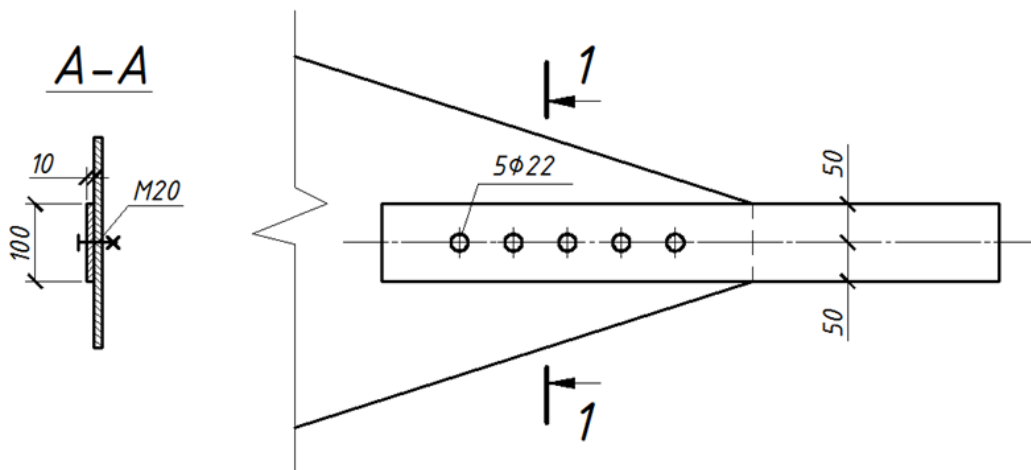


Рисунок 1 – Болтовое соединение с рядовым расположением отверстий

2 Определение площади поперечного сечения

Площадь поперечного сечения брутто (см. Пункт 6.3.2.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{tot} = b \cdot t = 100 \cdot 10 = 1000 \text{ мм}^2$$

Площадь отверстия (см. Пункт 6.3.2.2(в) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{hole} = d_0 \cdot t = 22 \cdot 10 = 220 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения нетто (см. Пункт 6.3.2.2(б) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{net} = A_{tot} - A_{hole} = 1000 - 220 = 780 \text{ мм}^2$$

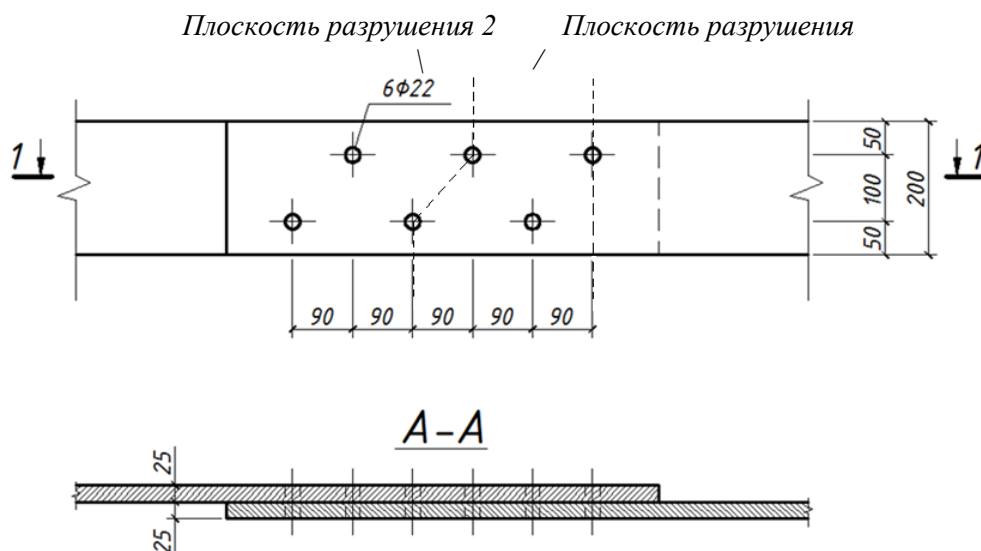
ПРИМЕР 10. Расчет по определению площади поперечного сечения полосы нетто при шахматном расположении отверстий под болты (заклепки)

Исходные данные: стальные полосы – 200×25мм соединены шестью болтами d=20 мм между собой, диаметр отверстий под болты 22мм, расположение отверстий - см. Рисунок 1.

2 Определение площади поперечного сечения

Площадь поперечного сечения брутто (см. Пункт 6.3.2.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{tot} = b \cdot t = 200 \cdot 25 = 5000 \text{ мм}^2$$

**Рисунок 1 – Болтовое соединение полос с шахматным расположением отверстий**

Площадь отверстий при разрушении по плоскости 1 (см. Пункт 6.3.2.2(г)1 СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{1,hole} = d_0 \cdot t = 22 \cdot 25 = 550 \text{ мм}^2$$

Площадь отверстия при разрушении по плоскости 2 (см. Пункт 6.3.2.2(г)2 СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{2,hole} = t \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) = 25 \left(2 \cdot 22 - \frac{90^2}{4 \cdot 100} \right) = 594 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения нетто (см. Пункт 6.3.2.2(б) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{net} = A_{tot} - \max[A_{1,hole}; A_{2,hole}] = 5000 - \max[550; 594] = 4406 \text{ мм}^2$$

6.4 Централно-растянутые элементы

Правила применения:

а) Расчетное значение растягивающей силы N_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

б) Для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение $N_{t,Rd}$ следует принимать наименьшим из:

1) расчетного значения несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (6.6)$$

2) расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}; \quad (6.7)$$

3) Если требуется определить предельное значение, см. Раздел 6 СН РК EN 1998, то расчетное значение несущей способности в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ (как приведено в Пункте 6.4(б)1) настоящего пособия) должно быть меньше расчетного значения несущей способности поперечного сечения нетто с отверстиями для болтов $N_{u,Rd}$ (как приведено в Пункте 6.4(б)2) настоящего пособия).

4) В соединениях категории С (см. Пункт 3.4.1(1) СН РК EN 1993-1-8,), расчетное значение несущей способности при растяжении $N_{t,Rd}$ по Пункту 6.4(а) настоящего пособия для поперечного сечения нетто при наличии отверстий для болтов следует принимать равным $N_{net,Rd}$, где

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (6.8)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Соединения категории С: фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности. В данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно Пункту 3.1.2(1) СН РК EN 1993-1-8. В предельном состоянии по несущей способности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, определенной по 3.9, а также расчетной несущей способности на срез и на смятие, определенной по 3.6 и 3.7. Кроме того, при соединении растянутых элементов, следует проверять расчетную несущую способность поперечного сечения нетто $N_{net,Rd}$ в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий (см. Пункт 6.3 СН РК EN 1993-1-1) в предельном состоянии по несущей способности.

5) При креплении уголков одной полкой см. также Пункт 3.10.3 СН РК EN 1993-1-8, (аналогичные требования справедливы также для других типов сечений, прикрепляемых свесом полки): растянутые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой одним рядом болтов, (см. Рисунок 6.5), можно рассматривать как нагруженные без эксцентриситета по эффективному сечению нетто, для которого несущую способность следует определять следующим образом:

- при креплении одним болтом

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0 \cdot (e_2 - 0,5d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}}; \quad (3.11)$$

- при креплении двумя болтами

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}; \quad (3.12)$$

- при креплении тремя и более болтами

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}; \quad (3.13)$$

где β_2 и β_3 - понижающие коэффициенты, зависящие от величины шага p_1 , см. Таблицу 6.8. При промежуточных значениях p_1 коэффициенты β могут быть получены линейной интерполяцией;

A_{net} - площадь уголка нетто. При креплении неравнополочного уголка меньшей полкой значение A_{net} следует принимать равным площади эквивалентного равнополочного уголка с полкой, равной меньшей полке неравнополочного уголка.

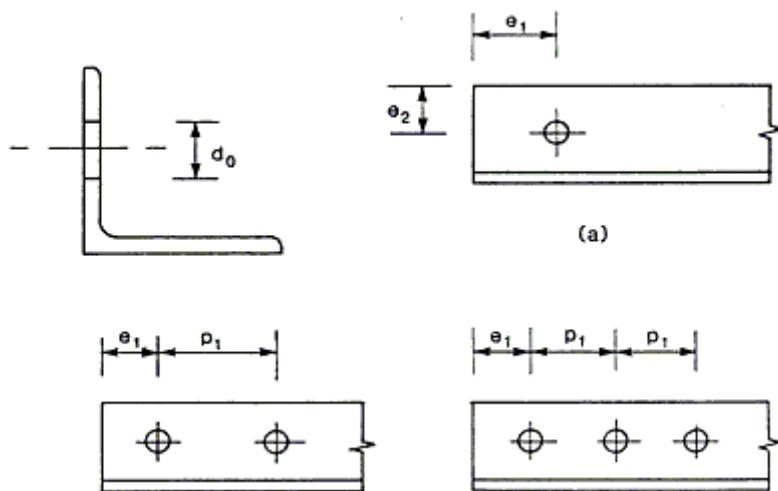


Рисунок 6.5 - Одиночные уголки, прикрепляемые одной полкой

Таблица 6.8 - Понижающие коэффициенты β_2 и β_3

Шаг p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
β_2 , при двух болтах	0,4	0,7
β_3 , при трех и более болтах	0,5	0,7

ПРИМЕР 11. Расчет на проверку прочности растянутых элементов

Исходные данные: стальная полоса – 100×10 мм соединяется пятью болтами $d = 20\text{ мм}$ со стальной фасонкой $t = 10\text{ мм}$, диаметр отверстий под болты 22 мм, расположение отверстий см.

Рисунок 1.

2 Определение площади поперечного сечения

Площадь поперечного сечения брутто (см. Пункт 6.3.2.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{tot} = b \cdot t = 100 \cdot 10 = 1000\text{ мм}^2$$

Площадь отверстия (см. Пункт 6.2.2.2(3) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{hole} = d_0 \cdot t = 22 \cdot 10 = 220\text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения нетто (см. Пункт 6.3.2.2(б) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{net} = A_{tot} - A_{hole} = 1000 - 220 = 780\text{ мм}^2$$

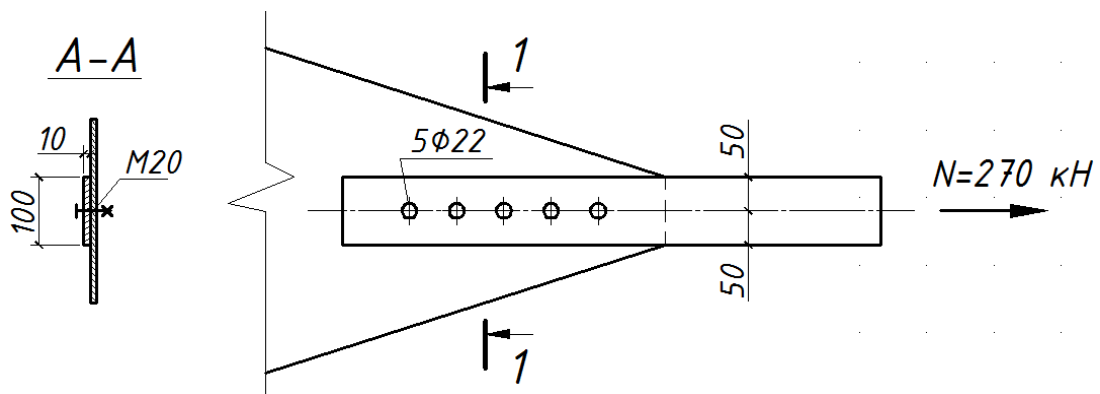


Рисунок 1 – Болтовое соединение с рядовым расположением отверстий

3 Проверка несущей способности по прочности

3.1 Расчет несущей способности по центральному растяжению (см. Пункт 6.4 СН РК EN 1993-1-1)

При расчете элемента для сечений с отверстиями для болтов расчетное значение несущей способности на растяжение следует принимать наименьшим из $N_{pl.Rd}$, $N_{u.Rd}$,

$N_{net.Rd}$ (см. Пункт 6.4(б) СН РК EN 1993-1-1), то есть:

$$N_{t.Rd} = \min[N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}; N_{net.Rd}].$$

Условие прочности по Формуле (6.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

Частные коэффициенты безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

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

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии по Формуле (6.6) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

Значит,

$$N_{pl,Rd} = \frac{1000 \cdot 355}{1,0} = 308,70 \text{ кН}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов по Формуле (6.7) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

Значит,

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 780 \cdot 510}{1,25} = 286,14 \text{ кН}$$

Таким образом,

$$N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}]$$

$$N_{t,Rd} = \min[308,70; 286,14] = 286,14 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{270}{286,14} = 0,94 < 1,00$$

Условие прочности выполняется.

ПРИМЕР 12. Расчет на проверку прочности растянутых элементов

Исходные данные: стальные полосы – 200×25 мм соединены шестью болтами d=20 мм между собой, диаметр отверстий под болты 22 мм, расположение отверстий см. Рисунок 1.

2 Определение площади поперечного сечения

Площадь поперечного сечения брутто (см. Пункт 6.3.2.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{tot} = b \cdot t = 200 \cdot 25 = 5000 \text{ мм}^2$$

Площадь отверстий при разрушении по плоскости 1 (см. Пункт 6.3.2.2(г)1 СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{1,hole} = d_0 \cdot t = 22 \cdot 25 = 550 \text{ мм}^2$$

Площадь отверстия при разрушении по плоскости 2 (см. Пункт 6.3.2.2(г)2 СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{2,hole} = t \left(n d_0 - \sum \frac{s^2}{4p} \right) = 25 \left(2 \cdot 22 - \frac{90^2}{4 \cdot 100} \right) = 594 \text{ мм}^2$$

Площадь поперечного сечения нетто (см. Пункт 6.3.2.2(б) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_{net} = A_{tot} - \max[A_{1,hole}; A_{2,hole}] = 5000 - \max[550; 594] = 4406 \text{ мм}^2$$

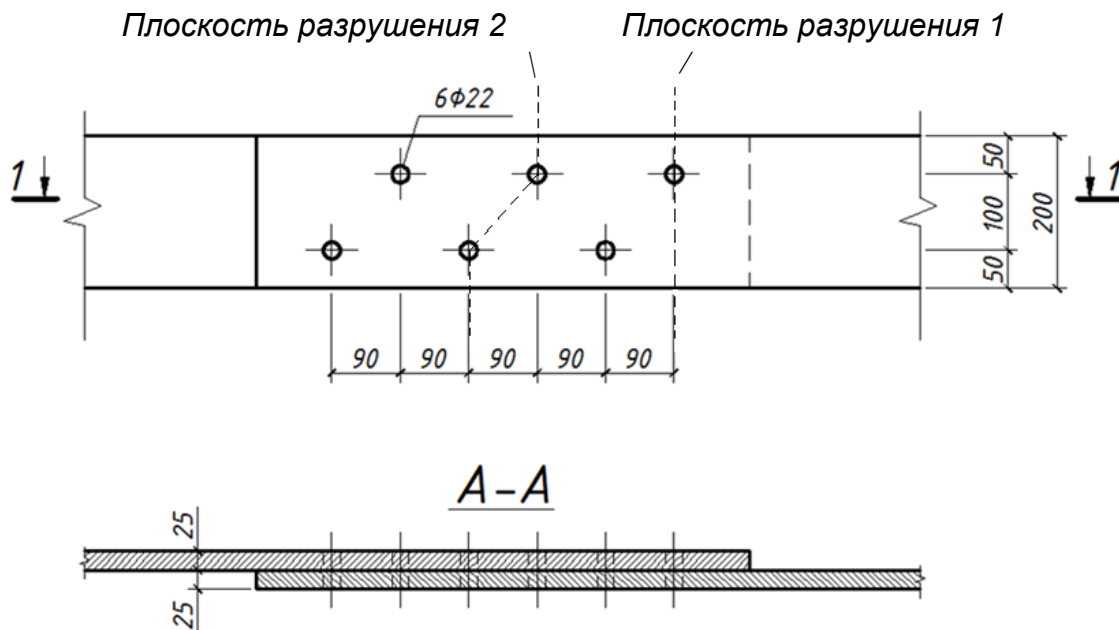


Рисунок 1 – Болтовое соединение полос с шахматным расположением отверстий

3 Проверка несущей способности по прочности

3.1 Расчет несущей способности по центральному растяжению (см. Пункт 6.4 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

Частные коэффициенты безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M0} = 1,25$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии по Формуле (6.6) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

Значит,

$$N_{pl,Rd} = \frac{5000 \cdot 275}{1,00} = 1375 \text{ кН}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов по Формуле (6.7) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

Значит,

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 4406 \cdot 430}{1,25} = 1364 \text{ кН}$$

Таким образом,

$$N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}] = \min[1375; 1364] = 1364 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1325}{1364} = 0,97 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

ПРИМЕР 13. Расчет на проверку прочности растянутых элементов

Исходные данные: стержень из равнополосного уголка 100×10мм, соединенный с листовой фасонкой тремя болтами $d = 20\text{мм}$, подвергается растяжению силой $N = 370\text{кН}$. Материал уголкового профиля стали марки S275 с пределом текучести $f_y = 275\text{МПа}$ и временным сопротивлением (пределом прочности) $f_u = 430\text{МПа}$. Конструктивное соединение см. Рисунок 1.

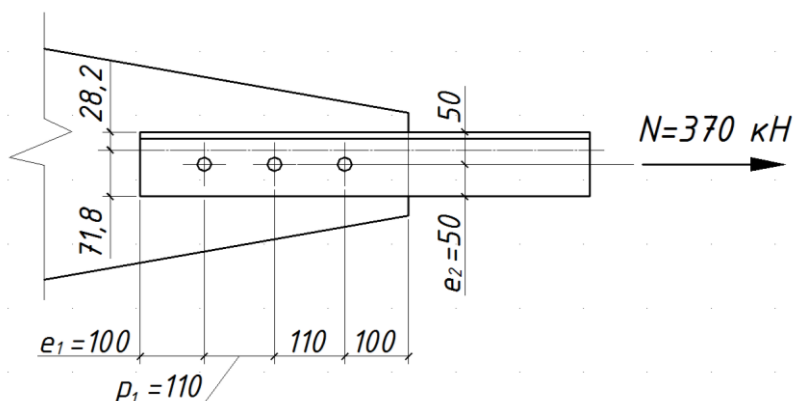


Рисунок 1 – Сопряжение стержня уголкового профиля 100×10мм с листовой фасонкой

2 Определение геометрических характеристик

Площадь поперечного сечения брутто согласно сортаменту (см. Пункт 6.3.2.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$A = 1920\text{мм}^2$$

Площадь поперечного сечения нетто при рядовом расположении отверстий:

$$A_{net} = 1920 - 22 \cdot 10 = 1700\text{мм}^2$$

Расстояние от края пера уголка до центра отверстия вдоль усилия:

$$e_1 = 100\text{мм}$$

Расстояние от края пера уголка до центра отверстия поперек усилия:

$$e_2 = 50\text{мм}$$

Расстояние между центрами отверстий вдоль усилия:

$$p_1 = 110\text{мм} \Rightarrow \beta_3 = 0,7,$$

что равняется $5d_o = 5 \cdot 22 = 110\text{ мм}$, отсюда понижающий коэффициент β_3 , используемый при вычислении расчетного значения несущей способности, согласно Таблице 3.8 СН РК EN 1993-1-8, принимается равным 0,7.

3 Проверка несущей способности по прочности

3.1 Расчет несущей способности при центральном растяжении (см. Пункт 6.4 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.5)$$

Для определения расчетного значения несущей способности поперечного сечения на растяжение $N_{t,Rd}$ предварительно вычисляются:

– расчетное значение несущей способности поперечного сечения брутто в пластической стадии по Формуле (6.6) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.6)$$

Значит,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1920 \cdot 275}{1,00} = 528 \text{ кН}$$

– расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто в пластической стадии при наличии отверстий для болтов по Формуле (6.7) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (6.7)$$

Значит,

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 1700 \cdot 430}{1,25} = 526 \text{ кН}$$

– расчетное значение несущей способности поперечного сечения нетто по Формуле (3.13) СН РК EN 1993-1-8:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Значит,

$$N_{u,Rd} = \frac{0,7 \cdot 1700 \cdot 430}{1,25} = 409,4 \text{ кН.}$$

Частные коэффициенты безопасности принимаются согласно НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1:

$$\gamma_{M0} = 1,0;$$

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

За несущую способность растянутого стержня принимается наименьшее из вычисленных значений:

$$N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}] = \min[528; 526; 409,4] = 409,4 \text{ кН.}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{370}{409,4} = 0,90 < 1,0.$$

Условие прочности растянутого стержня выполняется (конец расчета).

6.5 Центральнo-сжатые элементы

Правила применения:

а) Расчетное значение сжимающей силы N_{Ed} в каждом поперечном сечении следует определять по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0. \quad (6.9)$$

б) Расчетное значение несущей способности поперечного сечения при равномерном сжатии $N_{c,Rd}$ следует определять по формулам:

$$1) \quad N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{— для поперечных сечений класса 1, 2 или 3;} \quad (6.10)$$

$$2) \quad N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_u}{\gamma_{M0}} \quad \text{— для поперечных сечений класса 4.} \quad (6.11)$$

в) Отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, определенных в EN 1090, в сжатых элементах не учитываются, если в отверстия установлены болты.

г) В случае несимметричных сечений класса 4 для учета дополнительного момента ΔM_{Ed} , определяемого по указаниям Пункта 6.3.2.5(г) настоящего пособия, следует применять метод, приведенный в Пункте 6.10.3 настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Согласно EN 1090-2-2009, точность номинального диаметра отверстия вместе с номинальным диаметром болта, устанавливаемого в отверстие, определяет, является ли отверстие нормальным или с завышенным размером. Термины “короткий” или “длинный”, применяемые к щелевым отверстиям, относятся к двум типам отверстий, используемых для конструктивного проекта болтов предварительного натяга. Эти термины можно использовать также для обозначения зазоров для болтов без предварительного натяга. Для подвижных соединений следует указывать специальные размеры.

Номинальные зазоры для болтов и для штифтов, не предусмотренные для действия в постоянных условиях, должны соответствовать указаниям Таблицы 6.9. Номинальный зазор определяется следующим образом:

1) для круглых отверстий – разница между номинальным диаметром отверстия и номинальным диаметром болта;

2) для щелевых отверстий – разница между, соответственно, длиной или шириной отверстия и номинальным диаметром болта

Для плотно прилегающих болтов номинальный диаметр отверстия должен быть равен диаметру корпуса болта.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для плотно прилегающих болтов согласно стандарту EN 14399-8 номинальный диаметр корпуса на 1 мм больше, чем номинальный диаметр резьбовой части.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Если не указано иначе, диаметры отверстий должны соответствовать следующим условиям:

1) отверстия для плотно прилегающих болтов и плотно подогнанных штифтов: класс Н11 согласно ISO 286-2:2010 (Допуски и посадки по системе ISO. Часть 2. Таблицы классов стандартных допусков и предельных отклонений на размеры отверстий и валов);

2) другие отверстия: $\pm 0,5$ мм, диаметр отверстия берется как среднее значение диаметров входа и выхода (см. Рисунок 6.6).

Таблица 6.9 - Номинальные зазоры для болтов и штифтов (мм)

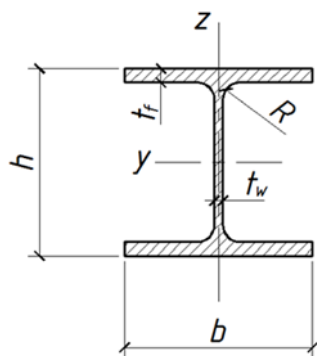
Номинальный диаметр болта или штифта, d (мм)	12	14	16	18	20	22	24	27 и более
Нормальные круглые отверстия ^a	1 ^{bc}		2					3
Круглые отверстия с завышенным размером	3		4				6	8
Короткие щелевые отверстия (по длине) ^d	4		6				8	10
Длинные щелевые отверстия (по длине) ^d	1,5d							
^a Для применения в башнях и мачтах номинальный зазор для нормальных круглых отверстий должен быть уменьшен на 0,5 мм, если не указано иначе.								
^b Для крепежных средств с покрытием номинальный зазор в 1 мм можно увеличить на толщину покрытия крепежного средства.								
^c Болты с номинальным диаметром 12 и 14 мм или потайные болты можно использовать также в отверстиях с зазором 2 мм при условиях, указанных в стандарте СН РК EN 1993-1-8.								
^d Для болтов в щелевых отверстиях номинальные зазоры по ширине должны быть такими же, как зазоры по диаметру, указанные для нормальных круглых отверстий.								



Рисунок 6.6 - Допустимые деформации перфорированных отверстий и плазменных резок

ПРИМЕР 14. Расчет на проверку прочности центрально сжатого элемента.

Исходные данные: Стальная колонна двутаврового профиля 305×305×97 UKC (см. Рисунок 1) нагружена центральной сжимающей силой $N = 2850 \text{ кН}$. Материал - сталь марки S275 с номинальным пределом текучести $f_y = 275 \text{ МПа}$.



- высота $h = 307,9 \text{ мм}$
- ширина $b = 305,3 \text{ мм}$
- толщина стенки $t_w = 15,2 \text{ мм}$
- толщина полки $t_f = 15,4 \text{ мм}$
- радиус закругления $R = 15,2 \text{ мм}$
- высота прямой части стенки $d = 246,7 \text{ мм}$
- площадь поперечного сечения $A = 12300 \text{ мм}^2$

Рисунок 1 - Геометрические характеристики двутаврового профиля 305×305×97 UKC

2 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

Отношение высоты прямой части сжатой стенки двутавра к ее толщине:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{246,7}{15,2} = 16,2 < 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36;$$

при данной величине отношения стенка сечения колонны относится к сечению 1-го класса.

Отношение расчетной ширины свеса пояса к его толщине:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{130}{15,4} = 8,4 > 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28; \text{ но меньше } 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2;$$

при данном соотношении размеров свес пояса относится к сечениям 2-го класса.

При таких параметрах сечения двутавр 305×305×97 UKC относится к сечениям 2 класса (по наименее благоприятному классу составляющих элементов сечения).

3 Проверка несущей способности по прочности

3.1 Расчет несущей способности колонны при центральном сжатии (см. Пункт 6.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 2 при равномерном сжатии по Формуле (6.10) СН РК EN 1993-1-1):

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.10)$$

Значит,

$$N_{c,Rd} = \frac{12300 \cdot 275}{1,0} \cdot 10^{-3} = 3383 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2850}{3383} = 0,84 < 1,0$$

Условие выполняется.

6.6 Изгибаемые элементы

Правила применения:

а) Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0; \quad (6.12)$$

где $M_{c,Rd}$ определяется с учетом наличия в сечении отверстий, см. Пункты 6.6(г-е) настоящего пособия.

б) Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения определяется следующим образом:

$$1) \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{ для поперечных сечений классов 1 и 2; } \quad (6.13)$$

$$2) \quad M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 3; } \quad (6.14)$$

$$3) \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 4, } \quad (6.15)$$

где $W_{el,min}$ и $W_{eff,min}$ соответствуют волокнам с максимальным напряжением в упругой стадии.

в) При изгибе относительно обеих осей следует использовать метод, приведенный в 6.2.9.

г) Отверстия для болтов в растянутой полке можно не учитывать, если для нее выполняется условие:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.16)$$

где A_f - площадь сечения растянутой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ Критерий в Пункте 6.6(г) настоящего пособия предусматривает расчет по предельной несущей способности в местах образования пластических шарниров.

д) Отверстия в растянутой части стенки учитывать не следует, если неравенство, представленное в Пункте 6.6(г) настоящего пособия, удовлетворяется полностью для растянутой зоны, включая растянутую полку и часть растянутой стенки.

е) Отверстия для болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий, расположенных в сжатой зоне сечения, не учитываются, если в отверстия установлены болты.

ПРИМЕР 15. Расчет по проверке несущей способности стальной балки при поперечном изгибе.

Исходные данные: стальная балка прокатного двутаврового профиля 533×210×92 UKB подвержена поперечному изгибу от действия распределительной и сосредоточенной нагрузки согласно схеме, показанной на Рисунке 1. Материал - сталь марки S275 с номинальным пределом текучести $f_y = 275 \text{ МПа}$ (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).

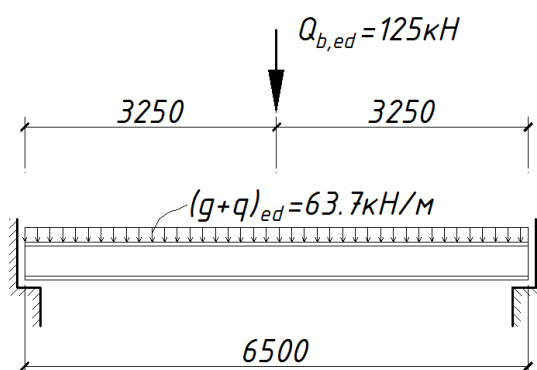


Рисунок 1 – Схема нагружения балки

2 Определение внутренних усилий

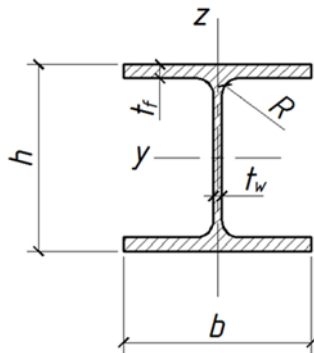
Согласно результатам общего расчета наибольший расчетный изгибающий момент:

$$M_{Ed} = 539,5 \text{ кНм}$$

3 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется согласно требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

Класс сечения двутавра – класс 1.



- высота $h = 533,1 \text{ мм}$
- ширина $b = 209,3 \text{ мм}$
- толщина стенки $t_w = 10,10 \text{ мм}$
- толщина полки $t_f = 15,6 \text{ мм}$
- радиус закругления $R = 12,7 \text{ мм}$
- высота прямой части стенки $d = 476,5 \text{ мм}$
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 2360 \text{ см}^3$
- площадь сечения $A = 117,00 \text{ см}^2$
- модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$

Рисунок 2 – Геометрические параметры балки

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-

1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2360 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,0} \cdot 10^{-6} = 649,0 \text{ кНм} \quad (6.13)$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

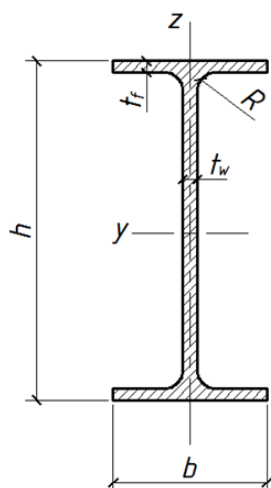
Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{539,5}{649} = 0,83 \leq 1,0$$

Прочность балки обеспечена.

ПРИМЕР 16. Расчет по проверке несущей способности стальной консольной балки при поперечном изгибе

Исходные данные: стальная консольная балка прокатного двутаврового профиля IPE 270 подвержена изгибу сосредоточенной нагрузки V , (согласно схеме, представленной на Рисунке 1). Балка распределена по всей длине от горизонтальных перемещений. Материал - сталь марки S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ МПа}$ (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).



- высота $h = 270$ мм
- ширина $b = 135$ мм
- толщина стенки $t_w = 6,6$ мм
- толщина полки $t_f = 10,2$ мм
- радиус закругления $R = 15$ мм
- высота прямой части стенки $d = 219,6$ мм
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 484000$ мм³
- площадь сечения $A = 4594$ мм²
- модуль упругости $E = 210\,000$ Н/мм²

Рисунок 1 – Геометрические параметры консольной балки

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам статического расчета наибольший расчетный изгибающий момент с учетом собственной массы консольной балки:

$$M_{ed} = 98,8 \text{ кНм.}$$

3 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

Класс сечения двутавра – класс 1.

4.1 Расчет несущей способности при изгибе (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.12)$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,0} \cdot 10^{-6} = 133,1 \text{ кНм} \quad (6.13)$$

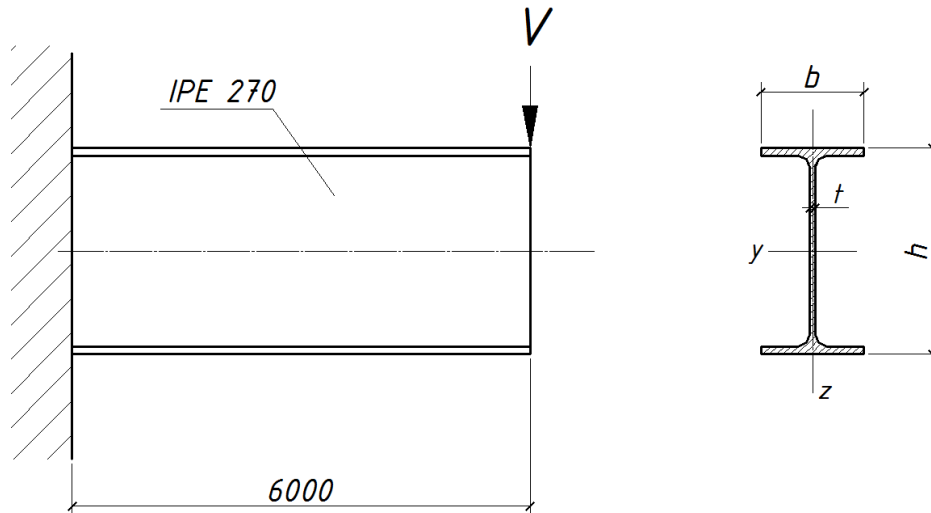


Рисунок 2 – Схема загрузки балки

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Условие прочности:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{98,8}{133,1} = 0,74 \leq 1,0$$

Прочность стальной консольной балки от действия изгибающего момента обеспечена.

6.7 Элементы, подверженные действию поперечной силы

Правила применения:

а) Расчетное значение поперечной силы V_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0; \quad (6.17)$$

где $V_{c,Rd}$ - расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг. При расчете в пластической стадии $V_{c,Rd}$ принимается равным расчетному значению несущей способности поперечного сечения на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$, определяемому по Пункту 6.7(б) настоящего пособия. При упругом расчете $V_{c,Rd}$ принимается равным расчетному значению несущей способности на сдвиг в упругой стадии, определяемой по Пунктам 6.7(г,д) настоящего пособия.

б) При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии равно:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}, \quad (6.18)$$

где A_v - площадь сдвига.

в) Площадь сдвига A_v может приниматься следующим образом:

- 1) для прокатных двутавровых сечений, нагрузка параллельна стенке:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f, \text{ но не менее } \eta h_w t_w;$$

- 2) для прокатных швеллерных сечений, нагрузка параллельна стенке:

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f;$$

- 3) для прокатных тавровых сечений, нагрузка параллельна стенке:

$$0,9 \cdot (A - bt_f);$$

- 4) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна стенке:

$$\eta \sum (h_w t_w);$$

- 5) для сварных двутавровых и коробчатых сечений, нагрузка параллельна полкам:

$$A - \sum (h_w t_w);$$

- 6) для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины:

- нагрузка параллельна высоте сечения

$$Ah/(b+h);$$

- нагрузка параллельна ширине сечения

$$Ab/(b+h);$$

- 7) для круглых замкнутых сечений из листового проката и труб постоянной толщины

$$2A/\pi,$$

где A - площадь поперечного сечения;

b - ширина сечения;

h - высота сечения;

h_w - высота стенки;

r - радиус сопряжения полки со стенкой;

t_f - толщина полки;

t_w - толщина стенки. (Если толщина стенки не постоянна, то t_w следует принимать равной минимальной толщине);

η - см. Пункт 4.6(1) СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение η с достаточной степенью надежности можно принимать равным 1,0.

г) Для проверки прочности на сдвиг в упругой стадии $V_{c,Rd}$ можно применять следующее условие для критической точки поперечного сечения, если только обеспечена местная устойчивость согласно Разделу 5 СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (6.19)$$

где τ_{Ed} можно определить по формуле:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}, \quad (6.20)$$

здесь V_{Ed} - расчетное значение усилия сдвига;

S - статический момент сдвигаемой части сечения относительно центральной оси;

I - момент инерции поперечного сечения;

t - толщина сечения в рассматриваемой точке.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Проверка Пункта 6.7(г) СН РК EN 1993-1-1 предусматривает запас прочности, так как она исключает ограниченное развитие пластических деформаций сдвига, которое допускается при упругом расчете, см. Пункт 6.7(5) СН РК EN 1993-1-1. Поэтому ее следует применять только в тех случаях, когда не возможна проверка на основе $V_{c,Rd}$ в соответствии с условием Аормулы (6.17).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Согласно СН РК EN 1993-1-5, для пластин без элементов жесткости с отношением $\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$ и для пластин с элементами жесткости с отношением $\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$ должна производиться проверка несущей способности на срез и на опорах должны быть предусмотрены поперечные элементы жесткости, где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[\text{Н/мм}^2]}}$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Высота стенки h_w между поясами (Пункт 1.4, Рисунок 5.1), а k_τ - коэффициент, учитывающий потерю устойчивости при сдвиге (Приложение А.3).

ПРИМЕЧАНИЕ 4 См. НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5 в части значения коэффициента η в формуле для определения необходимости проверки несущей способности пластин на срез. Принято рекомендуемое значение $\eta = 1,2$ для сталей до S460 и $\eta = 1,0$ для более прочных сталей.

д) Для двутавровых сечений касательные напряжения в стенке можно принимать равными:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w}, \text{ если } \frac{A_f}{A_w} \geq 0,6; \quad (6.21)$$

где A_f - площадь сечения одной полки;

A_w - площадь поперечного сечения стенки: $A_w = h_w t_w$.

е) Кроме того, несущая способность на сдвиг должна приниматься с учетом потери местной устойчивости стенки, не подкрепленной ребрами жесткости, согласно Пункту 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5, если:

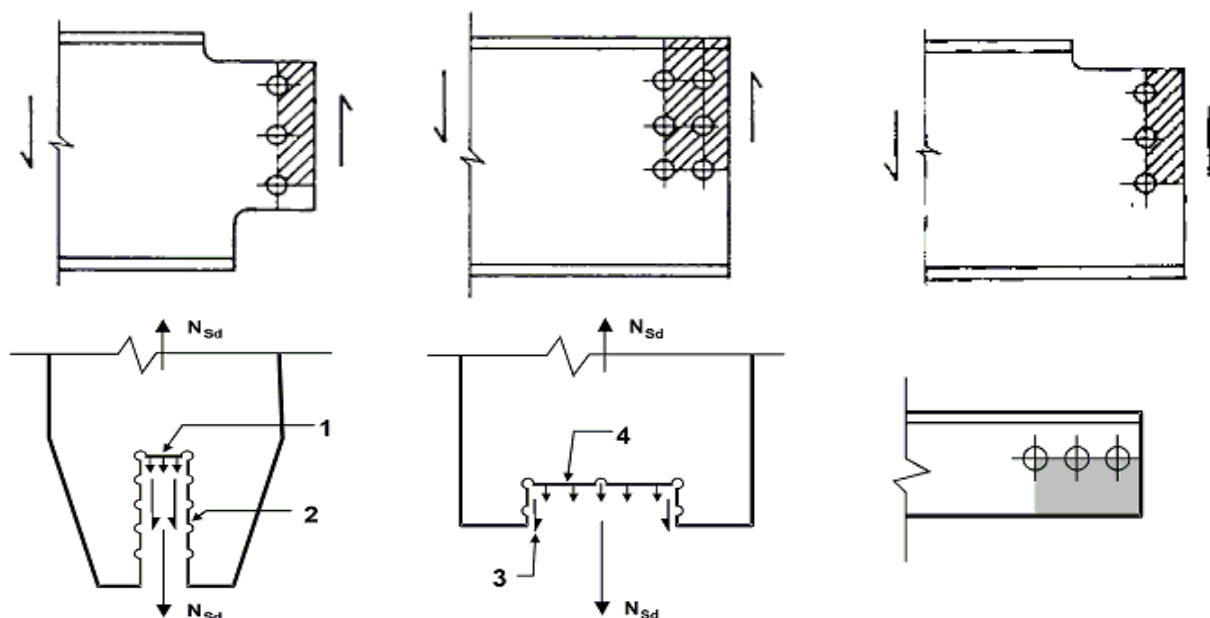
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}; \quad (6.22)$$

где значение η см. в Пункт 5.1(2) СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение η с достаточной степенью надежности можно принимать равным 1,0.

ж) Отверстия для болтов не учитываются при проверке несущей способности на сдвиг, за исключением проверки прочности на сдвиг зон сопряжения, как указано в СН РК EN 1993-1-8.

ПРИМЕЧАНИЕ Вырыв материала крайней зоны происходит вследствие сдвига ряда или группы болтов вдоль поверхности сдвига группы отверстий, сопровождаемого ее разрывом от действия растягивающих усилий по линии отверстий. Вырыв материала крайней зоны показан на Рисунке 6.7.



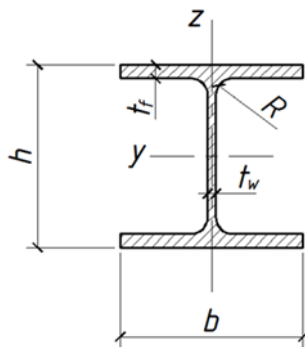
1 - малое растягивающее усилие; 2 - большое сдвигающее усилие;
3 - малое сдвигающее усилие; 4 - большое растягивающее усилие

Рисунок 6.7 - Вырыв материала крайней зоны

и) При совместном действии усилия сдвига и крутящего момента значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$ должно быть уменьшено согласно требованиям Пункта 6.8(к) настоящего пособия.

ПРИМЕР 17. Расчет по проверке несущей способности стальной балки при сдвиге

Исходные данные: стальная балка прокатного двутаврового профиля 457×191×67 UKB подвержена поперечному изгибу от действия сосредоточенных сил согласно схеме, представленной на Рисунке 1. Материал - сталь марки S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).



- высота $h = 453,4$ мм
- ширина $b = 189,9$ мм
- толщина стенки $t_w = 8,5$ мм
- толщина полки $t_f = 12,7$ мм
- радиус закругления $R = 10,2$ мм
- высота прямой части стенки $d = 407,6$ мм
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 1\,470$ см³
- площадь сечения $A = 85,5$ см²
- модуль упругости $E = 210\,000$ Н/мм²

Рисунок 1 – Геометрические параметры балки

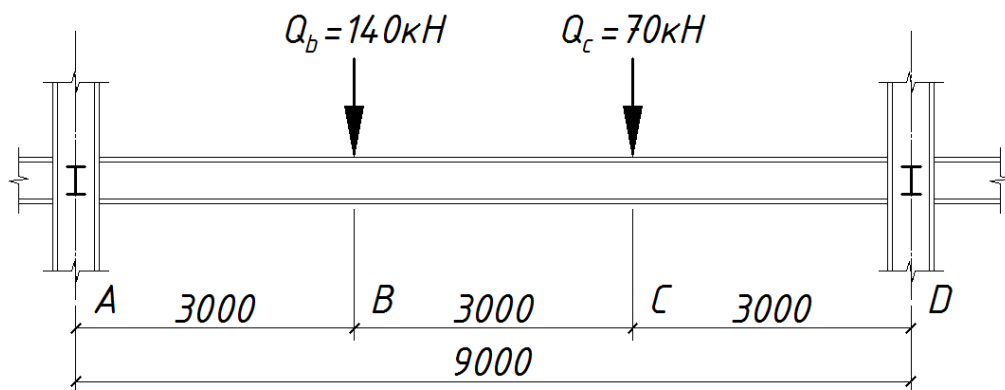


Рисунок 2 – Схема загрузки балки

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам общего расчета наибольшее значение расчетной поперечной силы:

$$V_{Ed} = 137 \text{ кН}$$

3 Проверка несущей способности по прочности

3.1 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

Определение площади сдвига A_V по Пункту 6.7(в) СН РК EN 1993-1-1:

$$A_V = \max[A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f; \eta h_w t_w]$$

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 85,5 \cdot 10^2 - (2 \cdot 189,9 \cdot 12,7) + 12,7 \cdot (8,5 + 2 \cdot 10,2) = 4094 \text{ мм}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,0 \cdot 428 \cdot 8,5 = 3638 \text{ мм}^2$$

$$A_V = \max[4094; 3638] = 4094 \text{ мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$V_{c,Rd} = \frac{4094 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 650 \text{ кН}$$

$$V_{Ed} = 137 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{137}{650} = 0,21 \leq 1,0$$

Прочность сечения при действии сдвигающих усилий обеспечена.

3.2 Расчет потери местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Проверка условия Пункта 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (6.22)$$

Коэффициент, зависящий от марки стали по Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,0$$

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$$h_w = h - 2t_f = 453,4 - (2 \cdot 12,7) = 428,0 \text{ мм}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{8,5} = 50,35$$

Проверка условия:

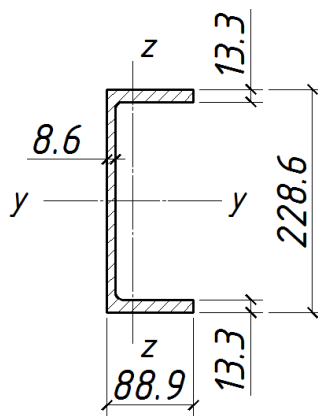
$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,81}{1,0} = 66,24$$

$$50,35 < 66,24$$

Местная устойчивость стенки балки обеспечена.

ПРИМЕР 18. Расчет по определению расчетной несущей способности прокатного профиля при сдвиге

Исходные данные: поперечное сечение горячекатаного профиля U229×89 подвергается сдвигу. Материал - сталь марки S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).



- высота $h = 228,6\text{мм}$
- ширина $b = 88,9\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 8,6\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 13,3\text{мм}$
- радиус закругления $R = 13,7\text{мм}$
- площадь сечения $A = 4160\text{мм}^2$

Рисунок 1 - Геометрические параметры балки

2 Проверка несущей способности по прочности

2.1 Расчет несущей способности поперечного сечения при сдвиге (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

Определение площади сдвига A_v для прокатных швеллерных сечений, нагрузка параллельна стенке (см. Пункт 6.7 (в) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 4160 - (2 \cdot 88,9 \cdot 13,3) + (8,6 + 13,7) \cdot 13,3 = 2092\text{мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$V_{c,Rd} = \frac{2092 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} = 332\text{кН}$$

2.2 Расчет на проверку местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Предельно допустимое отношение $\frac{h_w}{t_w}$ согласно Пункту 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (6.22)$$

Коэффициент, зависящий от марки стали по Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Фактическое отношение высоты стенки к ее толщине для профиля $U\ 229 \times 89$:

$$h_w = h - 2t_f = 228,6 - (2 \cdot 13,3) = 202 \text{ мм}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{202}{8,6} = 23,5$$

Проверка условия:

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 66,24$$

$$23,5 < 66,24$$

Местная устойчивость стенки и прокатного швеллера обеспечена.

6.8 Элементы, подверженные кручению

Правила применения:

а) Для элементов, подвергающихся кручению, при котором деформацией сечения можно пренебречь, расчетное значение суммарного крутящего момента T_{Ed} в каждом поперечном сечении должно удовлетворять условию:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0; \quad (6.23)$$

где T_{Rd} - расчетное значение несущей способности поперечного сечения при кручении.

б) Суммарный крутящий момент T_{Ed} в любом поперечном сечении должен рассматриваться как сумма двух внутренних составляющих:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (6.24)$$

где $T_{t,Ed}$ - расчетное значение внутреннего крутящего момента Сен-Венана;

$T_{w,Ed}$ - расчетное значение внутреннего крутящего момента при стесненном кручении.

в) Значения $T_{t,Ed}$ и $T_{w,Ed}$ в любом поперечном сечении можно определить по T_{Ed} с помощью упругого расчета, исходя из характеристик сечения элемента, условий закрепления и распределения нагрузок вдоль элемента.

г) Следует учитывать следующие напряжения, возникающие при кручении:

- касательные напряжения $\tau_{t,Ed}$, вызванные крутящим моментом Сен-Венана $T_{t,Ed}$;

- нормальные напряжения $\sigma_{w,Ed}$, вызванные бимоментом B_{Ed} , и касательные напряжения $\tau_{w,Ed}$, вызванные стесненным кручением $T_{w,Ed}$.

д) Для проверки в упругой стадии может применяться критерий текучести по Пункту 6.3.1(д) настоящего пособия.

е) Для определения несущей способности поперечного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии, при наличии кручения, следует учитывать только эффекты от B_{Ed} , получаемые в результате статического расчета, см. Пункт 6.8(в) настоящего пособия.

ж) С целью упрощения, в элементах замкнутого поперечного сечения влиянием стесненного кручения можно пренебречь. В элементах открытого поперечного сечения, таких как двутавр, влиянием кручения Сен-Венана также можно пренебречь.

и) При определении значения несущей способности T_{Rd} для замкнутых полых сечений следует учитывать расчетное значение несущей способности на сдвиг отдельных частей поперечного сечения, в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:

1) Правила по определению несущей способности на срез элементов пластин, учитывающих потерю устойчивости при сдвиге в предельном состоянии, справедливы при следующих условиях:

- панели пластин должны быть прямоугольными или с ограничением угла панели согласно Пункту 2.3 СН РК EN 1993-1-5;

- имеющиеся элементы жесткости проходят в продольном и/или поперечном направлении;

- отверстия или вырезы небольшие (см. Пункт 2.3 СН РК EN 1993-1-5);

- элементы конструкции имеют постоянное поперечное сечение.

2) Для стенок без элементов жесткости и с элементами жесткости расчетное значение несущей способности на срез определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}};$$

где $V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$ - составляющая несущей способности стенки.

Составляющая несущей способности $V_{bf,Rd}$ поясов определяется согласно 5.4.

3) В стенках с поперечными элементами жесткости только на опорах и для стенок с промежуточными поперечными и продольными элементами жесткости или при их одновременной установке при определении несущей способности коэффициент χ_w , учитывающий потерю устойчивости стенки при работе на срез, должен определяться согласно Таблице 6.10 или Рисунку 6.8.

Таблица 6.10 - Коэффициент χ_w при определении несущей способности стенки на срез при потере устойчивости

	Жесткая опорная часть	Гибкая опорная часть
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

ПРИМЕЧАНИЕ См. Пункт 6.7 настоящего пособия.

4) Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$, приведенная в Таблице 6.10 и на Рисунке 6.8, должна определяться по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}},$$

где

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E;$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения σ_E и k_τ определяются по Приложению А СН РК EN 1993-1-5.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ у опор может быть определена по формулам:

- у опор только с поперечными элементами жесткости:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 t \varepsilon}$$

- у опор с поперечными элементами жесткости и промежуточными поперечными или продольными элементами жесткости или с теми и другими при их одновременной установке:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

где k_τ - наименьшее значение коэффициента, учитывающего потерю устойчивости стенки панели при работе на срез.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для панелей с гибкими поперечными элементами жесткости также дополнительно устанавливают жесткие поперечные элементы жесткости. В этом случае k_τ принимается наименьшим из значений для стенки панелей между двумя любыми поперечными элементами жесткости (например, $a_2 \times h_w$ и $a_3 \times h_w$) и для панелей между двумя жесткими элементами жесткости, содержащими гибкие поперечные элементы жесткости (например, $a_4 \times h_w$).

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Жесткие границы панелей принимаются, если по краям находятся пояса и жесткие элементы жесткости. В этом случае расчет потери устойчивости на срез может выполняться для панели между двумя соседними поперечными элементами жесткости (например, $a_1 \times h_w$ см. Рисунок 6.9).

ПРИМЕЧАНИЕ 5 При гибких поперечных элементах жесткости наименьшее значение k_τ допускается определять при расчетах потери устойчивости следующим образом:

- комбинация из двух соседних панелей стенки с одним гибким поперечным элементом жесткости;
- комбинация из трех соседних панелей стенки с двумя гибкими поперечными элементами жесткости.

Указания по определению k_{τ} даны в Пункте А.3 СН РК EN 1993-1-5.

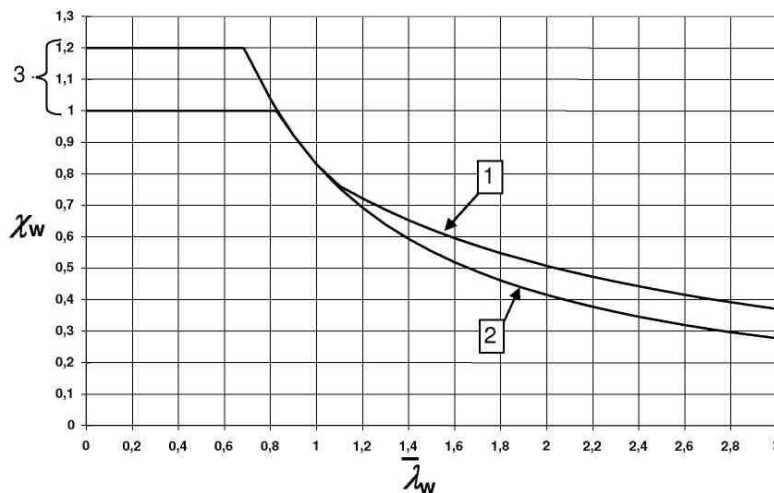
5) При определении k_{τ} момент инерции площади продольного элемента жесткости должен быть уменьшен на 1/3 его действительного значения. В формуле для определения k_{τ} принимается это снижение согласно Пункту А.3 СН РК EN 1993-1-5.

6) Для стенок с продольными элементами жесткости условная гибкость $\bar{\lambda}_w$ в Пункте 6.8(и)4) СН РК EN 1993-1-1 должна приниматься не менее:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_{\tau i}}}.$$

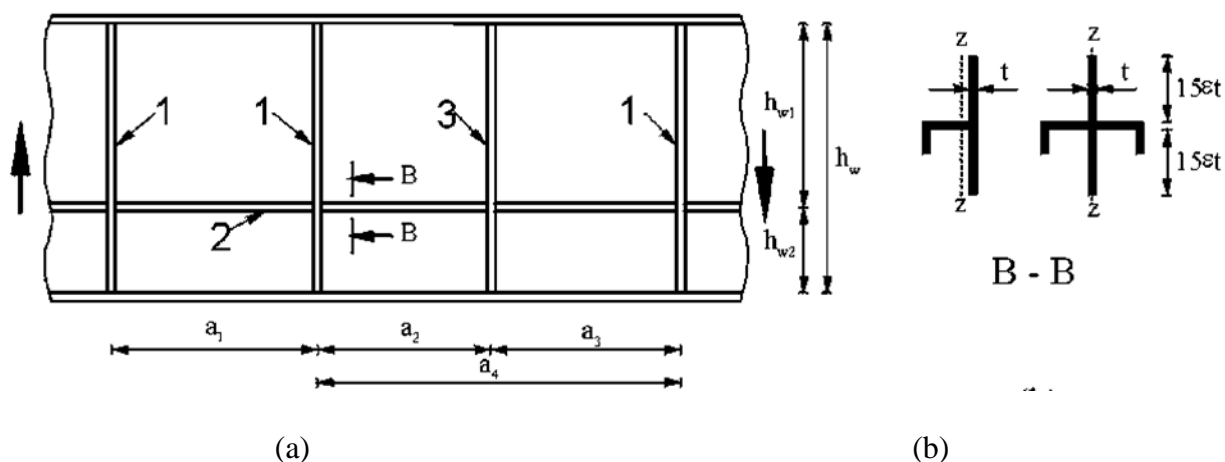
В этом случае h_{wi} и $k_{\tau i}$ относятся к отсеку с наибольшей условной гибкостью $\bar{\lambda}_w$ при рассмотрении стенки панели всех отсеков.

ПРИМЕЧАНИЕ Для расчета $k_{\tau i}$, приведенного в Пункте А.3 СН РК EN 1993-1-5, допускается использовать $k_{\tau st} = 0$.



- 1 - жесткая опорная часть;
 2 - гибкая опорная часть;
 3 - зона рекомендуемых значений для η

Рисунок 6.8 - Параметр χ_w потери устойчивости при срезе



(a) (b)

1 - жесткий поперечный элемент жесткости;

2 - продольный элемент жесткости;

3 - гибкий поперечный элемент жесткости

Рисунок 6.9 - Стенка с поперечными и продольными элементами жесткости

7) Когда расчетный изгибающий момент, действующий на пояса, не соответствует расчетному значению несущей способности поясов на изгиб при потере устойчивости

$$M_{Ed} < M_{f,Rd},$$

составляющую несущей способности поясов можно определить по формуле:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right),$$

где b_f и t_f - принимается для пояса, который обеспечивает наименьшую осевую прочность;

b_f - принимается не более $15et_f$ от каждой стороны стенки;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ - расчетное значение несущей способности поперечного сечения поясов по изгибающему моменту при учете только эффективных площадей поясов;

$$c = \alpha \cdot \left(0,25 + \frac{1,6b_f t_f^2 f_{yf}}{t h_w^2 f_{yw}} \right).$$

8) Если действует также осевое усилие N_{Ed} , то значение $M_{f,Rd}$ уменьшают при помощи коэффициента

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right).$$

При этом A_{f1} и A_{f2} являются соответственно площадями верхнего и нижнего поясов.

к) При совместном действии поперечной силы и крутящего момента значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии с учетом влияния кручения $V_{pl,Rd}$ должно

быть уменьшено до $V_{pl,T,Rd}$, и расчетное значение поперечной силы должно удовлетворять условию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0; \quad (6.25)$$

где $V_{pl,T,Rd}$ определяется следующим образом:

- для двутавров

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{pl,Rd}; \quad (6.26)$$

- для швеллеров

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd}; \quad (6.27)$$

- для замкнутых сечений

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\left((f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} \right)} \right] V_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

где $V_{pl,Rd}$ определяется по 6.2.6.

ПРИМЕР 19. Расчет по проверке несущей способности стальной балки из гнуто сварного профиля при кручении

Исходные данные: стальная однопролетная балка из гнуто сварного профиля 250×150×8,0 RHS. Материал - сталь марки S355 с номинальным пределом текучести $f_y = 355$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1). Расчетная схема представлена на Рисунке 1. Геометрические параметры сечения на Рисунке 2.

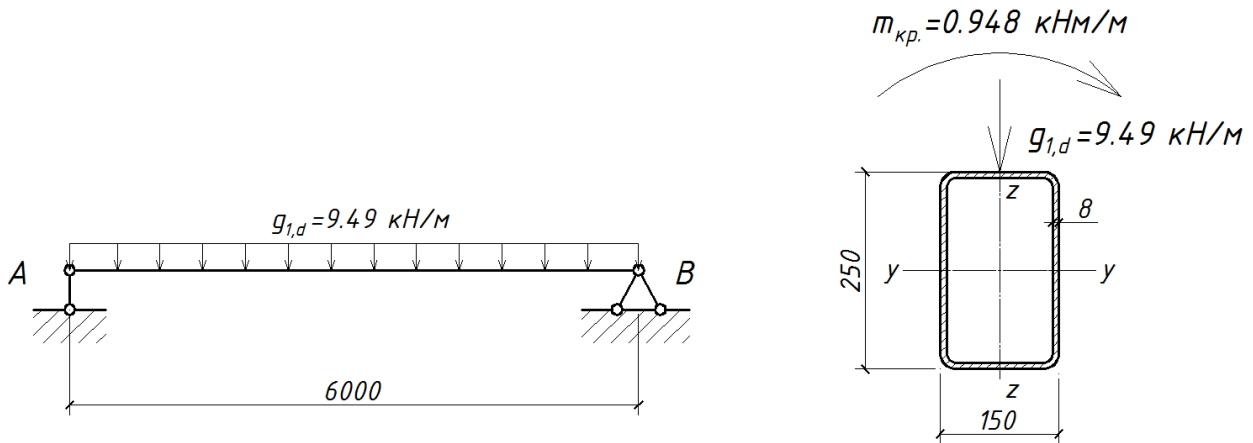


Рисунок 1 – Статическая схема загрузки балки

2 Определение внутренних усилий

Наибольший расчетный изгибающий момент:

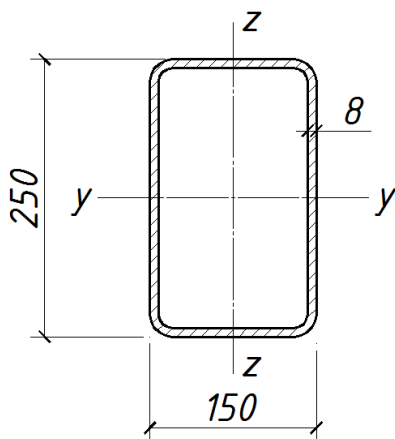
$$M_{Ed} = M_{c,Ed} = \frac{g_{1,d} L^2}{8} = \frac{9,49 \cdot 6^2}{8} = 42,7 \text{ кНм}$$

Наибольшая расчетная поперечная сила:

$$V_{Ed} = V_{c,Ed} = \frac{g_{1,d} L}{2} = \frac{9,49 \cdot 6}{2} = 28,5 \text{ кНм}$$

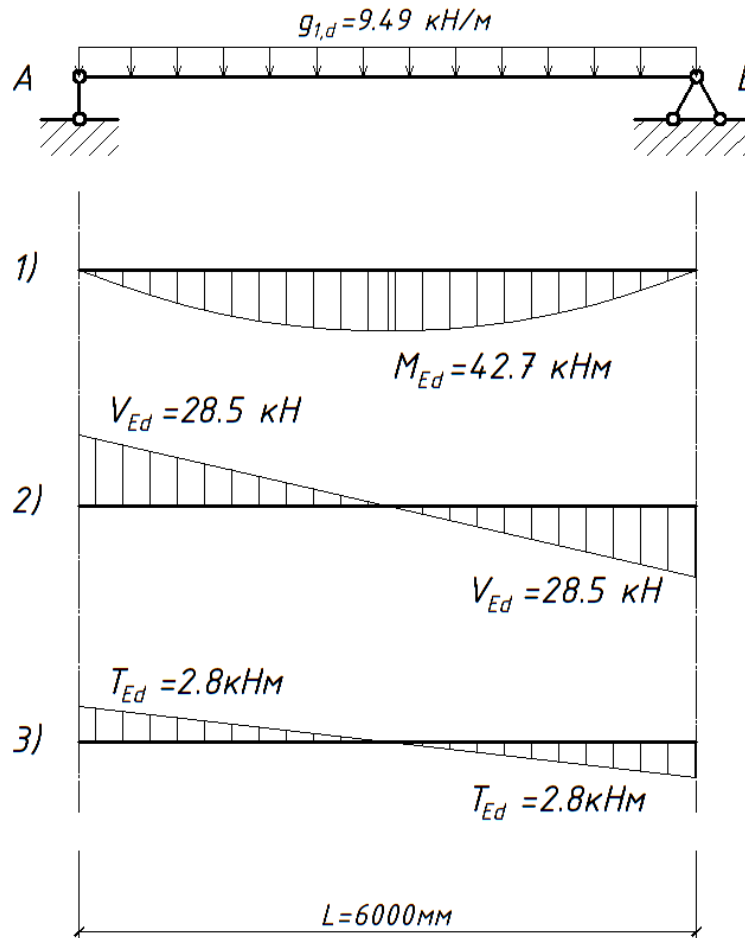
Наибольший расчетный крутящий момент:

$$T_{Ed} = \frac{m_{кр.} \cdot L}{2} = \frac{0,948 \cdot 6}{2} = 2,8 \text{ кНм}$$



- высота $h = 250 \text{ мм}$
- ширина $b = 150 \text{ мм}$
- толщина стенки $t = 8,0 \text{ мм}$
- площадь сечения $A = 6080 \text{ см}^2$
- высота прямой части стенки $d = 226 \text{ мм}$
- модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 501 \text{ см}^3$
- момент сопротивления сечения кручения $W_t = 506 \text{ см}^3$
- момент инерции относительно оси Z-Z $I_z = 2300 \text{ см}^4$
- константа кручения Сен-Венана $I_t = 5020 \text{ см}^4$

Рисунок 2 – Геометрические параметры балки



- 1) изгибающего момента;
 2) поперечной силы;
 3) крутящего момента

Рисунок 3 – Эпюры

3 Определение класса сечения (см. Пункт 5.6.2 СН РК EN 1993-1-1)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

Класс сечения элемента – класс 1.

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.17)$$

Определение несущей способности при поперечной силе при отсутствии кручения по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{pl,Rd} = V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (6.18)$$

Определение площади сдвига (см. Пункт 6.7(в)6 СН РК EN 1993-1-1):

$$A_v = \frac{Ah}{(b+h)} = \frac{6080 \cdot 250}{(150+250)} = 3800 \text{ мм}^2$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$V_{pl,Rd} = \frac{3800(355/\sqrt{3})}{1,0 \cdot 10^3} = 779 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{28,5}{779} = 0,037 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.2 Расчет сечения по потере местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Предельно допустимое значение $\frac{h_w}{t_w}$ согласно Пункту 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Коэффициент, зависящий от марки стали по Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Фактическое отношение высоты стенки к ее толщине для гнуто сварного профиля 250×150×8,0 RHS:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{d}{t} = 28,3$$

$$\frac{72}{\eta} \varepsilon = \frac{72}{1,2} \cdot 0,81 = 48,6$$

$$28,3 < 48,6$$

Следовательно, согласно Пункту 5.1 СН РК EN 1993-1-5 поперечные ребра жесткости не требуются.

4.3 Расчет несущей способности по крутящему моменту (см. Пункт 6.8 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.23) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

Согласно Пункту 6.8(б) СН РК EN 1993-1-1 суммарный крутящий момент T_{Ed} в любом поперечном сечении должен рассматриваться как сумма внутреннего крутящего момента Сен – Венана $T_{t,Ed}$ и внутреннего крутящего момента при стесненном кручении $T_{w,Ed}$ (по Пункту 6.8(ж) СН РК EN 1993-1-1) для замкнутых сечений можно принять $T_{w,Ed} = 0$):

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} = 2,8 + 0 = 2,8 \text{ кНм}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения при кручении:

$$T_{Rd} = \frac{355 \cdot 506 \cdot 10^3}{\sqrt{3} \cdot 1,0} \cdot 10^{-6} = 103,7 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{2,8}{103,7} = 0,027 \leq 1,0$$

Условие выполняется.

4.4 Расчет несущей способности при совместном действии поперечной силы (в пластической стадии) и крутящего момента (см. Пункт 6.8(к) СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.25) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Определение несущей способности по поперечной силе для замкнутых сечений по Формуле (6.28) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd}$$

Касательное напряжение при кручении:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{t,Ed}}{W_t} = \frac{2,8 \cdot 10^6}{506 \cdot 10^3} = 5,5 \text{ Н/мм}^2$$

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}} \right] \cdot V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{5,5}{\frac{(355/\sqrt{3})}{1,0}} \right] \cdot 779 = 758 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} = \frac{28,5}{758} = 0,038 < 1,0$$

Условие выполняется.

6.9 Элементы, подверженные действию изгибающего момента и поперечной силы

Правила применения:

а) При действии поперечной силы следует принимать во внимание ее влияние на несущую способность на изгиб.

б) Если поперечная сила меньше половины несущей способности на сдвиг в пластической стадии, его влиянием на несущую способность на изгиб можно пренебречь, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения, см. СН РК EN 1993-1-5:

1) при условии, если $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$, в расчете несущей способности изгибающий момент и осевая сила принимаются без изменений с учетом поперечной силы. Если $\bar{\eta}_3 > 0,5$ влияние совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в стенке I-образных или коробчатых балок учитывается при выполнении следующего условия Формулы (7.1) СН РК EN 1993-1-5:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{при} \quad \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}},$$

где $M_{f,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы сечения, состоящего из эффективной площади поясов;

$M_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии работы поперечного сечения, состоящего из эффективной площади поясов и площади сечения стенки независимо от класса сечения;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}};$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

где $V_{bw,Rd}$ по Формуле (5.2).

2) дополнительно должны быть выполнены требования согласно Пунктам 4.6) и 5.5 СН РК EN 1993-1-5.

3) указанные условия должны учитываться для элементов конструкций при статическом расчете 2-го порядка, если это имеет место.

в) в остальных случаях уменьшенное значение несущей способности на изгиб следует принимать равным расчетному значению несущей способности поперечного сечения, рассчитанному по уменьшенному значению предела текучести:

$$(1 - \rho)f_y \quad (6.29)$$

где $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2$ и $V_{pl,Rd}$ определяется по Пункту 6.7(б).

ПРИМЕЧАНИЕ См. также Пункт 6.11(в) настоящего пособия.

г) При наличии кручения значение ρ следует определять по формуле:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2,$$

см. Пункт 6.8 настоящего пособия, но следует принимать равным нулю при $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$

д) Уменьшенное расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии с учетом сдвигающей силы для двутавровых сечений с одинаковыми полками, изгибаемых относительно главной оси, как вариант можно определить по формуле:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}; \quad (6.30)$$

где $M_{y,c,Rd}$ определяется по Пункту 6.6(б) настоящего пособия;

A_w - площадь стенки, определяемая по формуле: $A_w = h_w t_w$.

е) Совместное действие изгибающего момента, поперечной и осевой сил рассмотрено в Разделе 7 СН РК EN 1993-1-5:

1) если действует осевая сила N_{Ed} , то значения $M_{pl,Rd}$ и $M_{t,Rd}$ должны быть уменьшены в соответствии с Пунктом 6.10 EN 1993-1-1 и Пунктом 5.4(2) СН РК EN 1993-1-5 соответственно. Если осевая сила настолько велика, что вся стенка является сжатой, то применяют Пункт 7.1(5) СН РК EN 1993-1-5.

2) пояса коробчатых балок должны быть проверены согласно Пункту 7.1(1) СН РК EN 1993-1-5, принимая $M_{t,Rd} = 0$, и τ_{Ed} принимается как среднее значение напряжения при сдвиге в поясе, которое должно быть не менее половины максимальных напряжений сдвига в поясе; в этом случае для $\bar{\eta}_1$ применяют η_1 согласно Пункту 4.6(1) СН РК EN 1993-1-5. Дополнительно отсеки должны быть проверены, используя среднее значение напряжения при сдвиге в отсеке и понижающий коэффициент χ_w , определяемый согласно Пункту 5.3 СН РК EN 1993-1-5 с учетом потери устойчивости отсека, при наличии жестких продольных элементов жесткости.

ПРИМЕР 20. Расчет по проверке прочности стальной однопролетной балки из прокатного профиля при поперечном изгибе

Исходные данные: стальная однопролетная балка из прокатного профиля 406×178×74 UB нагружена сосредоточенной силой согласно Рисунку 1. Материал - сталь марки S275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).

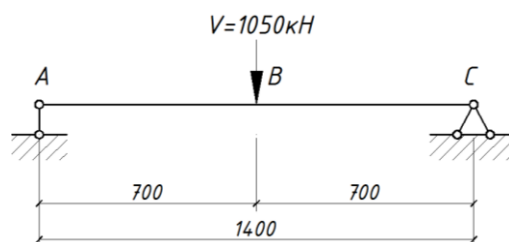


Рисунок 1 – Схема нагружения балки

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам общего расчета наибольшее значение расчетной поперечной силы:

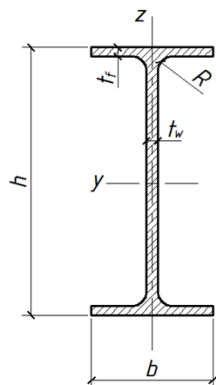
$$V_{Ed} = 525 \text{ кН};$$

Наибольшее значение расчетного изгибающего момента:

$$M_{Ed} = 367,5 \text{ кНм}$$

3 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которых класс сечения двутавра относится к классу 1.



- высота $h = 412,8 \text{ мм}$
- ширина $b = 179,5 \text{ мм}$
- толщина стенки $t_w = 9,5 \text{ мм}$
- толщина полки $t_f = 16,0 \text{ мм}$
- радиус закругления $R = 10,2 \text{ мм}$
- высота стенки $d = 360,4 \text{ мм}$
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 1501000 \text{ мм}^3$
- площадь сечения $A = 9450 \text{ мм}^2$
- модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$

Рисунок 2 – Геометрические параметры балки

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-

1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$M_{c,Rd} = \frac{1501 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,0} \cdot 10^{-6} = 412 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{367,5}{412} = 0,89 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.2 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Определение несущей способности при поперечной силе при отсутствии кручения по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Определение площади сдвига (см. Пункт 6.2.6(3)е СН РК EN 1993-1-1):

$$A_v = \max[A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f; \eta h_w t_w]$$

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f =$$

$$= 9450 - (2 \cdot 179,5 \cdot 16,0) + 16,0 \cdot (9,5 + 10,2) = 4184 \text{ мм}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,2 \cdot 380,8 \cdot 9,5 = 3617,6 \text{ мм}^2$$

$$A_v = \max[4184; 3617] = 4184 \text{ мм}^2$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1): $\gamma_{M0} = 1,0$

Отсюда,

$$V_{c,Rd} = \frac{4184 \cdot (275 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 689,2 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{525}{689,2} = 0,76 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.3 Расчет потери местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Предельно допустимое отношение $\frac{h_w}{t_w}$ согласно Пункту 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 5.5 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Фактическое отношение высоты стенки к ее толщине для профиля 406×178×74 UB:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{380,8}{9,5} = 40,1$$

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 66,24$$

Проверка условия:

$$40,1 < 66,24$$

Следовательно, согласно Пункту 5.1 СН РК EN 1993-1-5 поперечные ребра жесткости не требуются.

4.4 Расчет несущей способности по изгибающему моменту и поперечной силе (см. Пункт 6.9 СН РК EN 1993-1-1)

Согласно Пункту 6.9(а) СН РК EN 1993-1-1, при действии поперечной силы следует принимать во внимание ее влияние на несущую способность на изгиб.

Если поперечная сила меньше половины несущей способности на сдвиг в пластической стадии, то ее влиянием на несущую способность на изгиб можно пренебречь, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность поперечного сечения (см. Пункт 6.2.8(2) EN 1993-1-5).

Значение расчетной действующей поперечной силы:

$$V_{Ed} = 525 \text{ кН}$$

Половина несущей способности по поперечной силе в пластической стадии:

$$0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 689,2 = 344,6 \text{ кН}$$

Таким образом,

$$525 \text{ кН} > 344,6 \text{ кН}$$

Поперечная сила снижает несущую способность поперечного сечения по прочности при изгибающем моменте.

Согласно Пункту 6.9(д) СН РК EN 1993-1-1 для прокатного двутавра редуцированная (уменьшенная) прочность будет вычисляться по Формуле (6.30) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{(W_{pl,y} - \rho A_W^2 / 4 t_w) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Определение понижающего коэффициента для определения уменьшенных расчетных значений несущей способности на изгиб, учитывающий влияние поперечной силы (см. Пункт 6.9(в) СН РК EN 1993-1-1):

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot 525}{689,2} - 1 \right)^2 = 0,27$$

Определение площади стенки двутавра (см. Пункт 6.9(д) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_W = h_w t_w$$

$$A_W = 380,8 \cdot 9,5 = 3617,6 \text{ мм}^2$$

Таким образом,

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left(1501000 - \frac{0,27 \cdot 3617,6^2}{4 \cdot 9,5}\right) \cdot 275}{1,00} = 386,8 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$386,8 \text{ кНм} > 367,5 \text{ кНм}$$

Следовательно, условие прочности выполняется.

6.10 Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

6.10.1 Поперечные сечения классов 1 и 2

Правила применения:

а) При действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии.

б) Для поперечных сечений классов 1 и 2 должно выполняться следующее условие:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}; \quad (6.31)$$

где $M_{N,Rd}$ - расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы N_{Ed} .

в) Для прямоугольных сплошных сечений без отверстий $M_{N,Rd}$ следует принимать равным:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2\right]. \quad (6.32)$$

г) Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или других сечений с полками влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси $y - y$ в пластической стадии учитывать не следует, если выполняются следующие условия:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (6.33)$$

и

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.34)$$

Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси $z - z$ в пластической стадии учитывать не следует, если выполняется следующее условие:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}. \quad (6.35)$$

д) Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прокатных и сварных двутавров с равными полками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} - M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}; \quad (6.36)$$

$$\text{при } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}; \quad (6.37)$$

$$\text{при } n > a: \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]; \quad (6.38)$$

где
$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}};$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A}, \text{ при } a \leq 0,5.$$

Для поперечных сечений, в расчете которых не учитываются отверстия, могут применяться следующие приближенные формулы для прямоугольных замкнутых сечений из листового проката постоянной толщины и для сварных коробчатых сечений с равными полками и стенками:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{(1 - n)}{(1 - 0,5a_w)} \quad - \text{ при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}; \quad (6.39)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \frac{(1 - n)}{(1 - 0,5a_f)} \quad - \text{ при } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}; \quad (6.40)$$

где $a_w = \frac{(A - 2bt)}{A}, \text{ при } a_w \leq 0,5$ - для прямоугольных замкнутых сечений;

$$a_w = \frac{(A - 2bt_f)}{A}, \text{ при } a_w \leq 0,5$$
 - для сварных коробчатых сечений;

$$a_f = \frac{(A - 2ht)}{A}, \text{ при } a_f \leq 0,5$$
 - для прямоугольных замкнутых сечений;

$$a_f = \frac{(A - 2ht_w)}{A}, \text{ при } a_f \leq 0,5$$
 - для сварных коробчатых сечений.

е) При двухосном изгибе можно применять следующее условие:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Rd}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0; \quad (6.41)$$

где α и β - параметры, значения которых с запасом можно принимать равными единице, или:

- для двутавровых и Н-образных сечений: $\alpha = 2; \beta = 5n$, при $\beta \geq 1$;

- для круглых полых сечений: $\alpha = 2; \beta = 2$;

- для прямоугольных полых сечений: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$

при $\alpha = \beta \leq 6$,

где $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$.

6.10.2 Поперечные сечения класса 3

Правила применения: при отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения в сечениях класса 3 должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (6.42)$$

где $\sigma_{x,Ed}$ - расчетное значение локальных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях, см. Пункты 6.4, 6.5 и 6.6 настоящего пособия.

6.10.3 Поперечные сечения класса 4

Правила применения:

1) При отсутствии поперечной силы, максимальные продольные напряжения $\sigma_{x,Ed}$ в сечениях класса 4, рассчитанные с учетом эффективных поперечных сечений (см. Пункт 5.6.2.1 настоящего пособия), должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; \quad (6.43)$$

где $\sigma_{x,Ed}$ - расчетные значения местных продольных напряжений от действия момента и осевой силы с учетом отверстий для болтов в необходимых случаях, см. Пункты 6.4, 6.5 и 6.6 настоящего пособия.

2) Должно выполняться следующее условие:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{N,y}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{N,z}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,0; \quad (6.44)$$

где A_{eff} - эффективная площадь поперечного сечения при действии равномерного сжатия;

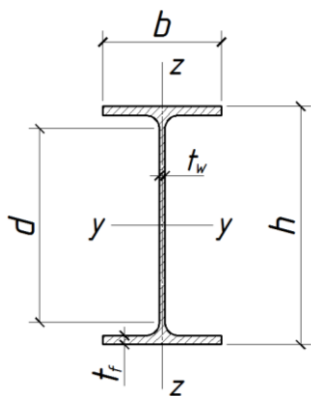
$W_{eff,min}$ - минимальный момент сопротивления (соответствующий волокнам с максимальными упругими напряжениями) эффективного поперечного сечения относительно соответствующей оси;

e_N - смещение нейтральной оси эффективной площади A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто, когда поперечное сечение подвергается только сжатию, см. Пункт 6.3.2.5(г) настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ Знаки N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ и $\Delta M_i = N_{Ed} e_{N,y}$ зависят от сочетания соответствующих нормальных напряжений.

ПРИМЕР 21. Расчет по определению несущей способности прокатной балки при совместном действии осевой силы и изгибающего момента

Исходные данные: стержень из стального прокатного профиля 457×191×98 UB сжат продольной силой 1400 кН. Материал - сталь марки S235 с номинальным значением предела текучести $f_y = 235$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).



- высота $h = 467,2\text{мм}$
- ширина $b = 192,8\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 11,4\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 19,6\text{мм}$
- радиус закругления $R = 10,2\text{мм}$
- высота прямой части стенки $d = 476,5\text{мм}$
- момент сопротивления сечения $W_{pl,y} = 2232000\text{мм}^3$
- площадь сечения $A = 12500\text{мм}^2$
- модуль упругости $E = 210\,000\text{Н/мм}^2$

Рисунок 1 - Геометрические характеристики

2 Определение внутренних усилий

Значение расчетной действующей продольной сжимающей силы:

$$N_{Ed} = 1400\text{кН}$$

3 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которым сечение двутавра относится к классу 1.

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Прочность при совместном действии продольной силы и изгиба (см. Пункт 6.10 СН РК EN 1993-1-1)

Уменьшение (редукция) расчетной несущей способности при изгибе от совместного действия сжимающей силы отсутствует, если будет выполняться два условия:

а) первое условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

Частные коэффициенты безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Отсюда,

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{12500 \cdot 235}{1,0} = 0,25 \cdot 2937,5 = 733,9\text{кН}$$

Проверка условия:

$$1400\text{кН} > 733,9\text{кН}$$

Условие не выполняется.

б) второе условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Значит,

$$\frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot (467,2 - (2 \cdot 19,6)) \cdot 11,4 \cdot 235}{1,0} = 573,3\text{кН}$$

Проверка условия:

$$1400 \text{ кН} > 573,3 \text{ кН}$$

Условие не выполняется.

Следовательно, необходимо учитывать влияние продольной силы при определении несущей способности при изгибе.

4.2 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1)

Согласно Пункту 6.10.1(а) СН РК EN 1993-1-1 для поперечных сечений классов 1 и 2 при действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии

Условие прочности по Формуле (6.31) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Расчетное значение несущей способности при изгибе в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы, определяется по Формуле (6.32) СН РК EN 1993-1-1):

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a}$$

где

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1400}{2937,5} = 0,48$$

$$a = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{12500 - (2 \cdot 192,8 \cdot 19,6)}{12500} = 0,40$$

Значит,

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{M0}} = \frac{2232000 \cdot 235}{1,0} = 524,5 \text{ кНм}$$

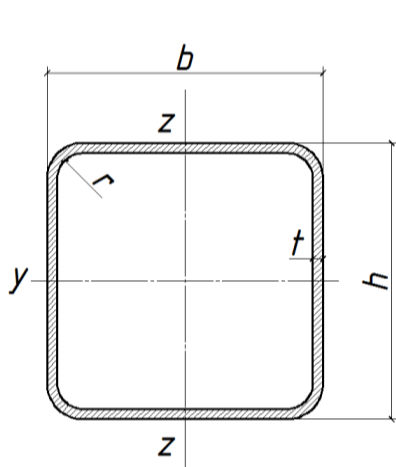
Таким образом,

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} = 524,5 \cdot \frac{1-0,48}{1-0,5 \cdot 0,4} = 342,2 \text{ кНм}$$

Следовательно, балка 457×191×98 UB выдержит дополнительно изгибающий момент в 342,2 кНм при совместном действии продольной силы в 1400 кН.

ПРИМЕР 22. Расчет по проверке прочности поперечного сечения стального стержня, нагруженного осевым сжатием и изгибающим моментом, действующим по взаимно перпендикулярным плоскостям

Исходные данные: стержень выполнен из гнуто сварного профиля 150×150×6.3 SHS. Материал - сталь марки S355 с номинальным значением предела текучести $f_y = 355$ МПа (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1). Стержень нагружен осевой сжимающей силой $N_{Ed} = 150$ кН и изгибающими моментами в плоскости Y-Y - $M_{y,Ed} = 20$ кНм; в плоскости Z-Z - $M_{z,Ed} = 5$ кНм.



$$\begin{aligned} h &= 150 \text{ мм} \\ b &= 150 \text{ мм} \\ t &= 6,3 \text{ мм} \\ R &= 12,0 \text{ мм} \\ I &= 1223 \text{ см}^4 \\ i &= 5,85 \text{ см} \\ W_{el} &= 163 \text{ см}^3 \\ W_{pl} &= 192 \text{ см}^3 \\ A &= 35,8 \text{ см}^2 \\ E &= 210000 \text{ Н/мм}^2 \end{aligned}$$

Рисунок 1 - Геометрические характеристики балки

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам проведенного статического расчета расчетное значение продольной сжимающей силы:

$$N_{Ed} = 150 \text{ кН};$$

-расчетное значение изгибающего момента относительно оси Y-Y:

$$M_{y,Ed} = 20 \text{ кНм};$$

-расчетное значение изгибающего момента оси Z-Z:

$$M_{z,Ed} = 5 \text{ кНм}$$

3 Определение класса сечения

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которых класс сечения трубы относится к классу 1.

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Прочность при совместном действии продольной силы и изгиба (см. Пункт 6.10 СН РК EN 1993-1-1)

Уменьшение (редукция) расчетной прочности при изгибе отсутствует, если выполняется два следующих условия:

а) первое условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = N_{c,Rd}$$

Расчетная несущая способность по продольной силе по Формуле (6.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частные коэффициенты безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Значит,

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{3580 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 317,7 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$150 \text{ кН} < 317,7 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

б) второе условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot (150 - 2 \cdot 6,3) \cdot 6,3 \cdot 355}{1,0} = 153,7 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$150 \text{ кН} < 153,7 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Следовательно, учитывать влияние продольной силы на расчетную прочность при изгибе не требуется.

4.2 Прочность при двусном изгибе (см. Пункт 6.10.1(е) СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.41) СН РК EN 1993-1-1:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы по Формуле (6.40) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w}, \text{ но } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_f}, \text{ но } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (6.40)$$

Отношение площади стенок сечения к площади сечения брутто:

$$a_w = \frac{A - 2bt}{A}, \text{ но } a_w \leq 0,5$$

$$a_w = \frac{3580 - (2 \cdot 150 \cdot 6,3)}{3580} = 0,47 < 0,5$$

Отношение площади полок к площади сечения брутто:

$$a_f = \frac{A - 2ht}{A}, \text{ но } a_f \leq 0,5$$

$$a_f = \frac{3580 - (2 \cdot 150 \cdot 6,3)}{3580} = 0,47 < 0,5$$

Значит,

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w} = 68 \cdot \frac{1-0,47}{1-(0,5 \cdot 0,47)} = 47 \text{ кНм}$$

Параметры, учитывающие двухосный изгиб, α и β для прямоугольных полых сечений (см.

Пункт 6.10.1(е) СН РК EN 1993-1-1):

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2}, \text{ но } \alpha = \beta \leq 6$$

где
$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{150}{1270,8} = 0,12$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-(1,13 \cdot 0,12^2)} = 1,69 < 6$$

Проверка условия:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{20}{47} \right)^{1,69} + \left(\frac{5}{47} \right)^{1,69} = 0,12 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

6.11 Элементы, подверженные действию изгибающего момента, поперечной и осевой силы

Правила применения:

а) При действии поперечной и осевой сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность на изгиб.

б) Если расчетное значение усилия сдвига V_{Ed} не превышает 50 % от расчетного значения несущей способности на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$, то значение несущей способности, определенное по указаниям Пункта 6.10 настоящего пособия, при совместном действии изгибающего момента и осевой силы, снижать не следует, кроме случаев, когда потеря местной устойчивости при сдвиге уменьшает несущую способность сечения, см. СН РК EN 1993-1-5.

в) Если V_{Ed} превышает 50 % от $V_{pl,Rd}$, то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы следует определять по уменьшенному значению предела текучести:

$$(1-\rho)f_y, \quad (6.45)$$

где $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ и $V_{pl,Rd}$ вычисляется по 6.7(б).

ПРИМЕЧАНИЕ Вместо уменьшения предела текучести может быть уменьшена толщина листа в соответствующей части поперечного сечения.

ПРИМЕР 23. Расчет по проверке прочности стальной балки, подверженной продольному сжатию и поперечному изгибу

Исходные данные: балка выполнена из прокатного профиля IPE 400. Материал - сталь марки S355 с номинальным значением предела текучести $f_y = 355 \text{ МПа}$ (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-

1). Балка нагружена продольной и сосредоточенной поперечной нагрузками согласно расчетной схеме, представленной на Рисунке 1.

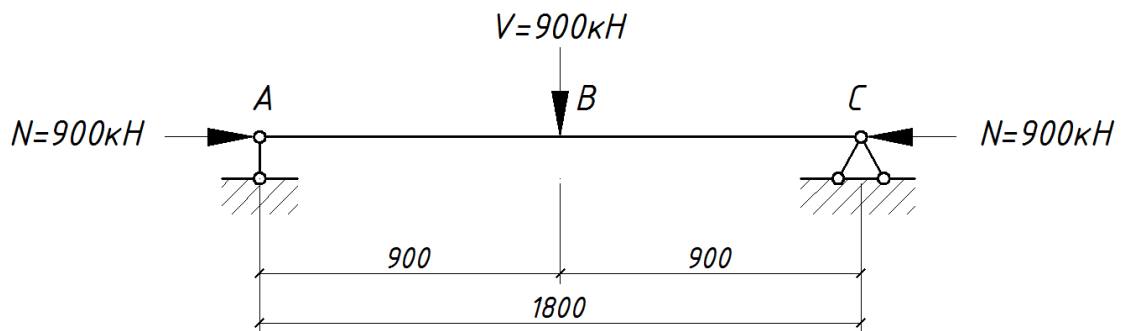
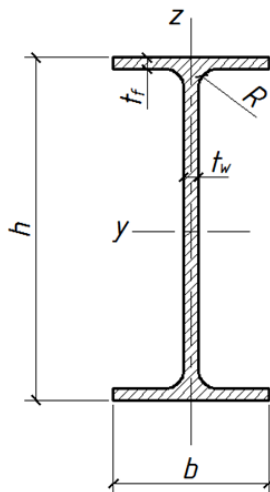


Рисунок 1 – Схема действующих нагрузок



- высота $h = 400,0\text{мм}$
- ширина $b = 180,0\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 8,6\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 13,5\text{мм}$
- радиус закругления $R = 21,0\text{мм}$
- высота прямой части стенки $d = 331,0\text{мм}$
- площадь сечения $A = 8446\text{мм}^2$
- момент сопротивления $W_{pl,y} = 1307000\text{мм}^3$

Рисунок 2 – Геометрические характеристики сечения двутавра IPE 400

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам проведенного общего расчета значение расчетной продольной сжимающей силы:

$$N_{Ed} = 900\text{кН};$$

-значение расчетной поперечной силы:

$$V_{Ed} = 450\text{кН};$$

-значение расчетного изгибающего момента:

$$M_{Ed} = 405\text{кН}.$$

3 Определение класса сечения (см. Пункт 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которым поперечное сечение двутавра относится к сечению 1 класса.

4 Проверка несущей способности по прочности поперечного сечения

4.1 Расчет несущей способности по центральному сжатию (см. Пункт 6.5 СН РК EN 1993-1-1)

1)

Условие прочности по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при равномерном сжатии по Формуле (6.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$N_{c,Rd} = \frac{8446 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 2998,3 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{900}{2998,3} = 0,30 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.1 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1):

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$M_{c,Rd} = \frac{1307 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 464 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{405}{464} = 0,87 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.2 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Определение несущей способности при поперечной силе при отсутствии кручения по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Определение площади сдвига (см. Пункт 6.7(в) СН РК EN 1993-1-1):

$$A_v = \max[A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f; \eta h_w t_w]$$

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f =$$

$$= 8446 - (2 \cdot 180 \cdot 13,5) + 13,5 \cdot (8,6 + 21) = 3985,6 \text{ мм}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,2 \cdot 331 \cdot 8,6 = 3415,92 \text{ мм}^2$$

$$A_v = \max[3985,6; 3415,9] = 3985,6 \text{ мм}^2$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1): $\gamma_{M0} = 1,0$

Значит,

$$V_{c.Rd} = \frac{3985,6 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 816,9 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = \frac{450}{816,9} = 0,55 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.3 Расчет потери местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Проверка условия Пункта 5.1(2) и Формулы (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Коэффициент, зависящий от марки стали по Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5: $\eta = 1,2$

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,49$$

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,81}{1,0} = 58,32$$

Таким образом, $38,49 < 58,32$

Согласно Пункту 5.1 СН РК EN 1993-1-5 устойчивость стенки обеспечена, и поперечные ребра жесткости не требуются.

4.4 Расчет несущей способности при совместном действии изгиба, поперечной силы и продольной силы (см. Пункт 6.11 СН РК EN 1993-1-1)

При действии поперечных и продольных сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность при изгибе.

Согласно Пункту 6.2.10(3) СН РК EN 1993-1-1 при условии если:

$$V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = \frac{816,9}{2} = 408,45 \text{ кН}$$

$$450 \text{ кН} > 408,45 \text{ кН}$$

то расчетное значение несущей способности поперечного сечения при совместном действии момента и осевой силы следует определять по уменьшенному значению предела текучести по Формуле (6.45) СН РК EN 1993-1-1: $(1 - \rho)f_y$

Понижающий коэффициент:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$V_{Ed} = 450 \text{ кН}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = 816,9 \text{ кН}$$

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot 450}{816,9} - 1 \right)^2 = 0,01$$

4.5 Прочность при совместном действии продольной силы и изгиба (см. Пункт 6.10 СН РК EN 1993-1-1)

Согласно Пункту 6.10.1(а) СН РК EN 1993-1-1 для поперечных сечений классов 1 и 2 при действии осевой силы следует учитывать ее влияние на несущую способность на изгиб в пластической стадии.

Условие прочности по Формуле (6.31) СН РК EN 1993-1-1: $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы по Формуле (6.32) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5\alpha}$$

где

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{900}{2998,3} = 0,30$$

$$\alpha = \frac{(A - 2bt_f)}{A} = \frac{8446 - (2 \cdot 180 \cdot 13,5)}{8446} = 0,43$$

Значит,

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \cdot 355(1 - 0,1)}{1,0} = 417,6 \text{ кНм}$$

Таким образом,

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5\alpha} = 417,6 \cdot \frac{1 - 0,3}{1 - 0,5 \cdot 0,43} = 374,8 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$405 \text{ кНм} > 374,8 \text{ кНм}$$

Условие прочности не выполняется, т.е. прочность двутавровой балки при данном нагружении не обеспечена.

7 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ: НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ ПО УСТОЙЧИВОСТИ

7.1 Центральные-сжатые элементы постоянного сечения

7.1.1 Несущая способность по устойчивости при продольном изгибе

Правила применения:

а) Сжатый элемент следует проверять на устойчивость следующим образом:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0; \quad (7.1)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающей силы;

$N_{b,Rd}$ - расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

б) Для элементов несимметричных сечений класса 4 следует учитывать дополнительный момент ΔM_{Ed} , вызванный эксцентриситетом центральной оси эффективного сечения, см. также Пункт 6.3.2.5(г) настоящего пособия, а совместное действие осевой силы и момента следует принимать по Пункту 7.3 или 7.4 настоящего пособия.

в) Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости следует принимать равным:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad - \text{ для поперечных сечений классов 1, 2 и 3; } \quad (7.2)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 4, } \quad (7.3)$$

где χ - понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости.

ПРИМЕЧАНИЕ Для определения несущей способности элемента по устойчивости с переменным поперечным сечением по длине или при неравномерном сжатии можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с Пунктом 5.4.4(б) настоящего пособия. При потере устойчивости из плоскости действия момента ΔM_{Ed} см. также Пункт 7.4 настоящего пособия.

г) При определении A и A_{eff} отверстия на концах колонн учитывать не следует.

7.1.2 Кривые потери устойчивости

Правила применения:

а) При центральном сжатии элементов значение χ в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости по формуле:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad - \text{ но } \chi \leq 1,0; \quad (7.4)$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad - \text{ для поперечных сечений классов 1, 2 и 3;}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 4,}$$

здесь α - коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;
 N_{cr} - критическая сила для соответствующей формы потери устойчивости в упругой стадии, зависящая от характеристик поперечного сечения брутто.

б) Коэффициент α , соответствующий определенной кривой потери устойчивости, принимается по Таблицам 7.1 и 7.2.

в) Численные значения понижающего коэффициента χ для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ можно определить по графику на Рисунке 7.1.

г) При гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверять поперечное сечение только на прочность.

Таблица 7.1 - Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства для кривых потери устойчивости при центральном сжатии

Кривая потери устойчивости	a_0	a	b	c	d
Коэффициент α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Таблица 7.2 - Выбор кривой потери устойчивости

Поперечные сечения		Пределы		Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Прокатные сечения		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ мм	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ мм} < t_f \leq 100$ мм	y - y z - z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ мм	y - y z - z	b c	a a
			$t_f > 100$ мм	y - y z - z	d d	c c
Сварные двутавровые сечения		$t_f \leq 40$ мм		y - y z - z	b c	b c
		$t_f > 40$ мм		y - y z - z	c d	c d
Замкнутые сечения		Горячедеформированные		Все	a	a ₀
		Холоднодеформированные		Все	c	c
Сварные коробчатые сечения		В целом (в общем случае) (кроме перечисленных ниже)		Все	b	b
		С толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Все	c	c
Швеллеры, тавры и сплошные сечения				Все	c	c
Уголки				Все	b	b

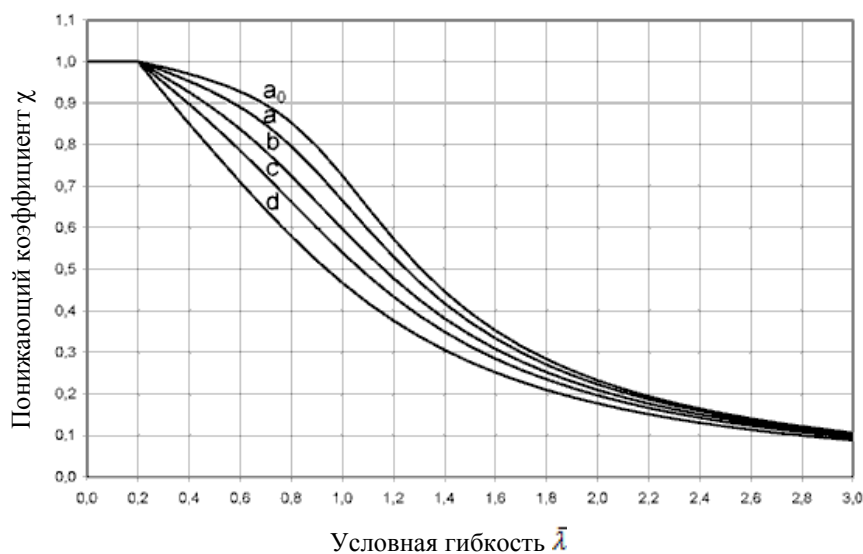


Рисунок 7.1 - Кривые потери устойчивости

7.1.3 Гибкость при продольном изгибе

Правила применения:

а) Условная гибкость $\bar{\lambda}$ равна:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad - \text{ для поперечных сечений классов 1, 2 и 3; } \quad (7.5)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 4; } \quad (7.6)$$

где L_{cr} - расчетная длина;

i - радиус инерции поперечного сечения брутто относительно соответствующей оси;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon;$$

здесь $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Н/мм}^2]}};$

ПРИМЕЧАНИЕ При потере устойчивости элементов строительных конструкций зданий в упругой стадии см. Приложение ВВ настоящего пособия.

б) При продольном изгибе соответствующую кривую потери устойчивости следует определять по Таблице 7.2.

7.1.4 Гибкость при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости

Правила применения:

а) Для элементов с сечением открытого типа следует учитывать возможность того, что несущая способность элемента по крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости может оказаться меньше несущей способности плоской формы потери устойчивости.

б) Условную гибкость $\bar{\lambda}_T$ при крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости следует принимать равной:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad - \text{ для поперечных сечений классов 1, 2 и 3,} \quad (7.7)$$

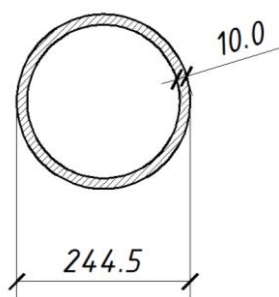
$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad - \text{ для поперечных сечений класса 4,} \quad (7.8)$$

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

в) При крутильной или изгибно-крутильной форме потери устойчивости соответствующую кривую потери устойчивости можно определить по Таблице 7.2, соответствующую оси z .

ПРИМЕР 24. Расчет на проверку устойчивости центрально-сжатого стержня

Исходные данные: колонна трубчатого сечения (см. Рисунок 1) подвержена осевому сжатию силой $N_{Ed} = 1750 \text{ кН}$. Материал – сталь марки S 275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ МПа}$ (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1). Расчетная схема представлена на Рисунке 2.



- диаметр $d = 244,5 \text{ мм}$;
- толщина стенки $t = 10,0 \text{ мм}$
- площадь сечения $A = 7370 \text{ мм}^2$
- момент инерции $I = 50\,730\,000 \text{ мм}^4$
- модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$
- момент сопротивления сечения в упругой стадии $W_{el,y} = 415\,000 \text{ мм}^3$
- момент сопротивления сечения в пластичной стадии $W_{pl,y} = 550\,000 \text{ мм}^3$

Рисунок 1 – Геометрические характеристики сечения колонны

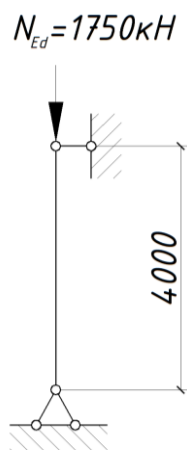


Рисунок 2 – Схема нагружения колонны

2 Определение внутренних усилий

Значение расчетной продольной сжимающей силы:

$$N_{Ed} = 1750 \text{ кН}$$

3 Определение класса сечения (см. Пункт 5.6.2 СН РК EN 1993-1-1)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которым сечение трубы относится к классу 1.

4 Проверка несущей способности по прочности при действии центрального сжатия (см. Пункт 6.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при равномерном сжатии по Формуле (6.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$N_{c,Rd} = \frac{7370 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 2027 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1750}{2027} = 0,86 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

5 Проверка несущей способности по устойчивости при действии центрального сжатия (см. Пункт 7.1 СН РК EN 1993-1-1)

Потерю устойчивости не требуется проверять в случае, когда условная гибкость $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ (но возможны случаи согласно Пункту 6.3.2(3) СН РК EN 1993-1-1, когда $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$).

Условие устойчивости по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Понижающий коэффициент χ_y относительно оси Y-Y по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

Величина Φ_y для определения понижающего коэффициента χ_y (см. Пункт 7.1.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\Phi_y = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1. Коэффициент зависит от типа потери устойчивости. Выбор типа кривой потери устойчивости зависит от вида поперечного сечения и толщины проката (см. Таблицу 7.2 СН РК EN 1993-1-1). Для прокатной трубы замкнутого сечения вида кривой потери устойчивости – «а».

Условная гибкость $\bar{\lambda}_y$ для поперечного сечения класса 1 по Формуле (7.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Критическая сила потери устойчивости в упругой стадии:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr}^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 50730000}{4000^2} = 6571 \text{ кН}$$

Значит,

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{7370 \cdot 275}{6571 \cdot 10^3}} = 0,56$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверить поперечное сечение только на прочность. В данном примере $\bar{\lambda}_y = 0,56 > 0,2$. Следовательно, отчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатной трубы замкнутого сечения тип кривой потери устойчивости – «а». Согласно Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости: $\alpha = 0,21$.

Значит,

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,91$$

Таким образом,

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,91 \cdot 7370 \cdot 275}{1,0} \cdot 10^3 = 1836 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{1750}{1836} = 0,95 > 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

7.2 Изгибаемые элементы постоянного сечения

7.2.1 Несущая способность по устойчивости

Правила применения:

а) Элемент, изгибаемый относительно главной оси и не раскрепленный из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на устойчивость плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0; \quad (7.9)$$

где M_{Ed} - расчетное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$ - расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба.

б) Балки с достаточным раскреплением сжатой полки не теряют устойчивости плоской формы изгиба. Кроме того, балки определенного типа поперечного сечения, такого как квадратные или круглые замкнутые сечения из листового проката постоянной толщины, сварные круглые трубы или прямоугольные коробчатые сечения, также не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}; \quad (7.10)$$

где W_y - соответствующий момент сопротивления сечения, принимаемый следующим образом:

а) $W_y = W_{pl,y}$ - для поперечных сечений классов 1 и 2;

б) $W_y = W_{el,y}$ - для поперечных сечений класса 3;

с) $W_y = W_{eff,y}$ - для поперечных сечений класса 4;

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

г) При определении W_y отверстия на конце балки учитывать не следует.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для определения несущей способности элемента по устойчивости балок переменного сечения можно выполнять расчет по теории второго порядка в соответствии с Пунктом 5.4.4(в) настоящего пособия. При потере устойчивости из плоскости см. также Пункт 7.4 настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Проверку устойчивости элементов строительных конструкций зданий см. также Приложение ВВ настоящего пособия.

7.2.2 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба. Общий случай

Правила применения:

а) Если не указано другое, см. Пункт 7.2.3 настоящего пособия, для изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения значение χ_{LT} при соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ следует определять по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \chi_{LT} \leq 1,0, \quad (7.11)$$

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

здесь α_{LT} - коэффициент, учитывающий начальные несовершенства;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}};$$

M_{cr} - критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

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

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.14 СН РК EN 1993-1-1 в части значения коэффициента α_{LT} , учитывающего начальные несовершенства. Приняты рекомендуемые значения коэффициента α_{LT} , приведенные в Таблице 7.3.

Таблица 7.3 - Рекомендуемые значения коэффициентов, учитывающих начальные несовершенства, для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба

Кривая потери устойчивости	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости приведены в Таблице 7.4.

Таблица 7.4 - Рекомендуемые кривые потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием Формулы (6.56)

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	<i>a</i>
	$h/b > 2$	<i>b</i>
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	<i>c</i>
	$h/b > 2$	<i>d</i>
Другие поперечные сечения	—	<i>d</i>

в) Значения понижающего коэффициента χ_{LT} при соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ можно определить по графику на Рисунке 7.1.

г) При условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ (см. Пункт 7.2.3 настоящего пособия) или при $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ (см. Пункт 7.2.3 настоящего пособия) проверкой устойчивости плоской формы изгиба можно пренебречь.

7.2.3 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных или эквивалентных сварных поперечных сечений

Правила применения:

а) Для изгибаемых прокатных или эквивалентных сварных сечений значения χ_{LT} для соответствующей условной гибкости можно определить по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (7.12)$$

где $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.15 СН РК EN 1993-1-1 в части значения условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ при потере устойчивости плоской формы изгиба и значение поправочного коэффициента β для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений и эквивалентных сварных поперечных сечений. Приняты рекомендуемые значения параметров:

а) $\bar{\lambda}_{LT} = 0,4$ (максимальное значение);

б) $\beta = 0,75$ (минимальное значение).

Рекомендации по выбору кривых потери устойчивости приняты по Таблице 7.5.

Таблица 7.5 - Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости плоской формы изгиба в расчетах с использованием формулы (6.57)

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

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


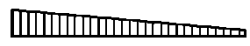





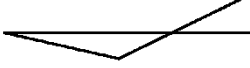
$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}, \text{ но } \chi_{LT,mod} \leq 1. \quad (7.13)$$

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.16 СН РК EN 1993-1-1 в части значения поправочного коэффициента f для понижающего коэффициента χ_{LT} , учитывающего изменения изгибающего момента в балке между элементами бокового раскрепления. Приняты рекомендуемые значения коэффициента f :

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot [1 - 2,0 \cdot (\lambda_{LT} - 0,8)^2], \text{ но } f \leq 1,0$$

где k_c — поправочный коэффициент, принимаемый по Таблице 7.6.

Таблица 7.6 - Поправочные коэффициенты k_c

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

ПРИМЕР 25. Расчет на проверку устойчивости стальной балки при поперечном изгибе

Исходные данные: стальная прокатная балка нагружена равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузками согласно схеме, представленной на Рисунке 1. Верхний пояс балки раскреплен по всей длине пролета. Сечение балки – прокатный двутавровый профиль ИРЕ 450. Материал – сталь марки S 275 с номинальным значением предела текучести $f_y = 275 \text{ МПа}$ (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1).

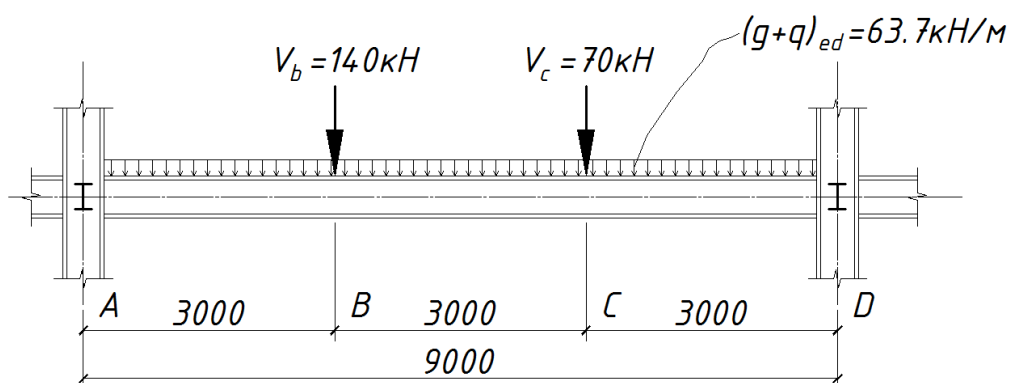
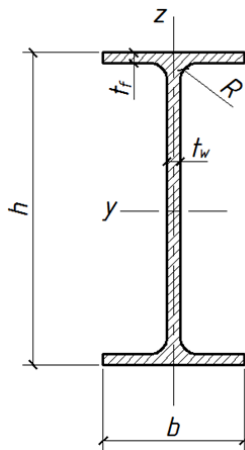


Рисунок 1 – Схема действующих нагрузок



- высота $h = 450,0\text{мм}$
- ширина $b = 190,0\text{мм}$
- толщина стенки $t_w = 9,4\text{мм}$
- толщина полки $t_f = 14,6\text{мм}$
- радиус закругления $R = 21,0\text{мм}$
- высота прямой части стенки $d = 378,8\text{мм}$
- площадь сечения $A = 9882\text{мм}^2$
- момент инерции $W_{pl,y} = 1702000\text{мм}^3$

Рисунок 2 – Геометрические характеристики

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам статического расчета значения расчетных поперечных сил:

$$V_{Ed} = 137,0\text{кН (в точке A);}$$

$$V_{Ed} = 106,0\text{кН (в точке D);}$$

значения расчетных изгибающих моментов:

$$M_{Ed} = 260,0\text{кН (в точке A);}$$

$$M_{Ed} = 134,0\text{кН (в точке B);}$$

$$M_{Ed} = 78,0\text{кН (в точке C);}$$

$$M_{Ed} = 223,0\text{кН (в точке D),}$$

Наиболее благоприятным с точки зрения потери устойчивости является участок АВ, где максимальные поперечная сила $V_{Ed} = 137\text{кН}$ и изгибающий момент $M_{Ed} = 260\text{кН}$.

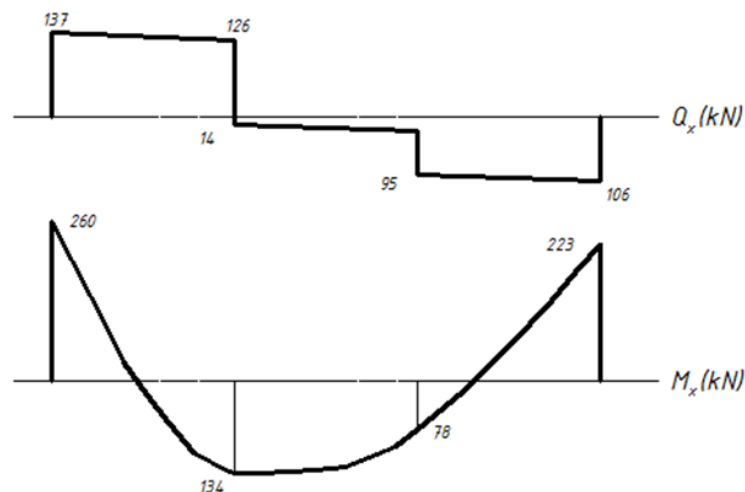


Рисунок 3 – Эпюры внутренних усилий

3 Определение класса сечения (см. Пункт 5.6.2 СН РК EN 1993-1-1)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которых поперечное сечение двутавра относится к сечениям 1 класса.

4 Проверка несущей способности по устойчивости

4.1 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная несущая способность по прочности при действии изгибающего момента:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702000 \cdot 275}{1,0} = 468 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{260}{468} = 0,55 \leq 1,0$$

Условие прочности при изгибе выполняется.

4.2 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная несущая способность по прочности при действии поперечной силы:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_y \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = V_{pl,Rd} = 762 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{137}{762} = 0,18 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.3 Расчет проверки местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(e) СН РК EN 1993-1-1)

Проверка условия Пункта 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Значит,

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,30$$

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,81}{1,0} = 58,32$$

Проверка условия:

$$40,30 < 58,32$$

Следовательно, согласно Пункту 5.1 СН РК EN 1993-1-5 поперечные ребра жесткости не требуются.

4.4 Расчет несущей способности при совместном действии изгиба и поперечной силы (см. Пункт 6.9 СН РК EN 1993-1-1)

При действии поперечной силы следует учитывать их совместное влияние на несущую способность на изгиб.

Согласно Пункту 6.9(б) СН РК EN 1993-1-1 при условии если:

$$V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = \frac{762,2}{2} = 381 \text{ кН}$$

$$137 \text{ кН} < 381 \text{ кН}$$

Влиянием действия поперечной силы на несущую способность по изгибающему моменту можно пренебречь.

5 Проверка несущей способности по устойчивости

5.1 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 7.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по Формуле (7.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Понижающий коэффициент плоской формы изгиба χ_{LT} относительно оси Y-Y по Формуле (7.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \chi_{LT} \leq 1,0 \text{ и } \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

Величина Φ_{LT} для определения понижающего коэффициента χ_{LT} (см. Пункт 7.2.3(a) СН РК EN 1993-1-1):

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

Коэффициент α_{LT} , учитывающий начальные несовершенства определяется по Таблице 7.3 СН РК EN 1993-1-1. Коэффициент зависит от типа потери устойчивости. Выбор типа кривой потери устойчивости зависит от вида поперечного сечения и отношения высоты к ширине сечения $h/b = 450/190 = 2,37 > 2$ (см. Таблицу 7.5 СН РК EN 1993-1-1). Для прокатного двутавра IPE 450 тип кривой потери устойчивости – «с». Следовательно:

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad (\text{см. Таблицу 7.3 СН РК EN 1993-1-1})$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (\text{см. Пункт 7.2.3(a) СН РК EN 1993-1-1})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{см. Пункт 7.2.3(a) СН РК EN 1993-1-1})$$

Определение условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ (см. Пункт 7.2.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

Момент сопротивления поперечного сечения

$$W_y = W_{pl,y} = 1702000 \text{ мм}^3 \text{ (для сечений класса 1 и 2)}$$

Определение коэффициента C_1 :

$$q = (g + q)_{ed} = 63,7 \text{ кН/м}$$

$$L = 3000 \text{ мм}$$

$$M = 260 \text{ кНм (максимальный момент на участке)}$$

$$\psi = \frac{134}{260} = 0,515$$

$$\mu = \frac{qL^2}{8M} = \frac{63,7 \cdot 3^2}{8 \cdot 260} = 0,275 \rightarrow C_1 = 1,65$$

Определение критического момента M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right]} =$$

$$= 1,65 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 16760 \cdot 10^3}{3000^3} \sqrt{\frac{791 \cdot 10^9}{16760 \cdot 10^3} + \frac{3000^2 \cdot 80700 \cdot 668,7 \cdot 10^3}{\pi^2 \cdot 210 \cdot 16760 \cdot 10^3}} = 375 \text{ кНм}$$

Значит,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \cdot 10^3 \cdot 275}{375 \cdot 10^6}} = 1,11$$

Так как, $\bar{\lambda}_{LT} = 1,07 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$, то расчет на устойчивость необходим.

Определение величины Φ_{LT} :

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,49 \cdot (1,11 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,11^2] = 1,14$$

Определение коэффициента χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,14 + \sqrt{1,14^2 - 0,75 \cdot 1,11^2}} = 0,57$$

$$\frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} = \frac{1}{1,11^2} = 0,83$$

Значит, понижающий коэффициент χ_{LT} согласно Формуле (7.12) СН РК EN 1993-1-1 равен:

$$\chi_{LT} = \min[0,57; 0,83; 1,0] = 0,57$$

Следовательно, если

$$M_{Ed} = 260 \text{ кНм}$$

то расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости равно:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,57 \cdot 1703 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,00} = 270 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{260}{270} = 0,96 > 1,0$$

Условие устойчивости плоской формы изгиба выполняется.

7.2.4 Упрощенный метод для балок с элементами бокового раскрепления

Правила применения:

а) Устойчивость плоской формы изгиба элементов с дискретным боковым раскреплением сжатых полк обеспечена, если обеспечена длина L_c между раскреплениями или результирующая гибкость $\bar{\lambda}_f$ эквивалентной сжатой полки удовлетворяет условию:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}; \quad (7.14)$$

где $M_{y,Ed}$ - максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси $y - y$;

k_c - поправочный коэффициент по Таблице 7.6;

$i_{f,z}$ - радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно второстепенной оси сечения;

$\bar{\lambda}_{c,0}$ - предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки, определенной выше;

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}};$$

здесь W_y - момент сопротивления сечения, соответствующий сжатой полке;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}};$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Н/мм}^2]}}.$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для поперечных сечений класса 4 $i_{f,z}$ можно принимать равным

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{\text{eff},f}}{A_{\text{eff},f} + \frac{1}{3} A_{\text{eff},w,c}}},$$

где $I_{\text{eff},f}$ - момент инерции эффективного сечения сжатой полки относительно второстепенной оси сечения;

$A_{\text{eff},f}$ - площадь эффективного сечения сжатой полки;

$A_{\text{eff},w,c}$ - площадь эффективного сечения сжатой части стенки.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 См. НП.2.17 СН РК EN 1993-1-1, предельное значение условной гибкости эквивалентной сжатой полки $\bar{\lambda}_{c,0}$. Принято рекомендуемое предельное значение условной гибкости: $\bar{\lambda}_{c,0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$

б) Если условная гибкость сжатой полки $\bar{\lambda}_f$ превышает предел, установленный в Пункте 7.2.4(а)В настоящего пособия, расчетный критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба можно принимать равным:

$$M_{b,Rd} = k_{fl}\chi M_{c,Rd}, \text{ но } M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}; \quad (7.15)$$

где χ - понижающий коэффициент для эквивалентной сжатой полки, определяемый по $\bar{\lambda}_f$;

k_{fl} - поправочный коэффициент, учитывающий упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.18 СН РК EN 1993-1-1 в части значения поправочного коэффициента k_{fl} , учитывающего упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки. Принято рекомендуемое предельное значение поправочного коэффициента $k_{fl} = 1,1$.

в) Кривые потери устойчивости для Пункта 7.2.4(б)В настоящего пособия следует принимать следующим образом:

1) кривая d - для сварных сечений, удовлетворяющих условию: $\frac{h}{t_f} \leq 44\epsilon$;

2) кривая c - для всех остальных сечений,

где h - полная высота поперечного сечения; t_f - толщина сжатой полки.

ПРИМЕЧАНИЕ При потере устойчивости плоской формы изгиба элементов строительных конструкций с боковыми раскреплениями см. также Раздел ВВ.3 (Приложение ВВ).

7.3 Сжато-изгибаемые (внецентренно сжатые) элементы постоянного сечения

Правила применения:

а) Если общий расчет производится по теории второго порядка с учетом начальных несовершенств, указанных в Пункте 5.4.2 настоящего пособия, проверку на устойчивость элементов постоянного сечения с двумя осями симметрии, не чувствительных к кручению, следует выполнять в соответствии со следующими пунктами, в которых различают:

1) элементы, не испытывающие деформации кручения, например круглые замкнутые сечения или сечения, раскрепленные от кручения;

2) элементы, испытывающие деформации кручения, например элементы открытого сечения и не раскрепленные от кручения.

б) Кроме того, несущая способность поперечного сечения по прочности в каждом конце элемента должна удовлетворять требованиям, приведенным в Пункте 6.3 настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Формулы основаны на анализе работы сжато-изгибаемых (внецентренно сжатых) свободно опертых однопролетных элементов с шарнирным опиранием концов с непрерывным или дискретным боковым раскреплением.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В случае невыполнения условий, приведенных в Пунктах 7.3(а,б) и 7.4 настоящего пособия.

в) Проверка несущей способности по прочности элементов конструктивных систем может выполняться для отдельных однопролетных элементов, «вырезанных» из системы. Эффекты второго рода (Р-Δ-эффекты) в системах, подверженных перекосу, должны учитываться либо введением в элемент концевых моментов, либо изменением соответствующей расчетной длины, см. Пункты 5.3.2(в)3) и 5.3.2(и) настоящего пособия.

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

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1, \quad (7.16)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (7.17)$$

где N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ - расчетные значения сжимающей силы и максимальных моментов относительно осей $y - y$ и $z - z$ соответственно;

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ - моменты от смещения центра тяжести относительно осей $y - y$ и $z - z$ соответственно по Пункту 6.10.3 настоящего пособия для сечений класса 4, Таблица 7.7;

χ_y и χ_z - понижающие коэффициенты при плоской форме потери устойчивости, см. Пункт 7.1 настоящего пособия;

χ_{LT} - понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба, см. Пункт 7.2 настоящего пособия;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} - коэффициенты взаимодействия.

Таблица 7.7 - Значения для вычисления $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ и $\Delta M_{i,Ed}$

Величина	Класс сечений			
	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

ПРИМЕЧАНИЕ Для элементов, не чувствительных к деформациям кручения, $\chi_{LT} = 1,0$.

д) Коэффициенты взаимодействия k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} зависят от выбранного метода.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициенты взаимодействия k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} получены двумя альтернативными методами. Значения этих коэффициентов могут быть определены по Приложению А (альтернативный метод 1) или по Приложению В (альтернативный метод 2).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 См. НП.2.18 СН РК EN 1993-1-1 в части значения поправочного коэффициента k_{fb} , учитывающего упрощенный расчет по методу эквивалентной сжатой полки. Принято рекомендуемое предельное значение поправочного коэффициента $k_{fi}=1,1$.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 С целью упрощения проверки могут осуществляться только в области упругих деформаций.

ПРИМЕР 26. Расчет проверки прочности и устойчивости сжато-изогнутого стального стержня

Исходные данные: стальной стержень подвержен сжатию и изгибу согласно расчетной схеме, представленной на Рисунке 2. Сечение стержня – гнутосварной профиль 200×100×16. Материал – сталь марки S355 с номинальным пределом текучести $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$.

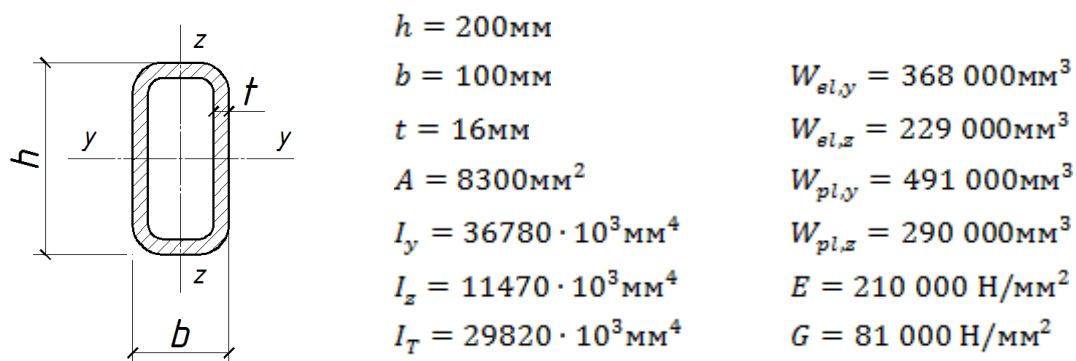


Рисунок 1 – Геометрические характеристики

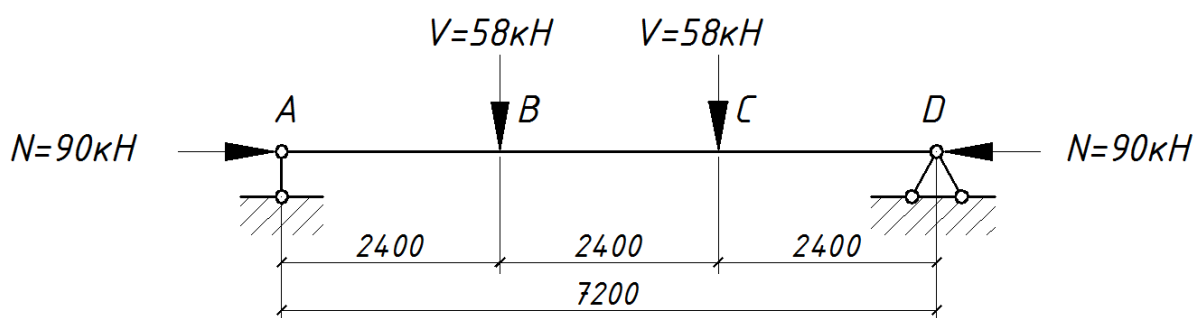


Рисунок 2 – Схема нагружения элемента

2 Определение внутренних усилий

Согласно результатам общего расчета значение расчетной продольной сжимающей силы:

$$N_{Ed} = 90,0 \text{ кН};$$

- значение расчетной поперечной силы:

$$V_{Ed} = 58 \text{ кН};$$

- значение расчетного изгибающего момента:

$$M_{Ed} = 139,2 \text{ кНм}$$

3 Определение класса сечения (см. Пункт 5.6.2 СН РК EN 1993-1-1)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1, согласно которому поперечное сечение трубы относится к сечениям 1 класса.

4 Проверка несущей способности по прочности

4.1 Расчет несущей способности по центральному сжатию (см. Пункт 6.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при равномерном сжатии по Формуле (6.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$N_{c,Rd} = \frac{8300 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 2946,5 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{90}{2946,5} = 0,03 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.2 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе по Формуле (6.13) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$M_{c,Rd} = \frac{491 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 174,3 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{139,2}{174,3} = 0,80 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.3 Расчет несущей способности по поперечной силе (см. Пункт 6.7 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Определение несущей способности от действия поперечной силы при отсутствии кручения по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Определение площади сдвига (см. Пункт 6.7(в)6 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{A_h}{(b + h)} = \frac{8300 \cdot 200}{(100 + 200)} = 5533,3 \text{ мм}^2$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Отсюда,

$$V_{c,Rd} = \frac{5533,3 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1134 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{58}{1134} = 0,05 \leq 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.4 Расчет проверки местной устойчивости на действие поперечной силы (см. Пункт 6.7(е) СН РК EN 1993-1-1)

Проверка условия Пункта 5.1(2) по Формуле (6.22) СН РК EN 1993-1-5:

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72}{\eta} \varepsilon$$

Коэффициент, зависящий от марки стали по Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$$\frac{h}{t} = \frac{h - 2t}{t} = \frac{200 - 2 \cdot 16}{16} = 10,5$$

$$72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,81}{1,2} = 48,6$$

$$10,5 < 48,8$$

Следовательно, согласно Пункту 5.1 СН РК EN 1993-1-5 установка поперечных ребер жесткости не требуется.

4.5 Расчет несущей способности при совместном действии изгиба, поперечной силы и продольной силы (см. Пункт 6.11 СН РК EN 1993-1-1)

При действии поперечных и продольных сил следует учитывать их совместное влияние на несущую способность при изгибе, если выполняется условие согласно Пункту 6.11(в) СН РК EN 1993-1-1

$$V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd},$$

$$0,5V_{pl,Rd} = \frac{1134}{2} = 567 \text{ кН}$$

Однако,

$$V_{Ed} = 58 \text{ кН} < 567 \text{ кН},$$

то значение несущей способности при совместном действии изгибающего момента и осевой силы, определяется без учета влияния поперечной силы.

4.6 Прочность при совместном действии продольной силы и изгиба (см. Пункт 6.10 СН РК EN 1993-1-1)

Уменьшение (редукция) расчетной прочности при изгибе не будет, если выполняется два условия:

а) первое условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

Отсюда,

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{8300 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 0,25 \cdot 2946,5 = 736,6 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$N_{Ed} = 90 \text{ кН} < 736,6 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

б) второе условие Формулы (6.33) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Значит,

$$\frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5(168 - (2 \cdot 16,0)) \cdot 355}{1,0} = 954,2 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$N_{Ed} = 90 \text{ кН} < 954,2 \text{ кН}$$

Условие также выполняется. Таким образом, учитывать влияние и продольной силы на расчетную прочность при изгибе не требуется.

5 Проверка несущей способности по устойчивости

5.1 Расчет несущей способности по центральному сжатию (см. Пункт 7.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Критические длины элементов:

$$L_{cr} = 7200 \text{ мм (в плоскости);}$$

$$L_{cr} = 2400 \text{ мм (из плоскости).}$$

а) потеря устойчивости относительно оси Y-Y

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Частный коэффициент безопасности при определении несущей способности элемента по устойчивости (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1)

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Понижающий коэффициент χ_y по формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}}$$

Величина Φ_y для определения понижающего коэффициента χ_y (см. Пункт 7.1.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1. Коэффициент зависит от типа потери устойчивости. Выбор типа кривой потери устойчивости зависит от вида поперечного сечения и толщины проката (см. Таблицу 7.2 СН РК EN 1993-1-1). Для прокатной трубы замкнутого сечения вида кривой потери устойчивости – «а».

Условная гибкость $\bar{\lambda}_y$ для поперечного сечения класса 1 по Формуле (7.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Критическая сила потери устойчивости в упругой стадии:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{cr}^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 36780000}{7200^2} = 1470 \text{ кН}$$

Отсюда,

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8300 \cdot 355}{1470 \cdot 10^3}} = 1,42$$

Отношение расчетной продольной сжимающей силы к критической силе при потере устойчивости в упругой стадии:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = \frac{90 \text{ кН}}{1470 \text{ кН}} = 0,06$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при условной гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверить поперечное сечение только на прочность. В данном примере $\bar{\lambda}_y = 1,42 > 0,2$, а отношение $\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 0,06 > 0,04$, следовательно, расчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатной трубы замкнутого сечения тип кривой потери устойчивости – «а». По Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости: $\alpha = 0,21$.

Значит,

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,63$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,63 + \sqrt{1,63^2 - 1,42^2}} = 0,41$$

Таким образом,

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,41 \cdot 8300 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^3 = 1209 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{90}{1209} = 0,074 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется

б) потеря устойчивости относительно оси Z-Z

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Понижающий коэффициент χ_z по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Величина Φ_z для определения понижающего коэффициента χ_z (см. Пункт 7.1.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Коэффициент α , учитывающий начальные несовершенства определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1. Коэффициент зависит от типа потери устойчивости. Выбор типа кривой потери устойчивости зависит от вида поперечного сечения и толщины проката (см. Таблица 7.2 СН РК EN 1993-1-1). Для прокатной трубы замкнутого сечения вида кривой потери устойчивости – «а».

Условная гибкость $\bar{\lambda}_y$ для поперечного сечения класса 1 по Формуле (7.5) СН РК EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Критическая сила потери устойчивости в упругой стадии:

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 11470000}{2400^2} = 4127 \text{ кН}$$

Значит,

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{8300 \cdot 355}{4127 \cdot 10^3}} = 0,84$$

Отношение расчетной продольной сжимающей силы к критической силе при потере устойчивости в упругой стадии

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = \frac{90 \text{ кН}}{4127 \text{ кН}} = 0,022$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ потерей устойчивости можно пренебречь и проверить поперечное сечение только на прочность. В данном примере $\bar{\lambda}_y = 0,84 > 0,2$, а отношение $\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = 0,022 > 0,2$, следовательно, расчет по проверке на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатной трубы замкнутого сечения тип кривой потери устойчивости – «а». По Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости: $\alpha = 0,21$.

Отсюда,

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(0,84 - 0,2) + 0,84^2] = 0,92$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,92 + \sqrt{0,92^2 - 0,84^2}} = 0,77$$

Таким образом,

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,77 \cdot 8300 \cdot 355}{1,00} \cdot 10^3 = 2266 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{90}{2266} = 0,04 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется

5.2 Расчет несущей способности по изгибающему моменту (см. Пункт 7.2 СН РК EN 1993-1-1)

Расчет будем вести среднего сегмента балки, где изгибающий момент максимален:

$$M_{y,Ed} = 139,2 \text{ кН}.$$

Условие устойчивости по Формуле (7.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности при определении несущей способности по устойчивости (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.10) СН РК EN 1993-1-1:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Понижающий коэффициент χ_{LT} (Формула 7.4 СН РК EN 1993-1-1):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но при этом должно}$$

$$\text{соблюдаться условие } \chi_{LT} \leq 1,0 \text{ или } \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

Величина Φ_{LT} для определения понижающего коэффициента χ_{LT} (см. Пункт 7.2.3(а) СН РК EN 1993-1-1):

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

Коэффициент α_{LT} , учитывающий начальные несовершенства определяется по Таблице 7.3 СН РК EN 1993-1-1. Коэффициент зависит от типа потери устойчивости. Выбор типа кривой потери устойчивости зависит от вида поперечного сечения (см. Таблицу 7.4 СН РК EN 1993-1-1). Для прокатной трубы тип кривой потери устойчивости – «а».

Таким образом,

$$\alpha_{LT} = 0,76 \quad (\text{см. Таблицу 7.3 СН РК EN 1993-1-1})$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (\text{см. Пункт 7.2.3(а) СН РК EN 1993-1-1})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{см. Пункт 7.2.3(а) СН РК EN 1993-1-1})$$

Определение условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ (см. Пункт 7.2.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

Момент сопротивления поперечного сечения (для сечений класса 1 и 2):

$$W_y = W_{pl,y} = 491000 \text{ мм}^3$$

Определение коэффициента C_1 :

$$\psi = \frac{139,2}{139,2} = 1,0 \quad C_1 = 1,0$$

Определение критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,00 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 11,47 \cdot 10^6}{2400^3} \sqrt{0 + \frac{2400^2 \cdot 80700 \cdot 29820 \cdot 10^3}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 11470 \cdot 10^3}} = 3157 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$$

$$M_{cr} = 3157 \text{ кНм}$$

Значит,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{491 \cdot 10^3 \cdot 355}{3157 \cdot 10^6}} = 0,23$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,23 < \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

Расчет на устойчивость не требуется.

5.3 Расчет несущей способности при совместном изгибающем моменте и продольной силе (см. Пункт 7.3 СН РК EN 1993-1-1)

Сжато-изгибаемые элементы должны удовлетворять условиям Пункта 7.3(г) и Формул (7.16) и (7.17) СН РК EN 1993-1-1 соответственно:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

5.3.1 Определение коэффициентов взаимодействия k_{ij} (Приложение А СН РК EN 1993-1-1)

Для данного примера нам не требуется определить k_{yz} и k_{zz} , так как $M_{z,Ed} = 0$, т.е. изгиб стержня происходит в одной плоскости.

В Таблице А.1 СН РК EN 1993-1-1 для сечения класса 1:

$$k_{yy} = C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$$

$$k_{zy} = C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$$

5.3.2 Определение коэффициентов $C_{m,i,0}$

Из Таблицы А.2 СН РК EN 1993-1-1 для прямолинейного изменения эпюры момента M_y :

$$\psi_y = 1,0$$

$$C_{m,y,0} = 0,79 + 0,21\psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 0,79 + 0,21 \cdot 1,0 + 0,36(1 - 0,33) \frac{90}{1470}$$

$$C_{m,y,0} = 1,01$$

Так как,

$$M_{z,Ed} = 0, \text{ то } C_{m,z,0} = C_{m,z}$$

Для сечений класса 1, 2 и 3:

- относительный эксцентриситет

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{139,2 \cdot 10^6}{90 \cdot 10^3} \cdot \frac{8300}{368000} = 34,9$$

- коэффициент, учитывающий несовершенства

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} = 1 - \frac{29820000}{36780000} = 0,189 < 1,0$$

Радиусы инерции сечения балки:

$$i_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{36780000/8300} = 66,6 \text{ мм}$$

$$i_z = \sqrt{I_z/A} = \sqrt{11470000/8300} = 37,20 \text{ мм}$$

$y_0 = z_0 = 0$ (так как центр изгиба и центр тяжести совпадают)

$$i_0^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2 = 66,6^2 + 37,2^2 = 5813 \text{ мм}^2$$

В виду того, что профиль балки – замкнутое сечение, то кручением можно пренебречь при определении критической силы устойчивости в упругой стадии по крутильной форме:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L_T^2} \right)$$

где компонент $\frac{\pi^2 E I_w}{L_T^2} \approx 0$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{5813} (81000 \cdot 29820000) = 415502 \text{ кН}$$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}} = 1,01 + (1 - 1,01) \frac{\sqrt{34,9} \cdot 0,189}{1 + (\sqrt{34,9} \cdot 0,189)} = 1,01$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} = 1,01^2 \frac{0,189}{\sqrt{\left(1 - \frac{90}{4127}\right) \left(1 - \frac{90}{415502}\right)}} = 0,192$$

Но значение должно быть $C_{m,LT} \geq 1,0$; значит $C_{m,LT} = 1,0$

5.3.3 Вспомогательные коэффициенты для определения коэффициентов взаимодействия.

$$\mu_y = \frac{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}{1 - \chi_y \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = \frac{1 - \left(\frac{90}{1470}\right)}{1 - 0,41 \left(\frac{90}{1470}\right)} = 0,96$$

$$\mu_z = \frac{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}{1 - \chi_y \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = \frac{1 - \left(\frac{90}{4127}\right)}{1 - 0,77 \left(\frac{90}{4127}\right)} = 0,99$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{491000}{368000} = 1,33 < 1,50$$

$$w_y = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{290000}{229000} = 1,27 < 1,50$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} = \frac{90}{2946/1,0} = 0,03$$

$$b_{LT} = 0 \text{ (так как } M_{z,Ed} = 0 \text{)}$$

$$d_{LT} = 0 \text{ (так как } M_{z,Ed} = 0 \text{)}$$

5.3.4 Коэффициенты C_{ij}

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$$

$$\frac{W_{sl,y}}{W_{pl,y}} = \frac{368000}{491000} = 0,75$$

$$C_{yy} = 1 + (1,33 - 1) \left[\left(\left(2 - \frac{1,6}{1,33} \cdot 1,01^2 \cdot 1,42 \right) - \left(\frac{1,6}{1,33} \cdot 1,01^2 \cdot 1,42^2 \right) \right) \cdot 0,03 - 0 \right] = 0,98$$

$$C_{yy} = 0,98 \geq 0,75$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{sl,y}}{W_{pl,y}}$$

$$0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{sl,y}}{W_{pl,y}} = 0,6 \sqrt{\frac{1,33}{1,27}} \cdot \frac{368000}{491000} = 0,46$$

$$C_{zy} = 1 + (1,33 - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{1,01^2 \cdot 1,42^2}{1,33^5} \right) \cdot 0,03 - 0 \right] = 0,95 \geq 0,46$$

5.3.5 Коэффициенты взаимодействия k_{ij}

$$k_{yy} = C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}} = 1,01 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,96}{1 - \frac{90}{1470}} \cdot \frac{1}{0,98} = 1,06$$

$$k_{zy} = C_{m,y} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 1,01 \cdot 1,0 \cdot \frac{0,99}{1 - \frac{90}{1470}} \cdot \frac{1}{0,95} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{1,33}{1,27}} = 0,69$$

5.3.6 Условие устойчивости

Условие устойчивости для сжато-изгибаемых элементов по Формуле (7.16) СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{90}{0,41 \cdot 2947} + 1,06 \frac{139,2}{0,97 \cdot 174,3} = 0,07 + 0,87 = 0,94 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

5.3.7 Условие устойчивости

Условие устойчивости для сжато-изгибаемых элементов по Формуле (7.17) СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{90}{0,77 \cdot 2947} + 0,69 \frac{139,2}{0,97 \cdot 174,3} = 0,04 + 0,57 = 0,61 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется, несущая способность балки обеспечена.

7.4 Общий метод проверки устойчивости элементов при продольном изгибе и плоской форме изгиба

Правила применения:

а) Этот метод можно использовать в случае, если не применимы методы, приведенные в Пунктах 7.1, 7.2 и 7.3 настоящего пособия. Он позволяет проверить устойчивость продольному изгибу и устойчивость плоской формы изгиба таких строительных конструкций как:

- 1) отдельные элементы составного или сплошного, постоянного или переменного сечения, со сложными или простыми условиями опирания;
- 2) плоские рамы или части рам, состоящие из элементов, подверженных центральному сжатию и/или плоскому изгибу.

ПРИМЕЧАНИЕ См. НП.2.20 СН РК EN 1993-1-1 в части предела и области применения общего метода проверки устойчивости элементов при продольном изгибе и плоской форме изгиба. Данный метод не применяется.

б) Общую устойчивость из плоскости любых конструктивных элементов, соответствующих условиям Пункта 7.4(а) настоящего пособия, можно проверить по неравенству

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0, \quad (7.18)$$

где $\alpha_{ult,k}$ - минимальный коэффициент увеличения расчетных нагрузок для достижения нормативного значения несущей способности по устойчивости самого критического поперечного сечения конструктивного элемента, рассматривая его работу в плоскости без учета потери устойчивости продольного изгиба или плоской формы изгиба, но с учетом, при необходимости, эффектов, обусловленных геометрической деформацией в плоскости, а также общими и локальными начальными несовершенствами;

χ_{op} - понижающий коэффициент для условной гибкости $\bar{\lambda}_{op}$, см. Пункт 7.4(в) настоящего пособия, для учета потери устойчивости плоской формы изгиба или при продольном изгибе.

в) Общую условную гибкость $\bar{\lambda}_{op}$ элементов конструкций следует определять по формуле:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}, \quad (7.19)$$

где $\alpha_{ult,k}$ - определено в (2);

$\alpha_{cr,op}$ - минимальный коэффициент увеличения расчетных нагрузок в плоскости для достижения конструктивным элементом упругого критического значения несущей способности по устойчивости продольного изгиба или плоской формы изгиба, но без учета потери устойчивости при внецентренном сжатии (сжатии с изгибом).

ПРИМЕЧАНИЕ При определении $\alpha_{cr,op}$ и $\alpha_{ult,k}$ можно использовать расчет по методу конечных элементов.

г) Понижающий коэффициент χ_{op} можно определить любым из следующих методов:

1) минимальное из значений:

- χ при продольном изгибе в соответствии с Пунктом 7.1 настоящего пособия;

- χ_{LT} при плоской форме изгиба в соответствии с Пунктом 7.2 настоящего пособия,

каждое из которых соответствует общей условной гибкости $\bar{\lambda}_{op}$.

ПРИМЕЧАНИЕ Например, если коэффициент $\alpha_{ult,k}$, соответствующий поперечному сечению, определяется по формуле:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}},$$

то условие для χ_{op} принимает следующий вид:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op}; \quad (7.20)$$

2) значение, полученное интерполяцией между значениями χ и χ_{LT} , вычисленными по указанию Пункта 7.4.(г)1) настоящего пособия с использованием формулы для коэффициента $\alpha_{ult,k}$, соответствующего критическому поперечному сечению.

ПРИМЕЧАНИЕ Например, если коэффициент $\alpha_{ult,k}$, соответствующий поперечному сечению, определяется по формуле:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}},$$

то условие для χ и χ_{LT} принимает следующий вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1. \quad (7.21)$$

7.5 Потеря устойчивости плоской формы изгиба элементов с пластическими шарнирами

7.5.1 Общие положения

Правила применения:

а) Конструкции могут рассчитываться с учетом пластических деформаций при условии обеспечения устойчивости плоской формы изгиба в раме следующими способами:

1) раскреплением в местах образования пластических шарниров, обладающих свойствами значительного поворота (элементы сечением классов 1 и 2), см. Пункт 7.5.2 настоящего пособия;

2) проверкой устойчивой длины участка между такими раскреплениями и другими боковыми раскреплениями из плоскости, см. Пункт 7.5.3 настоящего пособия.

б) Если при всех сочетаниях нагрузок в предельном состоянии пластический шарнир не образуется, никаких раскреплений не требуется.

7.5.2 Раскрепления пластических шарниров

Правила применения:

а) Во всех местах образования пластических шарниров поперечное сечение должно быть раскреплено от бокового смещения и кручения с соответствующей несущей способностью на действие боковых сил и кручения, вызываемых местными пластическими деформациями элемента в этих местах.

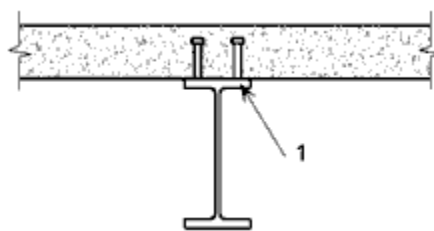
б) Эффективное раскрепление должно быть обеспечено:

1) в элементах, подверженных действию изгибающего момента или изгибающего момента и сжатию осевой силой, — боковым раскреплением обеих полк. Оно может быть обеспечено боковым закреплением одной полки и жестким закреплением поперечного сечения от кручения, препятствующим боковому смещению сжатой полки относительно растянутой полки, Рисунок 7.2;

2) в элементах, подверженных действию изгибающего момента или изгибающего момента и растяжению осевой силой, в которых сжатая полка соприкасается с плитой перекрытия, — раскреплением от бокового смещения сжатой полки и кручения сечения (например, при присоединении ее к плите, Рисунок 7.3). Для более гибких сечений (по сравнению с прокатными двутаврами) в местах образования пластического шарнира следует предотвращать кручение поперечного сечения (например, постановкой поперечного ребра жесткости в стенке балки, прикрепленного к сжатой полке, жестко соединенной с плитой).



Рисунок 7.2 - Типовое жесткое закрепление от кручения



1 - сжатая полка

Рисунок 7.3 - Типовое раскрепление от бокового смещения сжатой полки плитой и от кручения поперечного сечения

в) Во всех местах, где образуется пластический шарнир, соединение (например, болтовое) сжатой полки с раскрепляющим элементом (например, прогоном) или с любым промежуточным элементом (например, раскосом) должно быть рассчитано на восприятие локальной силы, равной не менее 2,5 % от $N_{f,Ed}$ (определено в Пункте 7.5.2(д)В настоящего

пособия), передаваемое полкой в ее плоскости, перпендикулярной плоскости стенки, без какого-либо сочетания с другими нагрузками.

г) При невозможности раскрепить непосредственно место образования пластического шарнира, его следует раскрепить на расстоянии не более $h/2$ вдоль элемента, где h — полная высота сечения в месте образования пластического шарнира.

д) При расчете системы связей, см. Пункте 5.4.3 настоящего пособия, необходимо проверить условие (кроме расчета с учетом начальных несовершенств в соответствии с Пунктом 5.4.3 настоящего пособия), что система связей способна воспринять действие локальных сил Q_m , приложенных к каждому элементу связей в местах образования пластического шарнира, равных:

$$Q_m = 1,5\alpha_m \cdot \frac{N_{f,Ed}}{100}, \quad (7.22)$$

где $N_{f,Ed}$ - осевая сила в сжатой полке раскрепляемого элемента в месте образования пластического шарнира;

α_m - в соответствии с Пунктом 5.4.3(а) настоящего пособия.

ПРИМЕЧАНИЕ Сочетание указанного усилия с усилиями от внешней нагрузки — см. также Пункт 5.4.3(д) настоящего пособия.

7.5.3 Проверка устойчивой длины участков между раскреплениями

Правила применения:

а) Устойчивость плоской формы изгиба на участках между раскреплениями обеспечена, если длина между раскреплениями не превышает устойчивую длину.

Для двутавровых балок постоянного сечения, для которых выполняется условие $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$, при линейном распределении моментов и незначительном осевом сжатии, устойчивую длину можно принимать равной:

$$\begin{aligned} L_{\text{stable}} &= 35\varepsilon i_z & \text{при } 0,625 \leq \psi \leq 1, \\ L_{\text{stable}} &= (60 - 40\psi)\varepsilon i_z & \text{при } -1 \leq \psi \leq 0,625, \end{aligned} \quad (7.23)$$

где $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{Н/мм}^2]}}$;

$$\psi^* = \frac{M_{Ed, \min}}{M_{pl, Rd}}$$

* отношение концевых моментов на участке.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение устойчивой длины участка - см. также Раздел ВВ.3 (Приложение ВВ).

б) Если место образования пластического шарнира оказывается в непосредственной близости от одного из концов вута, то участок переменной высоты не следует рассматри-

вать как участок, прилегающий к месту образования пластического шарнира, если выполняются следующие условия:

- 1) раскрепление в месте образования пластического шарнира предусмотрено на расстоянии не более $h/2$ от шарнира на участке переменной высоты, но не на участке постоянного сечения;
- 2) сжатая полка вута работает в упругой стадии по всей своей длине.

ПРИМЕЧАНИЕ Подробные указания - см. Раздел ВВ.3 (Приложение ВВ).

8 КРИТИЧЕСКИЕ ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ: СЖАТЫЕ СКВОЗНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОСТОЯННОГО СЕЧЕНИЯ

8.1 Общие положения

Правила применения:

а) Сжатые сквозные элементы постоянного сечения с шарнирно неподвижными опорами должны проектироваться по следующей модели, Рисунок 8.1:

- 1) элемент может рассматриваться как колонна, с начальным искривлением $e_0 = \frac{L}{500}$;
- 2) влияние податливости раскосной или планочной решетки на снижение жесткости сквозного элемента в расчетах учитывается введением сдвиговой жесткости S_v постоянного значения по длине, см. Рисунок 8.1.

ПРИМЕЧАНИЕ При других условиях опирания могут быть внесены соответствующие изменения.

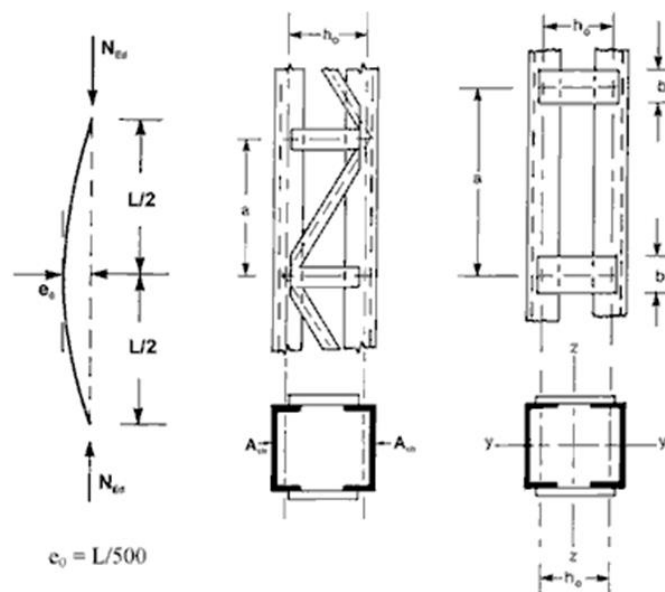


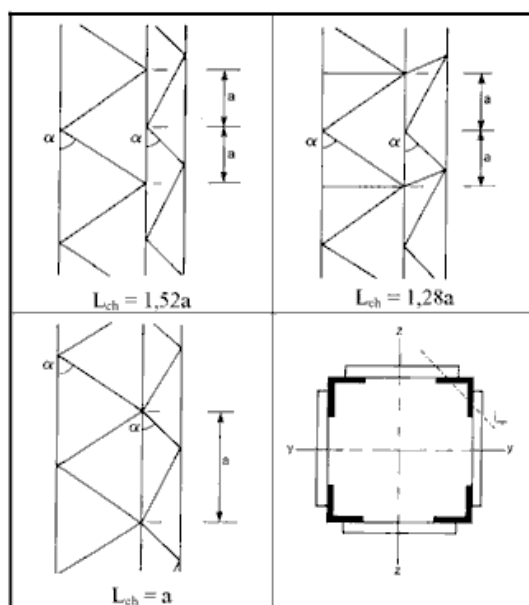
Рисунок 8.1 - Сквозные колонны постоянного сечения с раскосной и планочной решеткой

б) Модель сжатого сквозного элемента постоянного сечения применяется в следующих случаях:

- 1) расстояния между узлами раскосной или планочной решетки постоянны по длине элемента с ветвями;
- 2) минимальное число панелей в элементе равно трем.

ПРИМЕЧАНИЕ Это допущение позволяет рассматривать дискретную конструкцию как сплошную.

в) Данный метод расчета применим для сквозных элементов с раскосной решеткой в двух плоскостях, Рисунок 8.2.



**Рисунок 8.2 - Раскосная решетка по четырем граням элемента
и расчетная длина ветвей L_{ch}**

г) Ветви могут быть сплошного сечения, или сквозного с раскосной или планочной решеткой относительно оси $y - y$.

д) При проверке ветвей используют расчетные усилия в ветви $N_{ch,Ed}$ от сжимающих усилий N_{Ed} и моментов M_{Ed} в середине пролета сквозного элемента.

е) Для элемента с двумя одинаковыми полками расчетное усилие $N_{ch,Ed}$ следует определять по формуле:

$$N_{ch,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}}, \quad (8.1)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающей силы, действующей на сквозной элемент;

h_0 - расстояние между центрами тяжести сечений ветвей;

A_{ch} - площадь поперечного сечения одной ветви;

I_{eff} - момент инерции эффективного сечения сквозного элемента, см. Пункты 8.2 и 8.3 настоящего пособия;

M_{Ed} - расчетное значение максимального момента в середине длины сквозного

элемента от эффектов второго рода:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0 + M'_{Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

здесь M'_{Ed} - расчетное значение максимального момента, возникающего в середине длины сквозного элемента без учета момента от эффектов второго рода;

S_v - сдвиговая жесткость колонны с раскосной или планочной решеткой, см. Пункты 8.2 и 8.3 настоящего пособия;

N_{cr} - эффективная критическая сила в сквозном элементе:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{L^2}$$

ж) Проверка раскосов или планок сквозных элементов должна выполняться для крайней панели на поперечную силу, определяемую по формуле:

$$V_{Ed} = \pi \cdot \frac{M_{Ed}}{L}. \quad (8.2)$$

8.2 Сжатые элементы с раскосной решеткой

8.2.1 Несущая способность сжатых элементов с раскосной решеткой

Правила применения:

а) Ветви и раскосы, работающие на сжатие, должны рассчитываться на устойчивость.

ПРИМЕЧАНИЕ Моментами от эффектов второго рода можно пренебречь.

б) Проверку устойчивости полок следует выполнять по формуле:

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0; \quad (8.3)$$

где $N_{ch,Ed}$ - расчетное сжимающее усилие в ветви сквозного элемента, в соответствии с Пунктом 8.1(е) настоящего пособия;

$N_{b,Rd}$ - расчетное значение несущей способности ветви по устойчивости при продольном изгибе ветви с расчетной длиной L_{ch} по Рисунку 8.2.

в) Сдвиговую жесткость раскосной решетки S_v следует принимать по Рисунку 8.3.

г) Момент инерции эффективного сечения сквозных элементов с раскосной решеткой можно принимать равным:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} \quad (8.4)$$

ПРИМЕР 27. Расчет проверки прочности сквозного сжато-изогнутого стержня

Исходные данные: сквозной стальной стержень подвержен центральному сжатию и изгибу от действия сосредоточенного момента согласно расчетной схеме, представленной на Рисунке 1.

Ветви колонны выполнены из двутаврового профиля HEA 220, распорки из прокатного уголка L 80×80×8, раскосы – из прокатного уголка L90×90×9. Материал - сталь марки S355 с номинальным пределом текучести $f_y = 355 \text{ МПа}$.

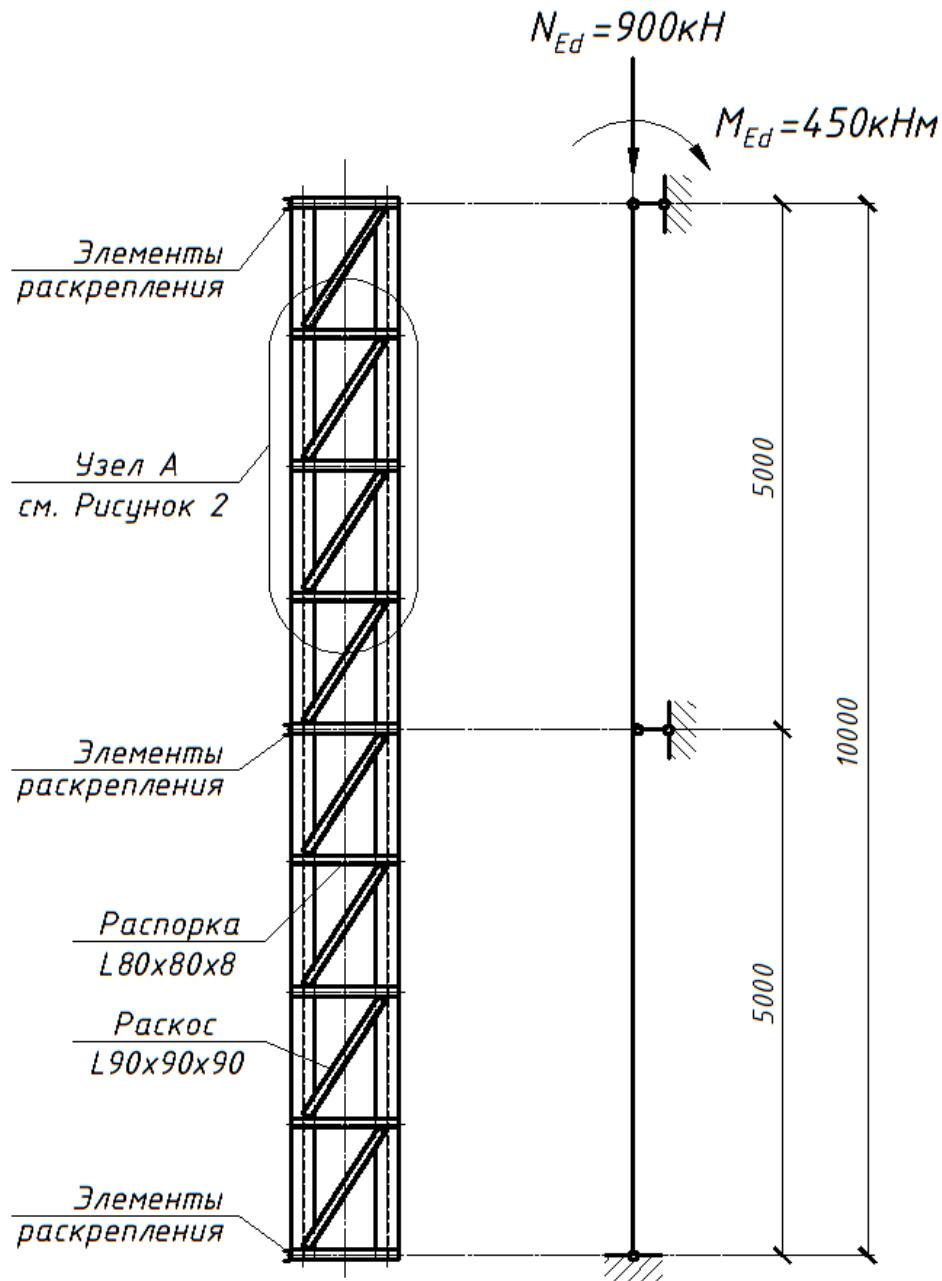


Рисунок 1 – Схема сквозной колонны

Колонна раскреплена от потери устойчивости из плоскости: в основании колонны, в оголовке колонны и в середине колонны.

Тип соединения колонны с фундаментом – шарнирный.

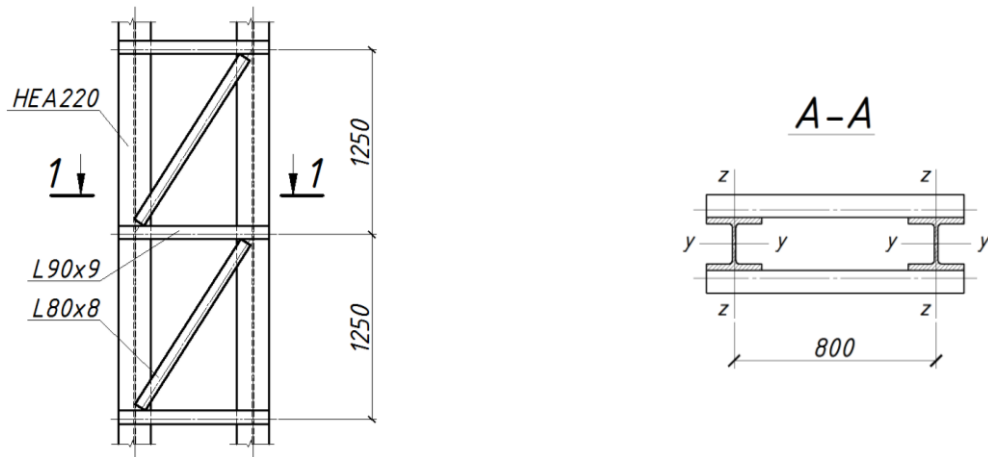
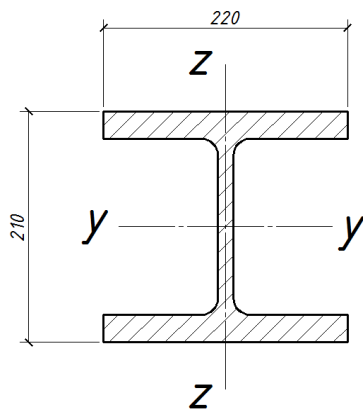


Рисунок 2 – Узел А сквозной колонна с раскосной решеткой

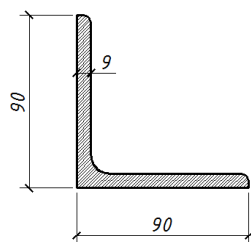


Профиль HEA 220

Площадь сечения $A = 64,3 \text{ см}^2$

Радиус инерции $i_y = 9,17 \text{ см}$

Радиус инерции $i_z = 5,51 \text{ см}$



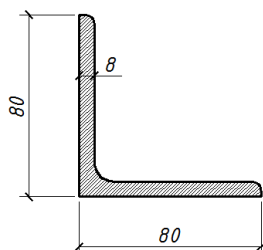
Уголок L90x90x9

Площадь сечения $A = 15,52 \text{ см}^2$

Радиус инерции $i_y = i_z = 2,73 \text{ см}$

Радиус инерции $i_u = 3,44 \text{ см}$

Радиус инерции $i_v = 1,75 \text{ см}$



Уголок L80x80x8

Площадь сечения $A = 12,27 \text{ см}^2$

Радиус инерции $i_y = i_z = 2,43 \text{ см}$

Радиус инерции $i_u = 3,06 \text{ см}$

Радиус инерции $i_v = 1,56 \text{ см}$

Рисунок 2 – Геометрические характеристики

2 Определение класса сечения элементов колонны.

2.1 Ветвь колонны (HEA 220)

Определение класса сечения ведется по требованиям Пункта 5.3.2 и Таблицы 5.5 СН РК EN 1993-1-1.

Класс сечения элемента – класс 2.

2.2 Раскос (L90×90×9)

Класс сечения элемента – класс 4.

2.3 Распорка (L80×80×8)

Класс сечения элемента – класс 4.

3 Определение внутренних усилий

3.1 Расчетное значение сжимающей силы в ветвях колонны

3.1.1 Эффективный момент инерции (см. Пункт 8.2.1 СН РК EN 1993-1-1)

По Формуле (8.4) СН РК EN 1993-1-1

$$I_{eff} = 0,5h_0^2 A_{ch}$$

$$I_{eff} = 0,5 \cdot 80^2 \cdot 64,3 = 205800 \text{ см}^4$$

3.1.2 Сдвиговая жесткость (см. Рисунок 8.3 СН РК EN 1993-1-1)

$$S_v = \frac{nEA_d a h_0^2}{d^3 \left[1 + \frac{A_d h_0^3}{A_v d^3} \right]}$$

где a – расстояние между осями распорок:

$$a = 1250 \text{ мм}$$

h_0 – расстояние между осями ветвей сквозной колонны, равное:

$$h_0 = 800 \text{ мм}$$

d – геометрическая длина оси раскоса (L 90×90×9), определяемая по формуле:

$$d = \sqrt{h_0^2 + a^2} = \sqrt{0,8^2 + 1,25^2} = 1,48;$$

n – количество плоскостей планочной решетки, равное:

$$n = 2;$$

A_d – площадь поперечного сечения раскоса, равная:

$$A_d = 15,52 \text{ см}^2;$$

A_v – площадь поперечного сечения распорки, равная:

$$A_v = 12,27 \text{ см}^2.$$

Значит,

$$S_v = \frac{2 \cdot 210000 \cdot 1552 \cdot 1250 \cdot 800^2}{1480^3 \left[1 + \frac{1552 \cdot 800^3}{1227 \cdot 1480^3} \right]} \cdot 10^{-3} = 134100 \text{ кН}$$

3.1.3 Начальное искривление (см. Пункт 8.1(a) СН РК EN 1993-1-1)

$$e_0 = \frac{L}{500} = \frac{10000}{500} = 20 \text{ мм}$$

3.1.4 Расчетные усилия (см. Пункт 8.1(e) СН РК EN 1993-1-1)

Эффективная критическая сила в сквозном элементе:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 205800 \cdot 10^4}{10000^2} \cdot 10^{-3} = 42650 \text{ кН}$$

Расчетное значение максимального момента в середине длины сквозного элемента от эффектов второго рода:

$$M_{Ed}^{II} = \frac{N_{Ed}e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{900 \cdot 0,02 + 450}{1 - \frac{900}{42650} - \frac{900}{134100}} = 481,4 \text{ кНм}$$

Расчетное значение сжимающей силы в ветви сквозного элемента:

$$N_{ch.Ed} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}^{II} h_0 A_{ch}}{2 I_{eff}} = \frac{900}{2} + \frac{481,4 \cdot 0,8 \cdot 64,34 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 205800 \cdot 10^{-8}} = 1052 \text{ кН}$$

Расчетное значение поперечной силы по Формуле (8.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}^{II}}{L}$$

$$V_{Ed} = \pi \frac{481,4}{10} = 151,1 \text{ кН}$$

Расчетное значение сжимающей силы в диагонали сквозного элемента:

$$N_{d.Ed} = \frac{V_{Ed}}{n \cdot \cos \varphi} = \frac{V_{Ed} d}{n h_0} = \frac{151,1 \cdot 1480}{2 \cdot 800} = 139,8 \text{ кН}$$

4 Проверка несущей способности по устойчивости элементов сквозной колонны

4.1 Ветвь колонны (прокатный профиль HEA 220)

4.1.1 Потеря устойчивости в плоскости (плоской формы изгиба)

Расчет несущей способности поперечного сечения по устойчивости ведется согласно требованиям Пункта 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для «более слабой» оси симметрии.

Выбор расчетной длины потери устойчивости основан на указаниях Пункта ВВ.1.1(2)В СН РК EN 1993-1-1:

Расчетная длина ветви в плоскости колонны

$$L_{cr,z} = 0,9a = 0,9 \cdot 1,25 = 1,125 \text{ м}$$

Гибкость λ_z элемента относительно оси Z-Z:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{1125}{55,1} = 20,42$$

Коэффициент ε , зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. Пункт 7.1.3(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

Условная гибкость относительно оси Z-Z:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{20,42}{76,06} = 0,268$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ устойчивость стержня будет обеспечена, и необходимо проверить поперечное сечение только по прочности. В данном примере $\bar{\lambda}_z = 0,268 > 0,2$. Следовательно, отчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатного двутаврового сечения, при отношении высоты к ширине сечения $h/b = 210/220 = 0,955 < 1,2$, тип кривой потери устойчивости – «с».

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства при центральном сжатии, определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости «с»: $\alpha_z = 0,49$.

Величина Φ_z для определения понижающего коэффициента χ_z (см. Пункт 7.1.2(а) СН РК EN 1993-1-1):

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

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,49 \cdot (0,268 - 0,2) + 0,268^2] = 0,553$$

Понижающий коэффициент χ_z по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,553 + \sqrt{0,553^2 - 0,268^2}} = 0,965$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Частный коэффициент безопасности при расчетах по устойчивости (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A_{ch} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,965 \cdot 6430 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 2203 \text{ кН}$$

Условие прочности по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{1052}{2203} = 0,477 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется

4.1.2 Потеря устойчивости из плоскости (плоской формы изгиба)

Расчет несущей способности поперечного сечения по устойчивости ведется согласно требованиям Пункта 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для «более слабой» оси симметрии.

Выбор расчетной длины потери устойчивости основан на указаниях Пункта ВВ.1.1(2)В СН РК EN 1993-1-1:

Расчетная длина ветви колонны из плоскости колонны

$$L_{cr,y} = \frac{L}{2} = \frac{1000}{2} = 5000 \text{ мм}$$

Гибкость λ_y элемента относительно оси Y-Y:

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{5000}{91,7} = 54,53$$

Коэффициент ε , зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. Пункт 7.1.3(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

Условная гибкость относительно оси Y-Y:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{54,53}{76,06} = 0,717$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ устойчивость элемента будет обеспечена, и необходимо проверить поперечное сечение только по прочности. В данном примере $\bar{\lambda}_y = 0,717 > 0,2$. Следовательно, отчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатного двутаврового сечения, при отношении высоты к ширине сечения $h/b = 210/220 = 0,955 < 1,2$, тип кривой потери устойчивости – «с».

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства при центральном сжатии, определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости «b»: $\alpha_y = 0,34$.

Величина Φ_y для определения понижающего коэффициента χ_y (см. Пункт 7.1.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

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

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (0,717 - 0,2) + 0,717^2] = 0,845$$

Понижающий коэффициент χ_y по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,845 + \sqrt{0,845^2 - 0,717^2}} = 0,774$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Частный коэффициент безопасности при расчетах по устойчивости (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A_{ch} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,776 \cdot 6430 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1767 \text{ кН}$$

Условие прочности по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{ch,Ed}}{N_{b,y,Rd}} = \frac{1052}{1767} = 0,595 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

4.2 Раскос (прокатный уголок L90×90×9)

Расчет несущей способности поперечного сечения по устойчивости ведется согласно требованиям Пункта 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для «более слабой» оси V-V.

Гибкость λ_v элемента относительно оси V-V:

$$\lambda_v = \frac{L_{cr}}{i_v} = \frac{d}{i_v} = \frac{1480}{17,5} = 84,57$$

Коэффициент ε , зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. Пункт 7.1.3(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{84,57}{76,06} = 1,112$$

Эффективная условная гибкость (см. Пункт ВВ.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v$$

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v = 0,35 + 0,7 \cdot 1,112 = 1,128$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ устойчивость элемента будет обеспечена, и необходимо проверить поперечное сечение только на прочность. В данном примере $\bar{\lambda}_{eff,v} = 1,128 > 0,2$. Следовательно, расчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатного уголка, тип кривой потери устойчивости – «b».

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства при центральном сжатии, определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости «b»: $\alpha_v = 0,34$.

Величина Φ_v для определения понижающего коэффициента χ_v (см. Пункт 7.1.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

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

$$\Phi_v = 0,5[1 + \alpha_v(\bar{\lambda}_{eff,v} - 0,2) + \bar{\lambda}_{eff,v}^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (1,128 - 0,2) + 1,128^2] = 1,294$$

Понижающий коэффициент χ_v по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_v + \sqrt{\Phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}}$$

$$\chi_v = \frac{1}{1,249 + \sqrt{1,249^2 - 0,717^2}} = 0,52$$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Частный коэффициент безопасности при расчетах на устойчивость (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

$$N_{b,d,Rd} = \frac{\chi_v A_{ch} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,519 \cdot 1552 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 285,9 \text{ кН}$$

Условие прочности по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{d,Ed}}{N_{b,d,Rd}} = \frac{139,8}{285,9} = 0,488 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

4.3 Распорка (прокатный уголок L80×80×8)

Расчет несущей способности поперечного сечения по устойчивости ведется согласно требованиям Пункта 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для «более слабой» оси V-V.

Гибкость λ_v элемента относительно оси V-V:

$$\lambda_v = \frac{L_{cr}}{i_v} = \frac{h_0}{i_v} = \frac{800}{15,6} = 51,28$$

Коэффициент ε , зависящий от предела текучести стали (см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

Гибкость λ_1 для определения условной гибкости (см. Пункт 7.1.3(a) СН РК EN 1993-1-1):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,83 = 76,06$$

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{51,28}{76,06} = 0,674$$

Эффективная условная гибкость (см. Пункт ВВ.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v$$

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v = 0,35 + 0,7 \cdot 0,674 = 0,822$$

Согласно Пункту 7.1.2(г) СН РК EN 1993-1-1, при гибкости $\bar{\lambda} \leq 0,2$ или при отношении $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ устойчивость элемента будет обеспечена, и необходимо проверить поперечное сечение только на прочность. В данном примере $\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,822 > 0,2$. Следовательно, отчет на устойчивость необходим.

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для прокатного уголка, тип кривой потери устойчивости – «b».

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства при центральном сжатии, определяется по Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для кривой потери устойчивости «b»: $\alpha_v = 0,34$.

Величина Φ_v для определения понижающего коэффициента χ_v (см. Пункт 7.1.2(a) СН РК EN 1993-1-1):

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

$$\Phi_v = 0,5[1 + \alpha_v(\bar{\lambda}_{eff,v} - 0,2) + \bar{\lambda}_{eff,v}^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (0,822 - 0,2) + 0,822^2] = 0,943$$

Понижающий коэффициент χ_v по Формуле (7.4) СН РК EN 1993-1-1:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\Phi_v + \sqrt{\Phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{0,943 + \sqrt{0,943^2 - 0,822^2}} = 0,712$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1): $\gamma_{M1} = 1,0$

Расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости по Формуле (7.2) СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,h,Rd} = \frac{\chi_v A_h f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,712 \cdot 1227 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 310 \text{ кН}$$

Условие прочности по Формуле (7.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,h,Rd}} = \frac{V_{Ed}}{N_{b,h,Rd}} = \frac{151,1}{310} = 0,488 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

9 ЭКСПЛУАТАЦИОННАЯ ПРИГОДНОСТЬ

9.1 Общие положения

Данный раздел пособия посвящён расчету стальных конструкций по эксплуатационной пригодности согласно Разделу 7 СН РК EN 1993-1-1.

Расчет рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями Подраздела 3.4 СН РК EN 1990. При расчете, проектировании и возведении стальных конструкций необходимо обеспечивать требования предельных состояний по эксплуатационной пригодности. В Разделе 7 СН РК EN 1993-1-1 четких предельных значений по прогибам, перемещениям и динамическим эффектам не дается. Однако необходимо руководствоваться основными требованиями по эксплуатационной пригодности из Подраздела 3.4 СН РК EN 1990, который гласит, что:

а) предельные состояния, которые обеспечивают функции несущей конструкции или одной из ее частей при нормальных условиях эксплуатации или хорошее самочувствие пользователей, или внешний вид строения (большие прогибы и недопустимое трещинообразование), следует классифицировать как предельные состояния эксплуатационной пригодности. Требования к эксплуатационной пригодности определяются для каждого проекта отдельно;

б) следует различать обратимые и необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности;

в) расчеты эксплуатационной пригодности должны производиться по следующим критериям:

- 1) деформации и смещения, которые влияют:
 - на внешний вид несущей конструкции и хорошее самочувствие пользователей;
 - на функции несущей конструкции (включая работу машин и оборудования) или вызывают повреждения облицовок, покрытий или ненесущих элементов конструкции;
- 2) вибрации, вызывающие у людей неприятные физические ощущения или ограничивающие функциональную способность несущей конструкции;
- 3) повреждения, которые предположительно отрицательно влияют на внешний вид, долговечность или функциональную способность несущей конструкции;
- 4) дополнительные положения по критериям эксплуатационной пригодности могут быть приведены в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999.

Кроме того, при расчете по эксплуатационной пригодности необходимо учитывать указания Приложения А СН РК EN 1990:

- а) частные коэффициенты безопасности воздействий определяются по СН РК EN 1991 и СН РК EN 1993, если в не установлено другое, то для предельного состояния эксплуатационной пригодности следует применять частные коэффициенты безопасности 1,0;
- б) расчетные значения воздействий, применяемые для сочетаний воздействий при подтверждении эксплуатационной пригодности, определять по Таблице 9.1;

Таблица 9.1 - Расчетные значения воздействий, применяемые для сочетаний воздействий при подтверждении эксплуатационной пригодности (см. Таблица А.1.4 СН РК EN 1990)

Сочетание	Постоянные воздействия G_d		Переменные воздействия Q_d	
	неблагоприятные	благоприятные	доминирующие	прочие
Нормативное	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Частное	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Практически постоянное	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

в) учитывать критерии эксплуатационной пригодности:

1) предельные состояния эксплуатационной пригодности в наземном строительстве должны определяться критериями, например, жесткость перекрытий и покрытий, разница высот в стыках перекрытий, смещение этажей или зданий. Критерии жесткости могут быть выражены как ограничения деформации или пределы колебаний. Критерии смещений могут быть выражены ограничением боковых смещений;

2) критерии эксплуатационной пригодности следует устанавливать в каждом проекте согласно требованиям к эксплуатации и согласовывать с заказчиком. Однако, критерии эксплуатационной пригодности могут устанавливаться в Национальном Приложении;

3) критерии эксплуатационной пригодности для деформаций и колебаний следует устанавливать:

- в зависимости от запланированной эксплуатации;
- в сочетании с требованиями к эксплуатации (см. Подраздел 3.4 СН РК EN 1990);
- независимо от строительного материала для элементов конструкции.

9.2 Ограничения при расчете зданий по вертикальным деформациям (прогибам)

Согласно Пункту 7.2.1 СН РК EN 1993-1-1, предельные значения по вертикальным деформациям следует устанавливать для каждого конкретного проекта и согласовывать с заказчиком. Однако по НП.2.21 СН РК EN 1993-1-1: «Предельные значения вертикальных прогибов могут быть применены по соответствующим нормативам, действующим в РК на момент проектирования».

При расчете вертикальных деформаций необходимо использовать указания Пункта А.1.4 СН РК EN 1990 и Рисунка 9.1:

а) согласно требованиям по Подразделу 3.4(1) СН РК EN 1990 к эксплуатационной пригодности прогибы и боковые смещения для определяющих сочетаний воздействий по Формулам (6.14a) – (6.16b) СН РК EN 1990 следует рассчитывать методами, указанными в СН РК EN 1993. При расчетах необходимо учитывать различие обратимых и необратимых предельных состояний;

б) определение составляющих полного прогиба показано на Рисунке 9.1.

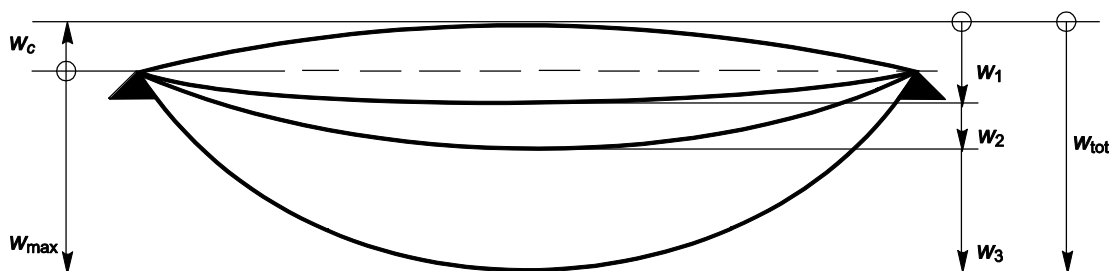


Рисунок 9.1 - Определение прогибов (см. Рисунок А.1.1 СН РК EN 1990)

w_c - выгиб, обусловленный конструкцией поддона формы;

w_1 - величина прогиба вследствие постоянной нагрузки в сочетании воздействий по Формулам (6.14a) – (6.16b) СН РК EN 1990;

w_2 - приращение прогиба вследствие длительного действия постоянной нагрузки;

w_3 - величина прогиба вследствие переменного воздействия в сочетании воздействий по Формулам (6.14a) – (6.16b) СН РК EN 1990;

w_{tot} - общий прогиб как сумма w_1 , w_2 и w_3 ;

w_{max} - остаточный прогиб, за исключением выгиба.

в) прогибы, которые могут привести к ограничениям эксплуатации строения или ограничениям несущей способности конструкции, части здания или ненесущих элементов конструкции (например, перегородок, облицовок), следует определять с учетом воздействий, которые возникают после изготовления строения или его части. Указания по применению Формул (6.14a) – (6.16b) приведены в Пункте 6.5.3 СН РК EN 1990 и СН РК EN 1993;

г) если критерием пригодности к нормальной эксплуатации является внешний вид несущей конструкции, то необходимо применять практически постоянное сочетание согласно Формуле (6.16b) СН РК EN 1990;

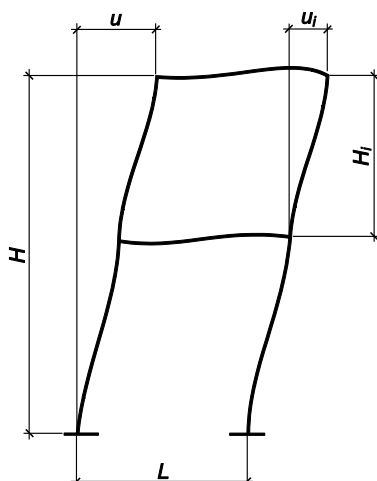
д) при определении условий комфортности пользователей или устойчивой работы механизмов необходимо установить определяющие переменные нагрузки;

е) при необходимости следует рассчитать длительные воздействия вследствие усадки, релаксации или ползучести с применением постоянных воздействий и практически постоянной доли переменных воздействий.

9.3 Ограничения при расчете зданий по горизонтальным деформациям (перемещениям)

Согласно Пункту 7.2.2 СН РК EN 1993-1-1, предельные значения по горизонтальным деформациям следует устанавливать для каждого конкретного проекта и согласовывать с заказчиком. Однако по НП.2.23 СН РК EN 1993-1-1: «Предельные значения горизонтальных перемещений могут быть применены по соответствующим нормативам, действующим в РК на момент проектирования».

При расчете горизонтальных деформаций необходимо использовать указания Пункта А.1.4.3(7) СН РК EN 1990 и Рисунка 9.2.



u - общее горизонтальное перемещение здания по высоте здания H ;
 u_i - горизонтальное перемещение этажа по высоте этажа H_i

**Рисунок 9.2 - Определение горизонтальных перемещений
 (см. Рисунок A.1.2 СН РК EN 1990)**

9.4 Ограничения при расчете зданий по динамическим эффектам (колебаниям)

Расчет зданий или отдельных его конструкций на ограничение колебаний необходим не только для исключения дискомфорта людей, но и для функциональной пригодности самого здания или отдельных его элементов.

Согласно Пункту 7.2.3 СН РК EN 1993-1-1, предельные значения показателей вибрации следует устанавливать для каждого конкретного проекта и согласовывать с заказчиком. Однако по НП.2.24 СН РК EN 1993-1-1: «Предельные значения виброперемещений, виброскорости и виброускорения могут быть применены по соответствующим нормативам, действующим в РК на момент проектирования».

При расчете предельных значений показателей вибрации необходимо использовать указания Пункта A.1.4.4 СН РК EN 1990:

а) колебания здания или его части при эксплуатации следует проверять с учетом следующих факторов:

- удовлетворительное самочувствие пользователей;
- функциональная пригодность несущей конструкции или ее частей (например, образование трещин в перегородках, повреждение фасада, восприимчивость к наличию оборудования или инвентаря);
- другие влияния следует согласовывать с заказчиком в каждом отдельном случае.

б) эксплуатационная пригодность при колебаниях может достигаться за счет того, что частота собственных колебаний несущей конструкции или элемента конструкции будет выше пределов, которые зависят от возбуждения колебаний при эксплуатации, значения которых согласовываются с заказчиком и/или компетентным ведомством;

в) если частота собственных колебаний несущей конструкции или элемента конструкции ниже предельных значений, необходимо провести более точный динамический

расчет с учетом амортизации. Дальнейшие указания приведены в СН РК EN 1991-1-1, СН РК EN 1991-1-4 и ИСО 10137;

г) механизмами возбуждения колебаний могут быть, например, бег или синхронизированные движения людей, работа машин и механизмов, движение транспорта или ветровые нагрузки. Механизмы возбуждения должны согласовываться с заказчиком в каждом отдельном случае.

ПРИМЕР 28. Расчет по определению предельного прогиба стальной прокатной балки

Исходные данные: определить предельный прогиб стальной прокатной балки длиной 5,0 метров, на которую действует равномерно распределённая нагрузка $f_k = 30,0 \text{ кН/м}$ (см. Рисунок 9.3). Балка - прокатный профиль IPE 400. Материал балки - сталь марки S275 с номинальным пределом текучести $f_y = 275 \text{ Н/мм}^2$.

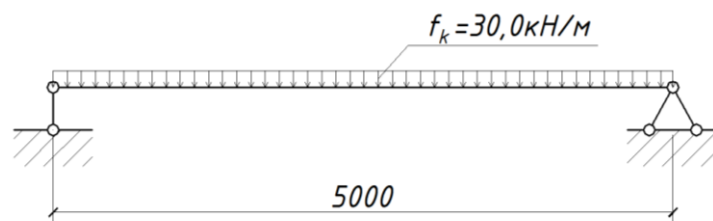


Рисунок 9.3 - Схема балки

2 Определение прогиба

При действии равномерно распределенной нагрузки предельный прогиб однопролетной балки определяется по формуле:

$$w = \frac{5}{384} \times \frac{f_k \times L^4}{E \times I} = \frac{5 \times 30 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 231,3 \times 10^6} \approx 5,0 \text{ мм}$$

Таким образом, балка из прокатного профиля IPE 400 длиной 5,0 метров при действии равномерно распределённой нагрузки $f_k = 30,0 \text{ кН/м}$ будет иметь предельный прогиб, равный $w = 5,0 \text{ мм}$.

10 ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ k_{ij}

10.1 Общие положения

Для проверки несущей способности по устойчивости элементов конструкций постоянного поперечного сечения подверженных совместному действию сжатия и изгиба (см. Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1) используется условие прочности по Формулам (6.61) и (6.62) СН РК EN 1993-1-1. Данные два условия зависят от значений коэффициентов k_{yy} , k_{yz} и k_{zy} , k_{zz} соответственно.

СН РК EN 1993-1-1 дает два альтернативных метода по определению данных коэффициентов. Первый метод описан в Приложении А, а второй - в Приложении В СН РК EN 1993-1-1. Указания по выбору метода определения коэффициентов взаимодействия k_{ij} даны в примечании 2 Подпункта 6.3.3(4) СН РК EN 1993-1-1: «Выбор между альтернативными методами 1 и 2 может быть сделан в Национальном Приложении». Согласно НП.2.19 СН РК EN 1993-1-1, рекомендуется альтернативный метод 2, Приложение В, СН РК EN 1993-1-1. Альтернативный метод 1, Приложение А, СН РК EN 1993-1-1:2005, допускается применять индивидуально для конкретного проекта.

10.2 Альтернативный метод 1 (см. Приложение А СН РК EN 1993-1-1)

Данный метод основан на теории потери устойчивости в плоскости, которая учитывает влияние деформаций конструкции (теория второго порядка). Метод определения коэффициентов взаимодействия k_{ij} учитывает класс поперечного сечения элемента и его физико-механические свойства.

Основные формулировки, а также широкий набор вспомогательных обозначений, для определения взаимодействия факторов с использованием метода 1 приведены в Таблице 10.1 настоящего пособия.

Таблица 10.1 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij}

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
k_{yy}	$C_{m,y} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,y} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}}$

Таблица 10.1 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} (продолжение)

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
k_{yz}	$C_{m,z} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,z} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{yz}} \cdot 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{m,y} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{m,y} C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{m,z} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{m,z} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}}$
Вспомогательные обозначения:		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,5$ $C_{m,y} - \text{см. таблицу A.2}$ $a_{LT} = 1 - \frac{l_T}{l_y} \geq 0$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}},$ <p style="text-align: center;">где $b_{LT} = 0,5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} ;$</p> $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \frac{C_{m,z}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \cdot \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}},$ <p style="text-align: center;">где $c_{LT} = 10 a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} ;$</p> $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{m,y}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}},$ <p style="text-align: center;">где $d_{LT} = 2 a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{m,z} M_{pl,z,Rd}} ;$</p> $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{m,z}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1,6}{w_z} C_{m,z}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}},$ <p style="text-align: center;">где $e_{LT} = 1,7 a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{m,y} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} ;$</p>	

Таблица 10.1 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} (продолжение)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases};$$

$\bar{\lambda}_0$ - условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба при постоянном значении изгибающего момента по длине элемента, т. е. $\psi_y = 1,0$ в таблице А.2;

$\bar{\lambda}_{LT}$ - условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба.

Если
$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}: \quad C_{m,y} = C_{m,y,0},$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0},$$

$$C_{m,LT} = 1,0;$$

если
$$\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}: \quad C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}},$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0},$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1.$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{— для сечений классов 1, 2 и 3;}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{— для сечений класса 4,}$$

где $N_{cr,y}$ - критическая сила плоской формы потери устойчивости относительно оси $y - y$ в упругой стадии;

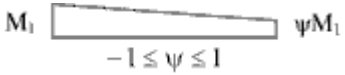
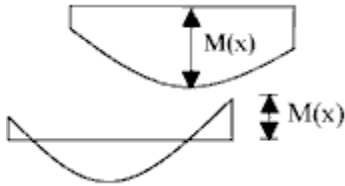
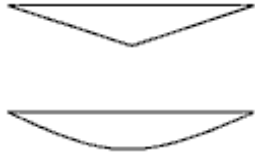
$N_{cr,z}$ - критическая сила плоской формы потери устойчивости относительно оси $z - z$ в упругой стадии;

$N_{cr,T}$ - критическая сила для крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии;

I_T - момент инерции поперечного сечения при свободном кручении (постоянная Сен-Венана);

I_y - момент инерции сечения относительно оси $y - y$.

Таблица 10.2 - Коэффициент $C_{m,i,0}$ перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов (см. Таблицу А.2 СН РК EN 1993-1-1)

Эпюра моментов	$C_{m,i,0}$
	$C_{m,i,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36 \cdot (\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{m,i,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 E I_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}},$ <p>где $M_{i,Ed}(x)$ — максимальный момент $M_{y,Ed}$ или $M_{z,Ed}$; δ_x — максимальный прогиб элемента по его длине</p>
	$C_{m,i,0} = 1 - 0,18 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $C_{m,i,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

10.3 Альтернативный метод 2 (см. Приложение В СН РК EN 1993-1-1)

Как описывалось выше, для проверки устойчивости сжато-изгибаемых элементов необходимо выполнить требования Пункта 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1.

Альтернативный метод 2 является рекомендованным методом для определения коэффициентов взаимодействия k_{yy}, k_{yz} и k_{zy}, k_{zz} , которые используются в Формулах (6.61) и (6.62) СН РК EN 1993-1-1 (см. НП.2.19 СН РК EN 1993-1-1).

Данный метод определения коэффициентов взаимодействия k_{ij} , как правило, более простой при расчете, чем альтернативный метод 1.

Основные формулировки для определения коэффициентов взаимодействия k_{ij} даны в Таблице 10.1 для элементов, не чувствительных к деформациям кручения, и в Таблице 10.2 для элементов, чувствительных к деформациям кручения.

При расчете коэффициентов взаимодействия k_{ij} по Таблицам 10.3 и 10.4 необходимо знать значения вспомогательных коэффициентов $C_{m,y}$, $C_{m,z}$ и $C_{m,LT}$, которые зависят от формы эпюры изгибающего момента. Данные коэффициенты определяются по таблице 10.5.


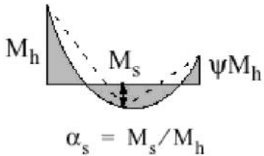
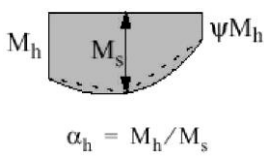
Таблица 10.3 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, не чувствительных к деформациям кручения (см. Таблица В.1 СН РК EN 1993-1-1)

Коэффициенты взаимодействия	Тип сечения	Расчетные предпосылки	
		Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
k_{yy}	Двутавровые, прямоугольные замкнутые	$C_{m,y} \cdot \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{m,y} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m,y} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{m,y} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	Двутавровые, прямоугольные замкнутые	k_{zz}	$0,6k_{zz}$
k_{zy}	Двутавровые, прямоугольные замкнутые	$0,8k_{yy}$	$0,6k_{yy}$
k_{zz}	Двутавровые	$C_{m,z} \cdot \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{m,z} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{m,z} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{m,z} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Прямоуголь- ные замкнутые		$C_{m,z} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{m,z} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Для двутавровых и прямоугольных замкнутых сечений, подверженных действию осевого сжатия и плоского изгиба $M_{y,Ed}$, коэффициент k_{zy} может быть принят равным нулю.			

Таблица 10.4 - Коэффициенты взаимодействия k_{ij} для элементов, чувствительных к деформациям кручения (см. Таблица В.2 СН РК EN 1993-1-1)

Коэффициенты взаимодействия	Расчетные предпосылки	
	Упругие свойства поперечного сечения класс 3, класс 4	Пластические свойства поперечного сечения класс 1, класс 2
k_{yy}	k_{yy} из таблицы В.1	k_{yy} из таблицы В.1
k_{yz}	k_{yz} из таблицы В.1	k_{yz} из таблицы В.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$ <p>для $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{m,LT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} из таблицы В.1	k_{zz} из таблицы В.1

Таблица 10.5 — Коэффициенты C_m перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов (см. Таблица В.3 СН РК EN 1993-1-1)

Эпюра моментов	Границы	C _{m,y} , C _{m,z} и C _{m,LT}		
		Распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка	
	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,6 + 0,4 ψ ≥ 0,4		
	0 ≤ α _s ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,2 + 0,8 α _s ≥ 0,4	0,2 + 0,8α _s ≥ 0,4
	-1 ≤ α _s < 0	0 ≤ ψ ≤ 1	0,1 - 0,8α _s ≥ 0,4	-0,8α _s ≥ 0,4
	0	-1 ≤ ψ < 0	0,1 · (1 - ψ) - 0,8 α _s ≥ 0,4	0,2(-ψ) - 0,8α _s ≥ 0,4
	0 ≤ α _h ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α _h	0,90 + 0,10α _h
	-1 ≤ α _h < 0	0 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α _h	0,90 + 0,10α _h
	0	-1 ≤ ψ < 0	0,95 + 0,05α _h · (1 + 2 ψ)	0,90 - 0,10α _h · (1 + 2 ψ)

Для элементов, подверженных потере устойчивости, коэффициенты C_m следует принимать соответственно C_{m,y} = 0,9 или C_{m,z} = 0,9.

C_{m,y}, C_{m,z} и C_{m,LT} следует определять в соответствии с эпюрой изгибающего момента между соответствующими точками раскрепления следующим образом:

коэффициент C _m	изгиб относительно оси	направление раскрепления
C _{m,y}	y – y	z – z
C _{m,z}	z – z	y – y
C _{m,LT}	y – y	y – y.

11 ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ

11.1 Общие положения

Приложение АВ СН РК EN 1993-1-1 разделено на два подраздела, содержащие дополнительную информацию для учета нелинейных свойств материалов при расчете строительных конструкций из металла.

Так же данное Приложение содержит упрощенную информацию для проектирования неразрезных балок пола. Кроме того, отмечается, что Приложение предназначено для последующего внесения в СН РК EN 1990 (см. Примечание 2 Приложения АВ СН РК EN 1993-1-1).

11.2 Статический расчет с учетом нелинейных свойств материалов

Согласно Подразделу АВ.1 СН РК EN 1993-1-1, влияние нелинейных свойств материалов на распределение усилий в строительных конструкции возможно установить ите-

рациональным расчетом (методом подбора) на соответствующие расчетные ситуации, но при итерационном расчете постоянные или временные нагрузки должны прикладываться пропорционально.

11.3 Упрощенные предпосылки расчета неразрезных балок перекрытий

Подраздел АВ.2 СН РК EN 1993-1-1 предоставляет две упрощенные процедуры по сочетанию нагрузок на неразрезные балки перекрытий (без консолей), которые воспринимают преимущественно равномерно распределенные нагрузки:

- расчетная постоянная нагрузка ($\gamma_G G_k$) действует во всех пролетах, а расчетная временная нагрузка ($\gamma_Q Q_k$) - через пролет;
- расчетная постоянная нагрузка ($\gamma_G G_k$) действует во всех пролетах, а расчетная временная нагрузка ($\gamma_Q Q_k$) - в любых двух смежных пролетах.

12 ПОТЕРЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ

12.1 Общие положения

Приложение ВВ СН РК EN 1993-1-1 посвящено потере устойчивости элементов конструкций зданий из стали. Данное Приложение состоит из трех основных частей:

- потеря устойчивости плоской формы элементов конструкции с треугольной и раскосной формой решеткой;
- сплошные раскрепления от бокового смещения и от кручения;
- устойчивая длина элемента (при потере устойчивости из плоскости) между смежными точками раскрепления, где возможно образование пластического шарнира.

12.2 Потеря устойчивости плоской формы элементов конструкции с треугольной и раскосной формой решеткой

12.2.1 Основная информация

Подраздел ВВ.1 СН РК EN 1993-1-1 дает указания по определению расчетных длин потери устойчивости, как в плоскости, так и из плоскости элемента при статическом расчете плоских ферм.

Согласно Пункту ВВ.1.1 СН РК EN 1993-1-1, расчетную длину элемента L_{cr} ветвей и стержней решетки при потере устойчивости из плоскости можно принимать равной конструктивной длине L , если меньшее значение не обосновано соответствующим расчетом. Также необходимо учитывать требования Пункта ВВ.1.3 СН РК EN 1993-1-1.

Расчетную длину L_{cr} ветви двутаврового сечения можно принимать равной $0,9L$ в плоскости фермы и $1,0L$ из ее плоскости, если меньшее значение не обосновано соответствующим расчетом.

Расчетная длина стержней решетки в плоскости конструкции может быть принята меньше конструктивной длины, при условии, что ветви обеспечивают соответствующее их защемление на концах, а концевые соединения стержней, в свою очередь, обеспечивают соответствующее жесткое крепление (по крайней мере, два болта в болтовом соединении).

Таким образом, при всех перечисленных условиях расчетную длину L_{cr} элементов решетки ферм в их плоскости можно принимать равной $0,9L$, за исключением элементов из одиночных уголков (см. Пункт ВВ.1.2 СН РК EN 1993-1-1).

12.2.2 Элементы решетки из уголкового профиля

Согласно Пункту ВВ.1.2 СН РК EN 1993-1-1, если ветви обеспечивают соответствующее защемление концов элементов решетки, а концевые соединения стержней обеспечивают соответствующее жесткое крепление (по крайней мере, два болта в болтовом соединении), то эксцентриситетом можно пренебречь и стержни решетки рассчитываются как сжатые элементы. Эффективная условная гибкость может быть определена по Формуле (12.1) СН РК EN 1993-1-1:

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{\text{eff},v} &= 0,35 + 0,7\bar{\lambda}_v & \text{ - при проверке устойчивости относительно оси } v - v; \\ \bar{\lambda}_{\text{eff},y} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_y & \text{ - при проверке устойчивости относительно оси } y - y; \\ \bar{\lambda}_{\text{eff},z} &= 0,50 + 0,7\bar{\lambda}_z & \text{ - при проверке устойчивости относительно оси } z - z,\end{aligned}\quad (12.1)$$

где $\bar{\lambda}$ определена в Подпункте 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1.

Но если концевые соединения элементов решетки выполнены только одним болтом, следует учитывать эксцентриситет согласно Пункту 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1, а расчетную длину L_{cr} следует принимать равной конструктивной длине $1,0L$.

12.2.3 Элементы из профилей замкнутого сечения

Согласно Пункту ВВ.1.3 СН РК EN 1993-1-1, расчетную длину L_{cr} ветвей из профилей замкнутого сечения можно принимать равной $0,9L$ как в плоскости, так и из плоскости фермы (где L - это конструктивная длина в соответствующей плоскости). Конструктивная длина в плоскости - это расстояние между узлами фермы. Конструктивная длина из плоскости - это расстояние между боковыми раскреплениями, если меньшее значение не обосновано соответствующим расчетом.

Расчетную длину L_{cr} элементов решетки из профилей замкнутого сечения с болтовыми соединениями можно принимать равной $1,0L$ как в плоскости, так и из плоскости фермы.

Для ферм с параллельными поясами из профиля замкнутого сечения, для которых отношение диаметров (круглой трубы) или отношение поперечных размеров сечения (прямоугольной трубы, квадратной трубы) элементов решетки и поясов $\beta < 0,6$, расчетную длину L_{cr} стержня решетки без подрезки или сплющивания его торцов, приваренных по

периметру к поясам из профиля замкнутого сечения, в общем случае можно принимать равной **0,75L**, как в плоскости, так и из плоскости фермы, если меньшее значение не обосновано соответствующим расчетом.

Согласно НП.3.4 СН РК EN 1993-1-1: «Приложение ВВ может быть использовано». Это значит, что дополнительных расчетов по определению расчетной длины потери устойчивости не требуется.

12.3 Сплошные раскрепления от бокового смещения и от кручения

12.3.1 Общие положения

Подраздел ВВ.2 СН РК EN 1993-1-1 посвящен условиям устойчивости элементов конструкции, которые раскреплены по всей своей длине. В качестве сплошного раскрепления может выступать монолитное бетонное перекрытие с несъемной опалубкой из профилированного металлического листа. Согласно Подраздел ВВ.2 СН РК EN 1993-1-1, устойчивость элементов конструкции при сплошном раскреплении выражается через сдвиговую жесткость S (при боковом смещении) и через крутильную жесткость $C_{v,k}$ (при кручении).

12.3.2 Сплошные раскрепления от бокового смещения

Если профилированный настил (с трапецидальными гофрами) в соответствии с EN 1993-1-3 соединен со сжатой полкой балки и выполняется условие Формулы (12.2) СН РК EN 1993-1-1, то балку можно рассматривать как раскрепленную от бокового смещения в плоскости настила:

$$S \geq \left(EI_w \cdot \frac{\pi^2}{L^2} + GI_t + EI_z \cdot \frac{\pi^2}{L^2} 0,25h^2 \right) \frac{70}{h^2}, \quad (12.2)$$

где S - сдвиговая жесткость (на единицу длины балки), обеспеченная креплением профилированного настила к балке в каждой волне, при деформации балки в плоскости настила;

I_w - секториальный момент инерции поперечного сечения;

I_t - момент инерции поперечного сечения при свободном кручении;

I_z - момент инерции поперечного сечения относительно второстепенной оси поперечного сечения;

L - длина балки;

h - высота балки.

Если профилированный настил прикреплен к балке через волну, сдвиговую жесткость следует принимать равной **0,20S**.

12.3.3 Сплошные раскрепления от кручения

Согласно Примечанию Подпункта ВВ.2.1(1)В СН РК EN 1993-1-1, Формулу (12.2) СН РК EN 1993-1-1 можно также использовать для определения поперечной устойчивости полок балки, соединенных с другими типами настила, а не только с трапецидальным профилированным настилом, при условии, что их соединения обоснованы соответственным расчетом.

Балка может рассматриваться как достаточно раскрепленная от кручения, если:

$$C_{\vartheta,k} > \frac{M_{pl,k}^2}{EI_z} \cdot K_{\vartheta} K_{\psi}, \quad (12.3)$$

где $C_{\vartheta,k}$ - крутильная жесткость (на единицу длины балки), при непрерывном раскреплении сплошной средой (например, диском покрытия) или связями;

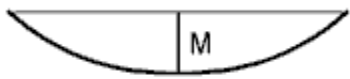



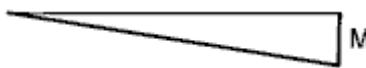
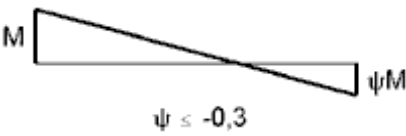
$K_{\psi} = 0,35$ - для упругого расчета;

$K_{\psi} = 1,00$ - для пластического расчета;

K_{ϑ} - коэффициент, учитывающий распределение моментов, Таблица 12.1, и тип опорных закреплений;

$M_{pl,k}$ - нормативное значение пластического момента балки.

Таблица 12.1 - Коэффициент K_{ϑ} , учитывающий распределение моментов и тип опорных закреплений

Случай	Эпюра моментов	Не закрепленные от смещения	Закрепленные от смещения
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2б			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5		1,0	0,7

Крутильную жесткость, обеспеченную устойчивой сплошной конструкцией, можно определить по формуле:

$$\frac{1}{C_{\vartheta,k}} > \frac{1}{C_{\vartheta,R,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta,C,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta,D,k}}, \quad (12.4)$$

где $C_{\vartheta,R,k}$ - крутильная жесткость (на единицу длины балки), обеспеченная устойчивой сплошной конструкцией, жестко соединенной с балкой;

$C_{\vartheta,C,k}$ - крутильная жесткость (на единицу длины балки) объединительных деталей между балкой и устойчивой сплошной конструкцией;

$C_{\vartheta,D,k}$ - крутильная жесткость (на единицу длины балки), обусловленная деформациями искривления поперечного сечения балки, в которой сжатая полка балки свободна; если сжатая полка закреплена или деформациями искривления поперечного сечения можно пренебречь (например, для прокатных профилей), $C_{\vartheta,D,k} = \infty$.

Дополнительную информацию по сплошным раскреплениям от кручения см. СН РК EN 1993-1-3.

12.4 Устойчивая длина элемента (при потере устойчивости из плоскости) между смежными точками раскрепления, где возможно образование пластического шарнира

12.4.1 Элементы постоянного сечения из прокатных или эквивалентных им сварных профилей

12.4.1.1 Устойчивая длина между смежными точками бокового раскрепления

Учитывать потерю устойчивости плоской формы изгиба не следует, если длина L участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным сечением, раскрепленным от бокового смещения, меньше L_m :

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A I_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}}, \quad (12.5)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающего усилия в элементе [Н];

A - площадь поперечного сечения элемента [мм²];

$W_{pl,y}$ - пластический момент сопротивления сечения элемента;

I_t - момент инерции поперечного сечения при свободном кручении;

f_y - предел текучести [Н/мм²];

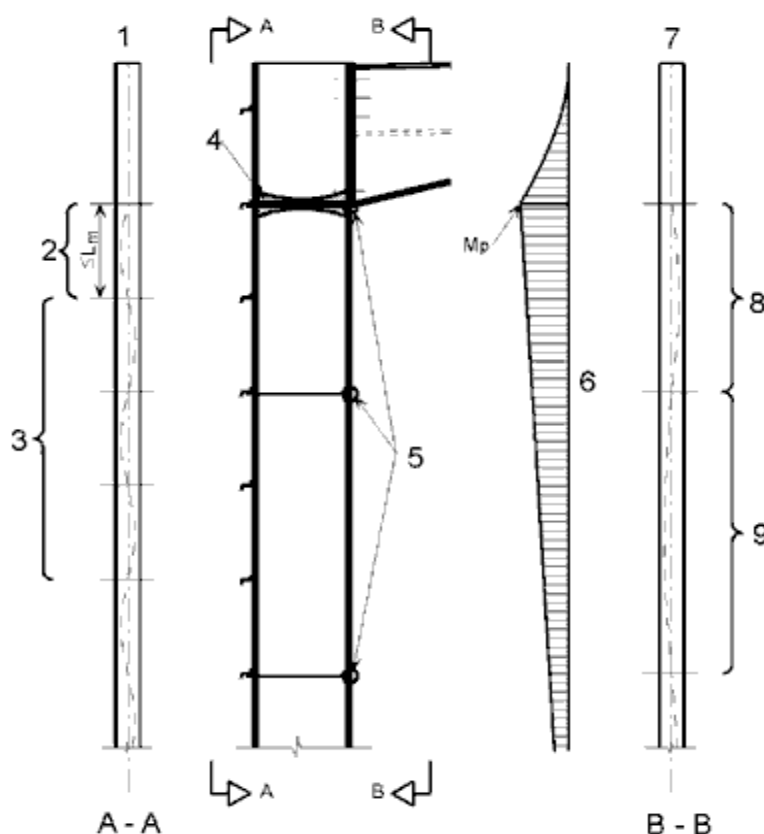
C_1 - коэффициент, учитывающий распределение моментов и зависящий от нагрузки и условия опирания, принимаемый по справочной литературе при условии, что элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5, и в конце участка раскреплен:

- от бокового смещения сжатой полки, где одна из полок сжата по всей длине участка;

- от кручения;

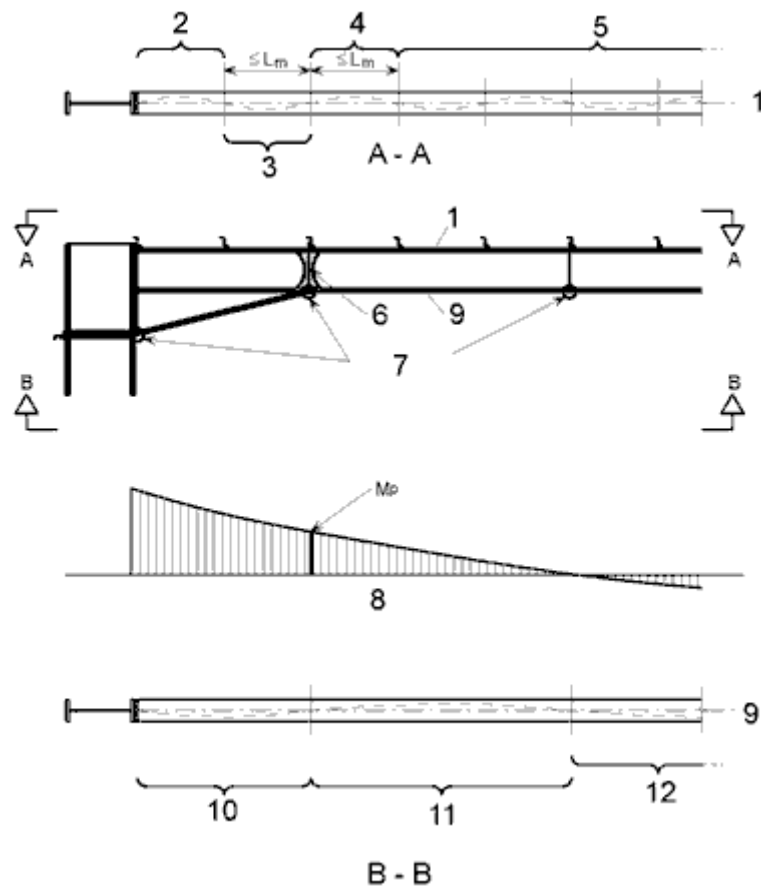
- от бокового смещения концов участка и от кручения элемента на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_s , Рисунки 12.1, 12.2 и 12.3.

Но устойчивая длина L_s всегда больше, чем устойчивая длина L_m .



1 — растянутая полка; 2 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. Пункт ВВ.3.1.1); 3 — упругая зона (см. 6.3); 4 — пластический шарнир; 5 — раскрепление; 6 — эпюра изгибающих моментов; 7 — сжатая полка; 8 — пластическая зона с раскрепленным растянутым поясом, устойчивая длина равна L_s (см. Пункт ВВ.3.1.2, Формулу (ВВ.7) или (ВВ.8)); 9 — упругая зона с закрепленной растянутой полкой (см. 6.3)
 χ и χ_{LT} из формул для определения N_{cr} и M_{cr} с учетом раскрепления растянутой полки

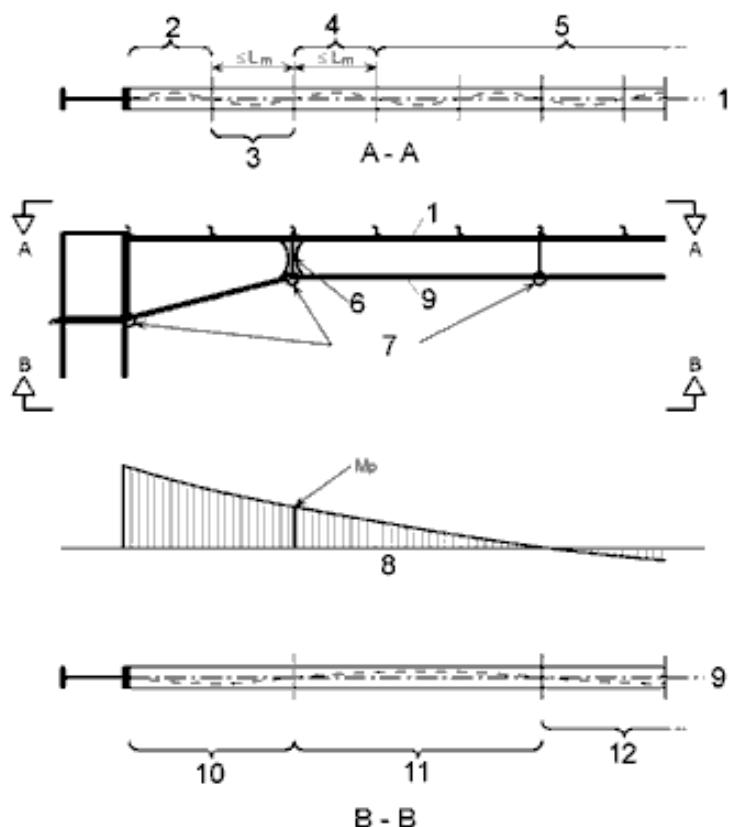
Рисунок 12.1 - К проверке элементов без вутов



1 — растянутая полка; 2 — упругая зона (см. 6.3); 3 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. Пункт ВВ.3.2.1) или без него (см. Пункт 6.3.5.3(2)В); 4 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см ВВ.3.1.1); 5 — упругая зона (см. 6.3); 6 — пластический шарнир; 7 — раскрепление; 8 — эпюра изгибающих моментов; 9 — сжатая полка; 10 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2) или без него (см. 6.3.5.3(2)В); 11 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.1.2); 12 — упругая зона (см. 6.3)

χ и χ_{LT} из формул для определения N_{cr} и M_{cr} с учетом раскрепления растянутой полки

Рисунок 12.2 — К проверке элемента с трехпоясным вутом



1 — растянутая полка; 2 — упругая зона (см. 6.3); 3 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2.1); 4 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.1.1); 5 — упругая зона (см. 6.3); 6 — пластический шарнир; 7 — раскрепление; 8 — эпюра изгибающих моментов; 9 — сжатая полка; 10 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.2); 11 — устойчивая длина участка с пластическим шарниром (см. ВВ.3.1.2); 12 — упругая зона (см. 6.3)

χ и χ_{LT} из формул для определения N_{cr} и M_{cr} с учетом закрепления растянутой полки

Рисунок 12.3 — К проверке элемента с двухпоясным вутом

12.4.1.2 Устойчивая длина между раскреплениями от кручения

Устойчивость плоской формы изгиба элемента, подверженного действию постоянного момента, обеспечена, если длина L участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения меньше L_k и соблюдаются следующие условия:

- элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5;
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения, расположенных на участке между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_m , см. ВВ.3.1.1, где:

$$L_k = \frac{\left(5,4 + \frac{600f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right) i_z}{\sqrt{5,4 \cdot \left(\frac{f_y}{E}\right) \cdot \left(\frac{h}{t_f}\right)^2 - 1}}. \quad (12.6)$$

Устойчивость плоской формы изгиба элемента, подверженного действию линейно изменяющегося момента и осевого сжатия, обеспечена, если длина L участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения меньше L_s и соблюдаются следующие условия:

- элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5;
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения, расположенных на участке между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_m , см. ВВ.3.1.1:

$$L_s = \sqrt{C_m} \cdot L_k \cdot \left(\frac{M_{pl,y,Rk}}{M_{N,y,Rk} + aN_{Ed}} \right), \quad (12.7)$$

где C_m - поправочный коэффициент для линейно изменяющегося момента, см. ВВ.3.3.1;

a - расстояние между центром тяжести сечения элемента с пластическим шарниром и центром тяжести сечения элемента раскрепления;

$M_{pl,y,Rk}$ - нормативное значение изгибающего момента по несущей способности поперечного сечения в пластической стадии относительно оси $y - y$;

$M_{N,y,Rk}$ - нормативное значение изгибающего момента по несущей способности поперечного сечения в пластической стадии относительно оси $y - y$, уменьшенное из-за действия осевой силы N_{Ed} .

(1)В Устойчивость плоской формы изгиба элемента, подверженного действию нелинейно изменяющегося момента и осевого сжатия, обеспечена, если длина L участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения меньше L_s и соблюдаются следующие условия:

- элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5;
- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения, расположенных на участке между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_m , см. ВВ.3.1.1,

$$L_s = \sqrt{C_n} \cdot L_k, \quad (12.8)$$

где C_n - поправочный коэффициент для нелинейно изменяющегося момента, см. ВВ.3.3.2, см. Рисунки 12.1, 12.2 и 12.3.

12.4.2 Вуты или элементы переменной высоты, выполненные из прокатных или эквивалентных сварных двутавровых профилей

12.4.2.1 Устойчивая длина между смежными точками бокового раскрепления

Устойчивость плоской формы изгиба элемента обеспечена, если длина L участка элемента между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от бокового смещения меньше L_m :

- для трехпоясных вут (см. Рисунок 12.2):

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad (12.9)$$

- для двухпоясных вут (см. Рисунок 12.3):

$$L_m = 0,85 \cdot \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{A}\right) + \frac{1}{756C_1^2} \cdot \left(\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}\right) \cdot \left(\frac{f_y}{235}\right)^2}} \quad (12.10)$$

где N_{Ed} - расчетное значение сжимающего усилия в элементе, Н;

$\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$ - максимальное значение на участке;

A - площадь поперечного сечения в месте, где величина $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$ принимает максимальное значение в элементе переменной высоты [мм²];

$W_{pl,y}$ - пластический момент сопротивления сечения элемента;

I_t - момент инерции поперечного сечения элемента при свободном кручении;

f_y - предел текучести [Н/мм²];

i_z - минимальное значение радиуса инерции сечения элемента при условии, что элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5 и в конце участка раскреплен:

- от бокового смещения сжатой полки, где одна из полок сжата по всей длине участка,
- или от кручения,
- или от бокового смещения концов участка и от кручения элемента на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_s .

12.4.2.2 Устойчивая длина между раскреплениями от кручения

Устойчивость плоской формы изгиба элемента переменной высоты с полками постоянного сечения обеспечена, если длина L участка элемента, подверженного осевому сжатию и изгибу с линейно или нелинейно изменяющимся моментом, между раскрепленным сечением пластического шарнира и смежным раскреплением от кручения меньше L_s и соблюдаются следующие условия:

- элемент раскреплен в пластическом шарнире согласно 6.3.5;

- имеется одно или более промежуточных раскреплений от бокового смещения, расположенных на участке между раскреплениями от кручения на расстоянии, удовлетворяющем требованиям для L_m , см. ВВ.3.2.1:

- для трехпоясных вутов (см. Рисунок 12.2):

$$L_s = \frac{\sqrt{C_n} \cdot L_k}{c}; \quad (12.11)$$

- для двухпоясных вутов (см. Рисунок 12.3):

$$L_s = 0,85 \cdot \frac{\sqrt{C_n} \cdot L_k}{c}; \quad (12.12)$$

где L_k - устойчивая длина, определенная для элемента с постоянным поперечным сечением, равным минимальному сечению элемента переменной высоты, см. ВВ.3.1.2;

C_n - см. ВВ.3.3.2;

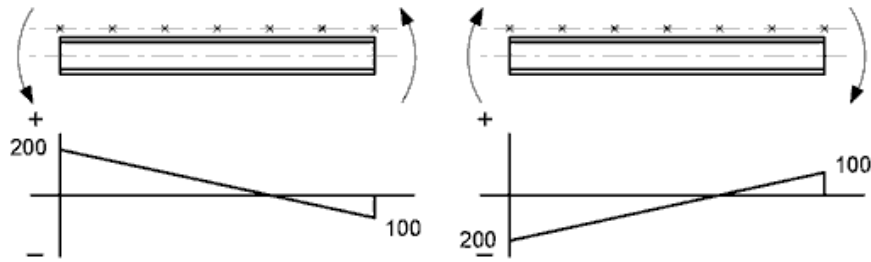
c - коэффициент сужения, определенный в ВВ.3.3.3.

12.4.3 Поправочные коэффициенты для переменного момента в элементах, раскрепленных от бокового смещения в растянутой полке

12.4.3.1 Линейное изменение момента

Поправочный коэффициент C_m можно определить по формуле:

$C_m = \frac{1}{B_0 + B_1 \beta_t + B_2 \beta_t^2},$		(ВВ.13)
где	$B_0 = \frac{1+10\eta}{1+20\eta};$	
	$B_1 = \frac{5\sqrt{\eta}}{\pi + 10\sqrt{\eta}};$	
	$B_2 = \frac{0,5}{1 + \pi\sqrt{\eta}} - \frac{0,5}{1 + 20\eta},$	
здесь	$\eta = \frac{N_{cr,E}}{N_{cr,T}};$	
$N_{cr,E} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_t^2};$		
$N_{cr,T}$ - критическая сила крутильной формы потери устойчивости в упругой стадии для двутавровых профилей, с раскреплением обоих полков от бокового смещения и от кручения на расстоянии L_t и промежуточным раскреплением от бокового смещения растянутой полки на этом участке:		
$N_{cr,T} = \frac{1}{i_s^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 E I_z a^2}{L_t^2} + \frac{\pi^2 E I_w}{L_t^2} + G I_t \right)$		
L_t	- расстояние между раскреплением от кручения;	
$i_s^2 = i_y^2 + i_z^2 + a^2,$		
здесь a	- расстояние между центром тяжести сечения раскрепляемого элемента и центром тяжести сечения элемента раскрепления, такого как прогон покрытия;	
β_t	- отношение алгебраически меньшего конечного момента к большему конечному моменту. Моменты, которые вызывают сжатие в нераскрепленной полке, следует принимать положительными. Если $\beta_t > -1,0$, то значение β_t следует принимать равным $-1,0$, Рисунок 12.4.	



$$\beta_t = \frac{-100}{+200} = -0,5 \quad \beta_t = \frac{-200}{+100} = -2$$

Если $\beta_t > -1,0$, тогда принимается $\beta_t = -1,0$

Рисунок 12.4 - Значение β_t

12.4.3.2 Нелинейное распределение момента

Поправочный коэффициент C_n можно определить по формуле:

$$C_n = \frac{12}{[R_1 + 3R_2 + 4R_3 + 3R_4 + R_5 + 2 \cdot (R_S - R_E)]}, \quad (12.14)$$

где R_1, \dots, R_5 - значения R согласно (2)В в конечных точках, в четвертях и середине пролета, Рисунок 12.5, следует учитывать только положительные значения R .

Дополнительно учитываются только положительные значения $(R_S - R_E)$, где:

- R_E больше R_1 или R_5 ;
- R_S — максимальное значение R по всей длине L_y .

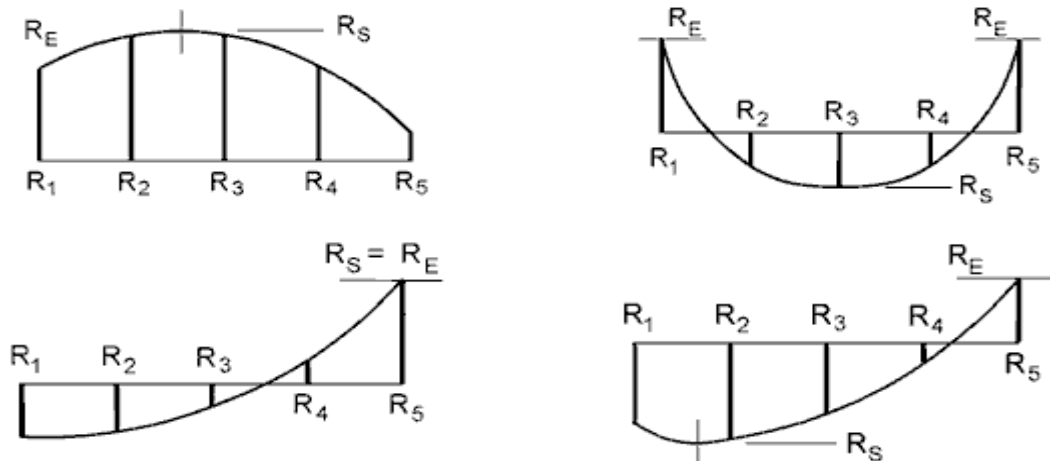


Рисунок 12.5 — Распределение моментов

Значение R следует определять по формуле:

$$R = \frac{M_{y,Ed} + aN_{Ed}}{f_y W_{pl,y}}, \quad (12.15)$$

где a - расстояние между центром тяжести сечения элемента и центром тяжести сечения элемента раскрепления, такого как прогон покрытия.

12.4.3.3 Коэффициент сужения

(1)В Для элементов переменной высоты и полками постоянного сечения, для которых $h \geq 1,2b$ и $h/t_f \geq 20$, коэффициент сужения c следует определять:

- для элементов или участков переменной высоты, Рисунок 12.6а):

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \cdot \left(\frac{h_{\max}}{h_{\min}} - 1\right)^{2/3}, \quad (12.16)$$

где h_{\max} - максимальная высота поперечного сечения в пределах длины L_y , (см. Рисунок 12.6);

h_{\min} - минимальная высота поперечного сечения в пределах длины L_y , (см. Рисунок 12.6);

- для втутовых элементов или участков, Рисунки 12.6б) и 12.6в):

$$c = 1 + \frac{3}{\left(\frac{h}{t_f} - 9\right)} \cdot \left(\frac{h_h}{h_s}\right)^{2/3} \cdot \sqrt{\frac{L_h}{L_y}}, \quad (12.17)$$

где h_h — дополнительная высота вута или сужения, (см. Рисунок 12.6);

h_s - вертикальная высота части сечения вута, (см. Рисунок 12.6);

L_h - длина вута в пределах длины L_y , (см. Рисунок 12.6);

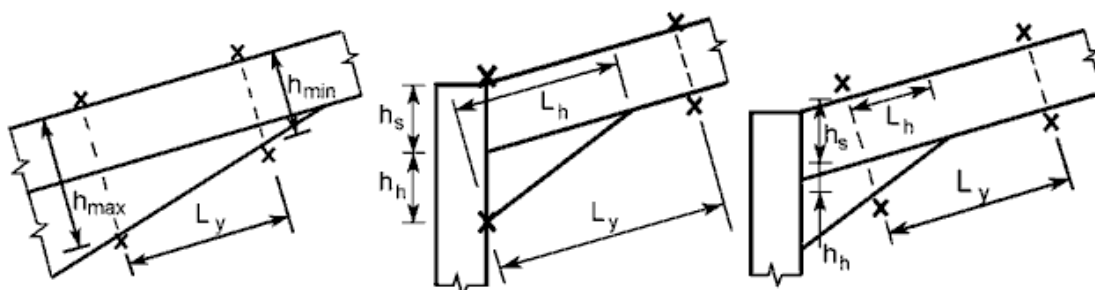
L_y - расстояние между точками раскрепления сжатой полки от бокового смещения.

(h/t_f) - принимается по наименьшему сечению.

а) Участок переменной
высоты

б) Втутовый элемент

в) Втутовый участок



х - точка раскрепления

Рисунок 12.6 - Размеры, определяющие коэффициент сужения

ПРИМЕР 29. Расчет проверки на прочности и устойчивости узла сопряжения колонны с ригелем

Исходные данные: Проверить на прочность и устойчивость узел сопряжения колонны с ригелем в раме. Колонна выполнена из прокатного двутавра IPE 500, ригель – из IPE 450, а вут – из IPE 550. Сталь сорта S355 (см. EN 10025-4) с номинальным пределом текучести $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$.

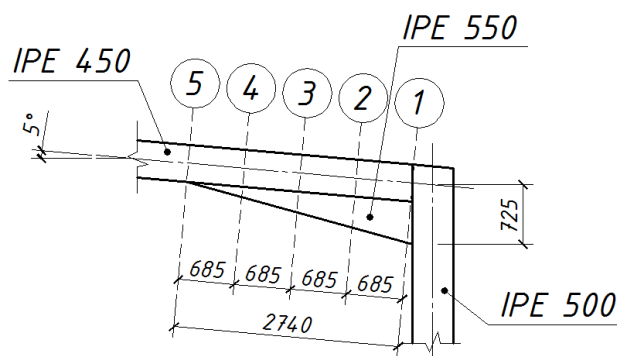


Рисунок 1 – Узел сопряжения колонны с ригелем в раме усиленный вутом

2 Определение внутренних усилий

Из геометрии конструирования вута (см. Рисунок 1), необходимо вычислить основные геометрические характеристики для сечений с 1 по 5. Все характеристики сечения вычислены относительно нейтральной оси сечения. Для упрощения расчета сечения составной вут (к профилю IPE 450 приварен профиль IPE 550 без верхней полки) будет считаться как двутавровый профиль с верхней полкой от IPE 450, нижней полкой от IPE 550. Эквивалентной толщиной стенки принимаем толщину стенки двутавра IPE 450 в 9,4 мм (для обеспечения запаса прочности сечения, принимаем наиболее тонкую стенку $t_w = 9,4 \text{ мм}$).

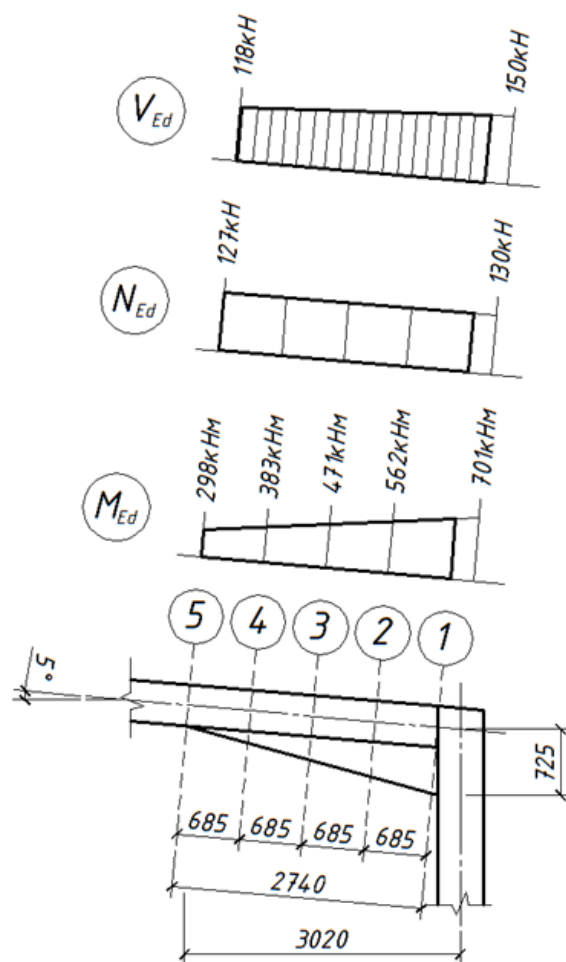
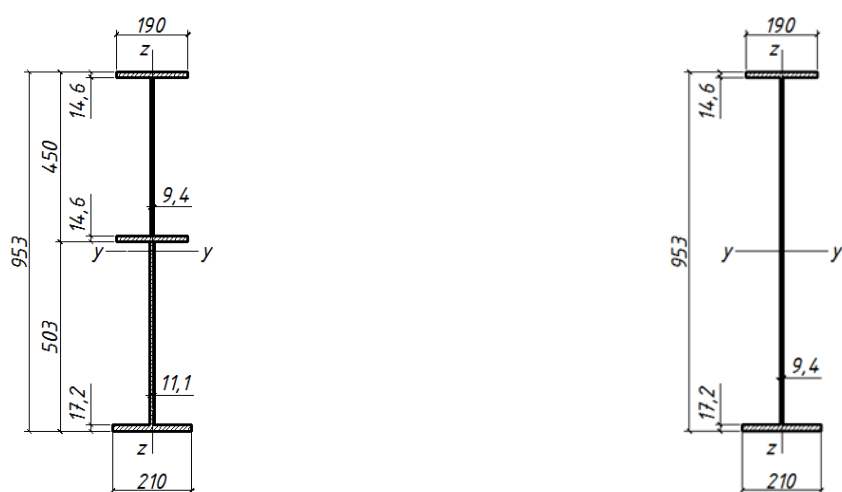


Рисунок 2 – Распределение внутренних усилий в вуте



а) составное поперечное сечение вута для сечения 1

б) эквивалентное поперечное сечение вута для сечения 1

Рисунок 3 – Переход от составного поперечного сечения вута к эквивалентному для определения основных геометрических характеристик

Таблица 1 – Геометрические характеристики сечений вута (сталь S355 M/ML EN 10025-4)

№ сечения	Высота сечения вута (мм)	Общая высота сечения (мм)	Геометрические характеристики эквивалентного сечения			Усилия	
			Площадь сечения A (мм ²)	I_y (см ⁴)	$W_{el.min}$ (см ³)	N_{Ed} (кН)	M_{Ed} (кНм)
1	503	953	15045	200500	4055	129	661
2	378	828	13870	144031	3348	129	562
3	252	702	12686	98115	2685	128	471
4	126	576	11501	62258	2074	127	383
5	0	450	9880	33740	1500	127	298

3 Определение класса сечения узла сопряжения (см. Пункт 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1)

3.1 Стенка составного сечения (прокатные профили IPE 550 + IPE 450)

Стенка составного сечения будет рассчитываться по раздельности, так как узел сопряжения составной. Верхняя часть стенки – стенка от IPE 450, нижняя – от IPE 550.

3.1.1 Нижняя часть стенки (прокатный профиль IPE 550)

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Нормальное напряжение в поперечном сечении вута от действия осевой сжимающей силы:

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{129}{15045} \cdot 10^3 = 8,57 \text{ Н/мм}^2$$

Нормальное напряжение в поперечном сечении вута от совместного действия осевой сжимающей силы и изгибающего момента, предполагая упругую стадию расчета.

$$\sigma_M = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} - \sigma_N = \frac{355}{1,0} - 8,57 = 346 \text{ Н/мм}^2$$

Расстояние от нижнего края сечения до нейтральной оси в упругой стадии:

$$\bar{z} = 451,4 \text{ мм}$$

Расстояние от нейтральной оси до середины полки двутавра IPE 450:

$$d = 503 - 451,4 = 51,6 \text{ мм}$$

Нормальное напряжение в составное сечение на высоте:

$$\bar{z} + d = 451,4 + 51,6 = 503 \text{ мм}$$

$$\sigma_t = \sigma_M \frac{d}{\bar{z}} = 346 \cdot \frac{-51,6}{451,4} + 8,57 = -31 \text{ Н/мм}^2$$

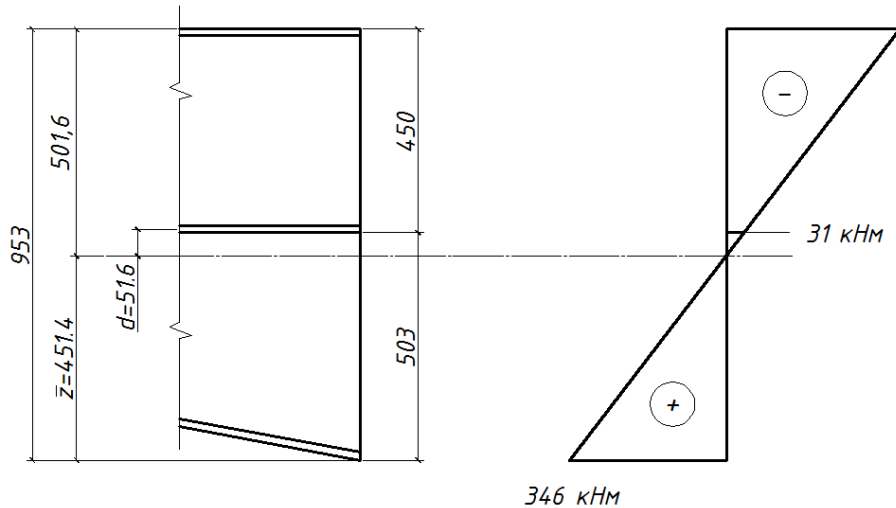


Рисунок 4

Высота стенки двутавра IPE 550:

$$c_w = h - t_f - r = 503 - 17,2 - 24 = 461,8 \text{ мм}$$

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{461,8}{11,1} = 41,6$$

Параметр ψ для определения класса сечения (см. Таблицу 5.5 СН РК EN 1993-1-1):

$$\psi = -\frac{31}{346} = -0,09 > -1$$

Условия для определения класса сечения при $\psi > -1$:

$$\frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi} = \frac{42 \cdot 0,81}{0,67 + 0,33(-0,09)} = 53,1$$

$$41,6 < 53,1$$

Нижняя часть стенки – сечение класса 3.

3.1.2 Верхняя часть стенки (прокатный профиль IPE 450)

Сечение класса 3.

3.1.3 Общее сечение составной стенки

Классификацию сечения всей стенки вута определяется по наименее «благоприятному» сечению.

Следовательно, составное сечение вута 3 класса.

3.2 Полки составного сечения (прокатные профили IPE 550 + IPE 450)

3.2.1 Верхняя полка (прокатный профиль IPE 450)

Коэффициент, зависящий от значения предела текучести:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Длина полки:

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = \frac{190 - 9,4 - 2 \cdot 21}{2} = 69,3 \text{ мм}$$

Отношение длины полки к толщине полки:

НТП-03-01.1-2011

$$\frac{c}{t_f} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

$$4,6 < 7,3$$

Верхняя полка двутавра – сечение класса 1

3.2.2 Нижняя полка (прокатный профиль IPE 550)

Длина полки

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = \frac{210 - 11,1 - 2 \cdot 24}{2} = 75,45 \text{ мм}$$

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75,45}{17,2} = 4,4$$

По Таблице 5.5 СН РК EN 1993-1-1:

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

$$4,4 < 7,3$$

Нижняя полка двутавра – сечение класса 1.

Следовательно, класс всего составного сечения узла сопряжения - 3 класс.

4 Проверка на прочность

4.1 Несущая способность при продольной сжимающей силе (см. Пункт 6.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.9) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности по прочности при продольной сжимающей силе для сечения 1:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15045 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 5341 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{129}{5341} = 0,02$$

Условие прочности выполняется.

4.2 Несущая способность при поперечной силе (см. Пункт 6.7(в) СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.17) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение поперечной силы:

$$V_{Ed} = 147 \text{ кН}$$

Площадь сдвига

210

$$A_v = A - (bt_f)_{topfl} - (bt_f)_{botfl} = 15045 - 190 \cdot 14,6 - 210 \cdot 17,2 = 8659 \text{ мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности по прочности при поперечной силе в пластической стадии по Формуле (6.18) СН РК EN 1993-1-1:

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{8659 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1775 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{147}{1775} = 0,082 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

4.3 Несущая способность при изгибающем моменте (см. Пункт 6.6 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности по Формуле (6.12) СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (см. НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение изгибающего момента:

$$M_{y,Ed} = 661 \text{ кН}$$

Расчетное значение несущей способности по прочности при изгибающем моменте для сечения 1 (для сечений класса 3):

$$M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = \frac{W_{el,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4055 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 1440 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{661}{1440} = 0,46$$

Условие прочности выполняется.

Процедуру проверки по Пункту 6.6 СН РК EN 1993-1-1 выполняем для оставшихся сечений (см. Рисунок 1). Результаты сводим в Таблицу 2.

Таблица 2 – Проверка сечений по несущей способности при изгибающем моменте

№ сечения	M_{Ed} (кН)	$W_{el,y} = W_{el,min}$ (мм ²)	$M_{el,y,Rd}$ (формула 6.14) (кН)	$M_{Ed} \leq M_{el,y,Rd}$
1	661	4055	1440	Да
2	562	3348	1189	Да
3	471	2685	953	Да
4	383	2074	736	Да
5	298	1500	533	Да

4.4 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы

Согласно Пункту 6.9 СН РК EN 1993-1-1 при условии, если:

$$V_{Ed} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$$147 < 0,5 \cdot 1775 = 888 \text{ кН}$$

Влияние поперечной силы на прочность сечения при изгибающем моменте можно принять незначительным.

Процедуру проверки по Пункту 6.9 СН РК EN 1993-1-1 выполняем для оставшихся сечений (см. Рисунок 1). Результаты сводим в Таблицу 3.

Таблица 3 - Результаты проверки сечения по прочности при поперечной силе

№ сечения	V_{Ed} (кН)	A_V (мм ²)	$V_{pl.Rd}$ (формула 6.18) (кН)	$V_{Ed} \leq V_{pl.Rd}$ (формула 6.17)	$0.5V_{pl.Rd}$ (кН)	Условие п.6.2.8 - наличие совместного действия изгибающего момента и поперечной силы
1	147	8659	1775	Да	888	Нет
2	140	7484	1534	Да	767	Нет
3	132	6300	1291	Да	646	Нет
4	125	5115	1048	Да	524	Нет
5	118	5082	1042	Да	521	Нет

4.5 Несущая способность при совместном действии изгибающего момента и продольной сжимающей силы (см. Пункт 6.10.2 СН РК EN 1993-1-1)

Пункт 6.10.2 СН РК EN 1993-1-1 требует проверить условие прочности при совместном действии изгибающего момента и продольной сжимающей силы.

Суммарное нормальное напряжение в сечении от действия продольной сжимающей силы и изгибающего момента:

$$\sigma_{x,Ed} = \sigma_N + \sigma_M$$

Нормальное напряжение в сечении от действия изгибающего момента:

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}}{W_{min}} = \frac{M_{Ed} \cdot z}{I_y} = \frac{661 \cdot 10^6 \cdot 501.6}{200500 \cdot 10^4} = 165 \text{ Н/мм}^2$$

Нормальное напряжение в сечении от действия продольной сжимающей силы:

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{129}{15045} \cdot 10^3 = 8,57 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{x,Ed} = 8,57 + 165 = 174 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sigma_{x,Ed} = 174 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$$

Условие прочности выполняется.

Процедуру проверки по Пункту 6.10.2 СН РК EN 1993-1-1 выполняем для оставшихся сечений (Рисунок 1). Результаты сводим в Таблицу 4.

Таблица 4 - Результаты проверки сечения по прочности при продольной силе

№ сечения	N_{Ed} (кН)	A (мм ²)	$N_{c,Rd}$ (кН)	$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$	Наличие совместного действия изгибающего момента и продольной силы
1	129	15045	5341	Да	Нет
2	129	13870	4924	Да	Нет
3	128	12686	4504	Да	Нет
4	127	11501	4083	Да	Нет
5	127	9880	3507	Да	Нет

5 Проверка устойчивости

5.1 Расстояние между элементами раскрепления

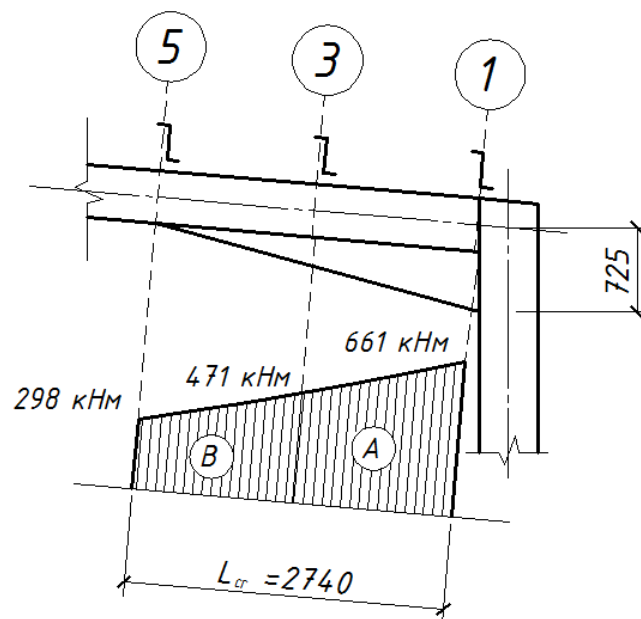


Рисунок 5

Предельное максимальное расстояние между элементами раскрепления по Формуле ВВ.9 СН РК EN 1993-1-1:

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

$$\psi = \frac{471}{661} = 0,71; C_1 = 1,2$$

Согласно СН РК EN 1993-1-1 отношение $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$ должно быть взято при максимальном значении в сегменте элемента (см. Таблица 5).

Таблица 5 - Результаты определения максимального отношения $W_{pl,y}^2/AI_t$

№ сечения	A (мм ²)	I_t x10 ⁴ (мм ²)	W_{pl} x10 ³ (мм ³)	$\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t}$
1	15045	81	4888	1961
2	12686	74	3168	1069

Максимальное отношение $\frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} = 1961$ для сечения 1. Следовательно, расчет будет вести для сечения 1.

Момент инерции сечения 1:

$$I_z = 2168 \cdot 10^4 \text{ мм}^4$$

Радиус инерции сечения 1:

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{2168 \cdot 10^4}{15045}} = 38 \text{ мм}$$

Значит,

$$L_m = \frac{38 \cdot 38}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{129 \cdot 10^3}{15045} \right) + \frac{1}{756 \cdot 1,2^2} \frac{(4888 \cdot 10^3)^2}{15045 \cdot 81 \cdot 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}} = 700 \text{ мм}$$

$$L = 1345 \text{ мм (см. рисунок)}$$

$$1345 \text{ мм} > 700 \text{ мм}$$

Согласно предыдущему расчету минимальная длина между элементами раскрепления 700мм больше, чем существующая 1345мм.

5.2 Альтернативная проверка устойчивой длины между элементами раскрепления

Максимальные усилия в вуте:

- продольная сжимающая сила:

$$N_{Ed} = 129 \text{ кН};$$

- изгибающий момент:

$$M_{Ed} = 661 \text{ кНм.}$$

Геометрические характеристики сечения 1:

$$A = 15045 \text{ мм}^2$$

$$W_{el,y} = 4527 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Геометрические характеристики сечения 2:

$$\bar{z} = 329 \text{ мм}^2$$

$$A = 12686 \text{ мм}^2$$

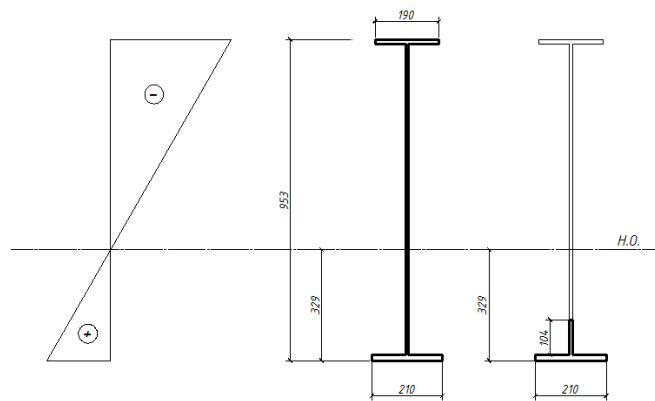
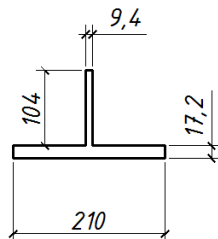


Рисунок 6

Геометрические характеристики Т-образного сечения по указаниям Пункта 7.2.4 СН РК EN 1993-1-1 указаны на Рисунке 7.



$$A_f = 4590 \text{ мм}^2$$

$$I_{f,z} = 1328 \times 10^4 \text{ мм}^4$$

$$L_{cr} = 2740 \text{ мм}$$

Рисунок 7

Расчет величины продольной сжимающей силы с Т-образном сечении:

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} \cdot \frac{A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} \cdot A_f = 129 \cdot \frac{4590}{15045} + \frac{661 \cdot 10^6}{4527 \cdot 10^3} \cdot 4590 = 670 \text{ кН}$$

По Таблице 7.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатаного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 7.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости – $\alpha_z = 0,49$

Значит,

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{EI_{f,z}}{A_f}} = \sqrt{\frac{1328 \cdot 10^4}{4590}} = 53,8$$

$$\bar{\lambda}_{f,z} = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2740}{53,8} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,667$$

$$\Phi_{f,z} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{f,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{f,z}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,667 - 0,2) + 0,667^2] = 0,837$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_{f,z} + \sqrt{\Phi_{f,z}^2 - \bar{\lambda}_{f,z}^2}} = \frac{1}{0,837 + \sqrt{0,837^2 - 0,667^2}} = 0,745$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,745 \cdot 4590 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 1214 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed,f}}{N_{b,z,Rd}} = \frac{670}{1214} = 0,55 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Приложение А
(справочное)

Алгоритмы

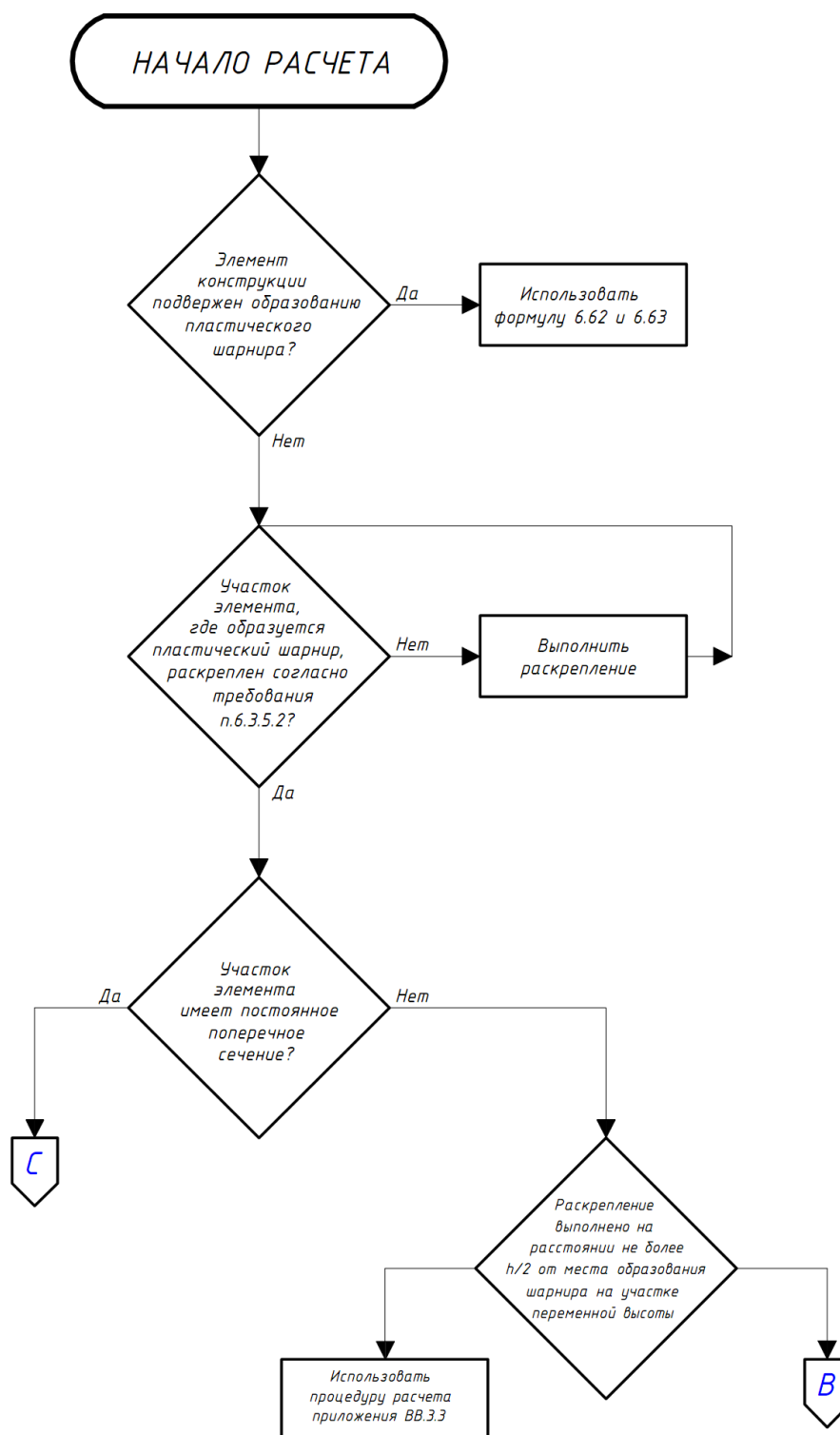


Рисунок А.1 - Лист 1 (Алгоритм по определению устойчивости вута)

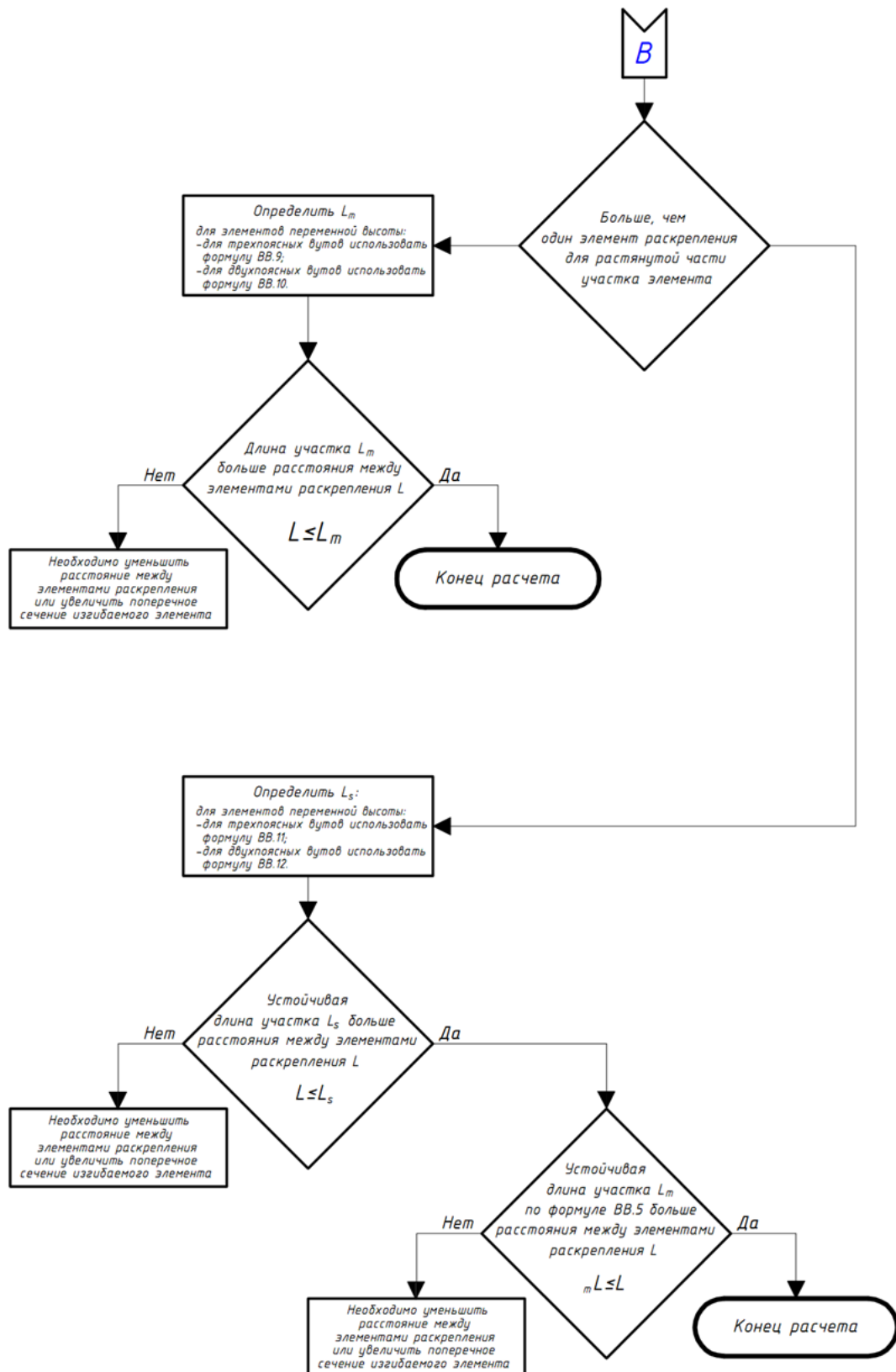


Рисунок А.1 - Лист 2 (Алгоритм по определению устойчивости вута)

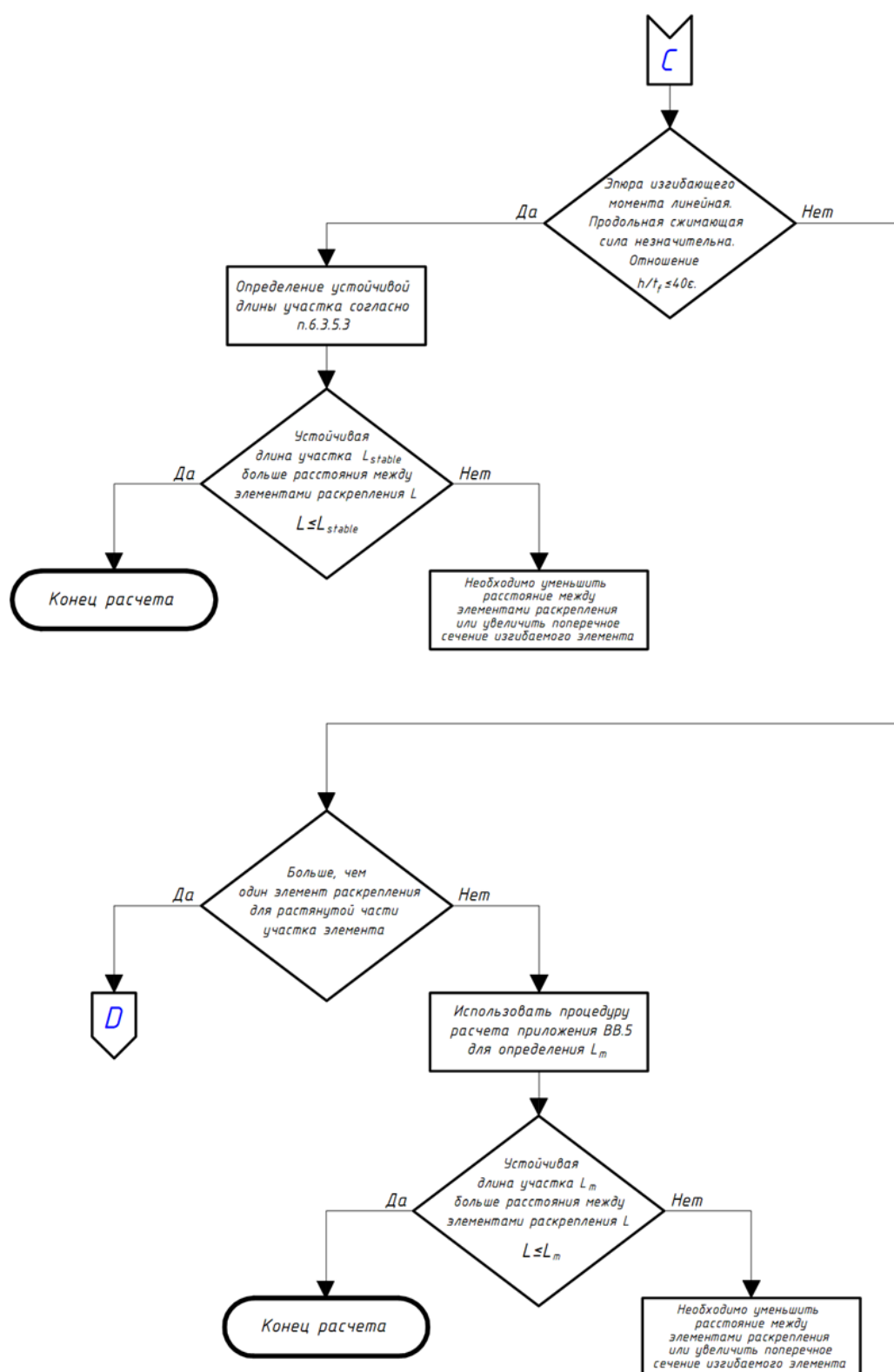


Рисунок А.1 - Лист 3 (Алгоритм по определению устойчивости вута)

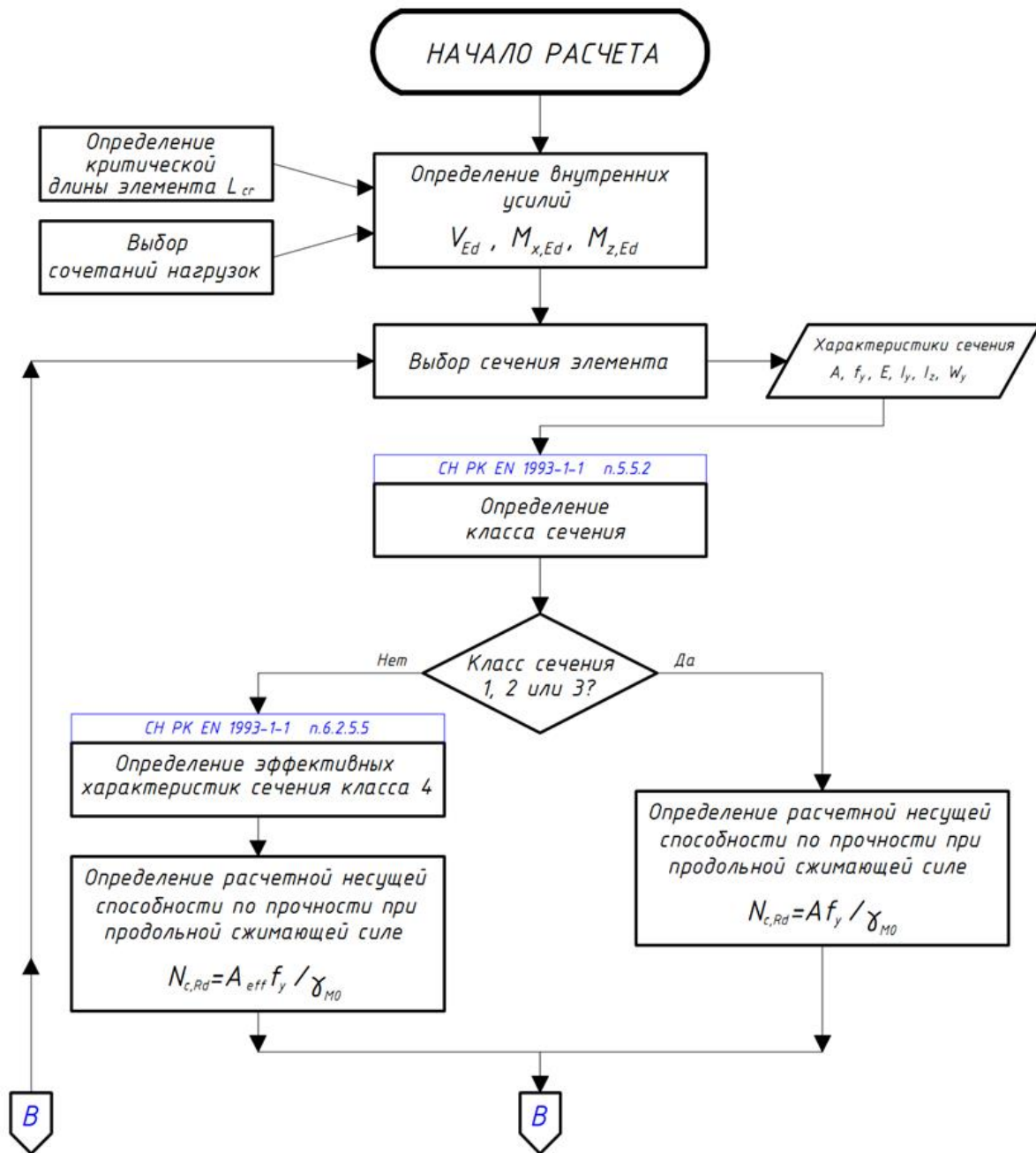


Рисунок А.1 - Лист 4 (Алгоритм по определению устойчивости вута)

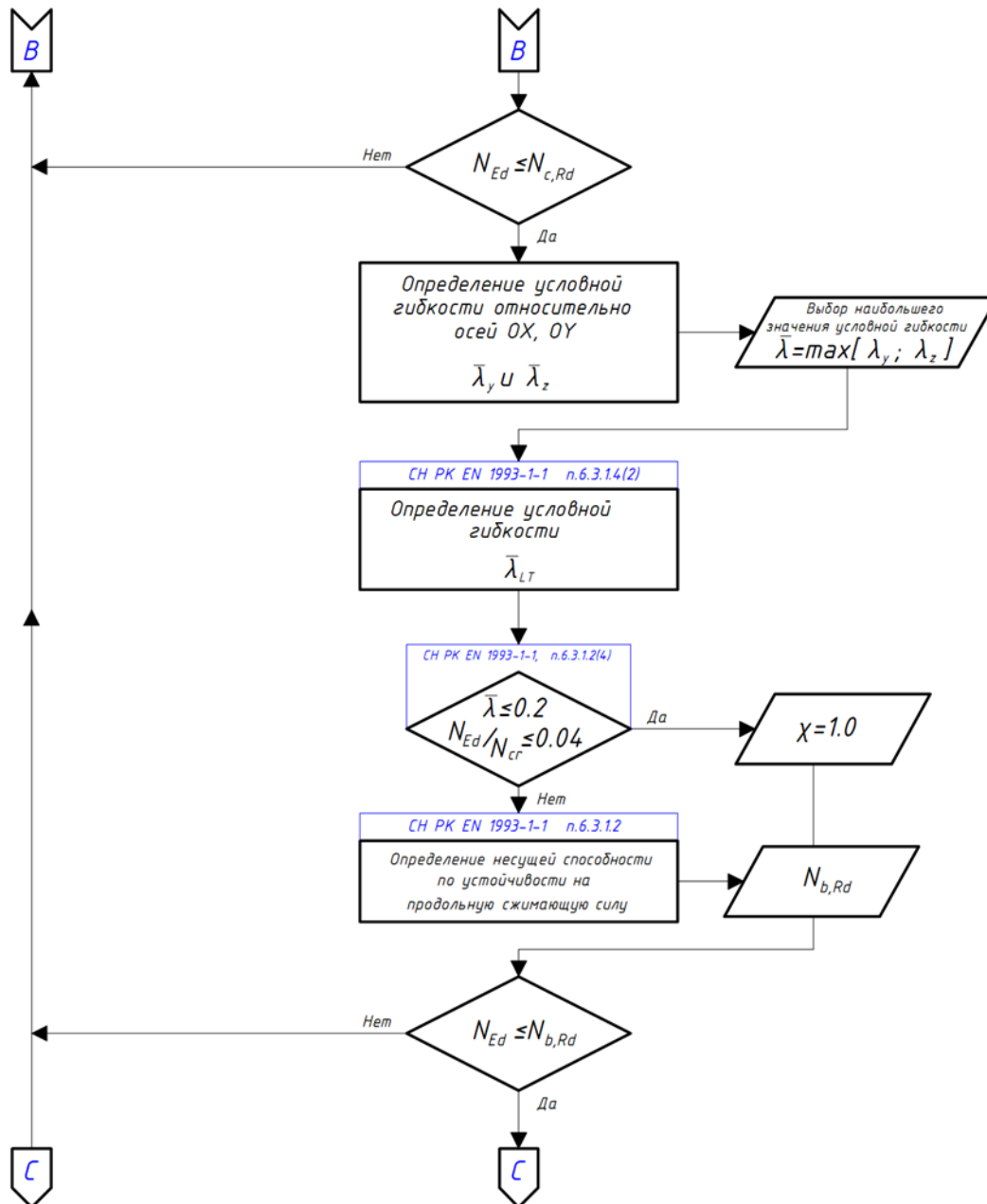


Рисунок А.2 - Лист 1 (Алгоритм по расчету колонны на двусосный момент и сжимающую силу)

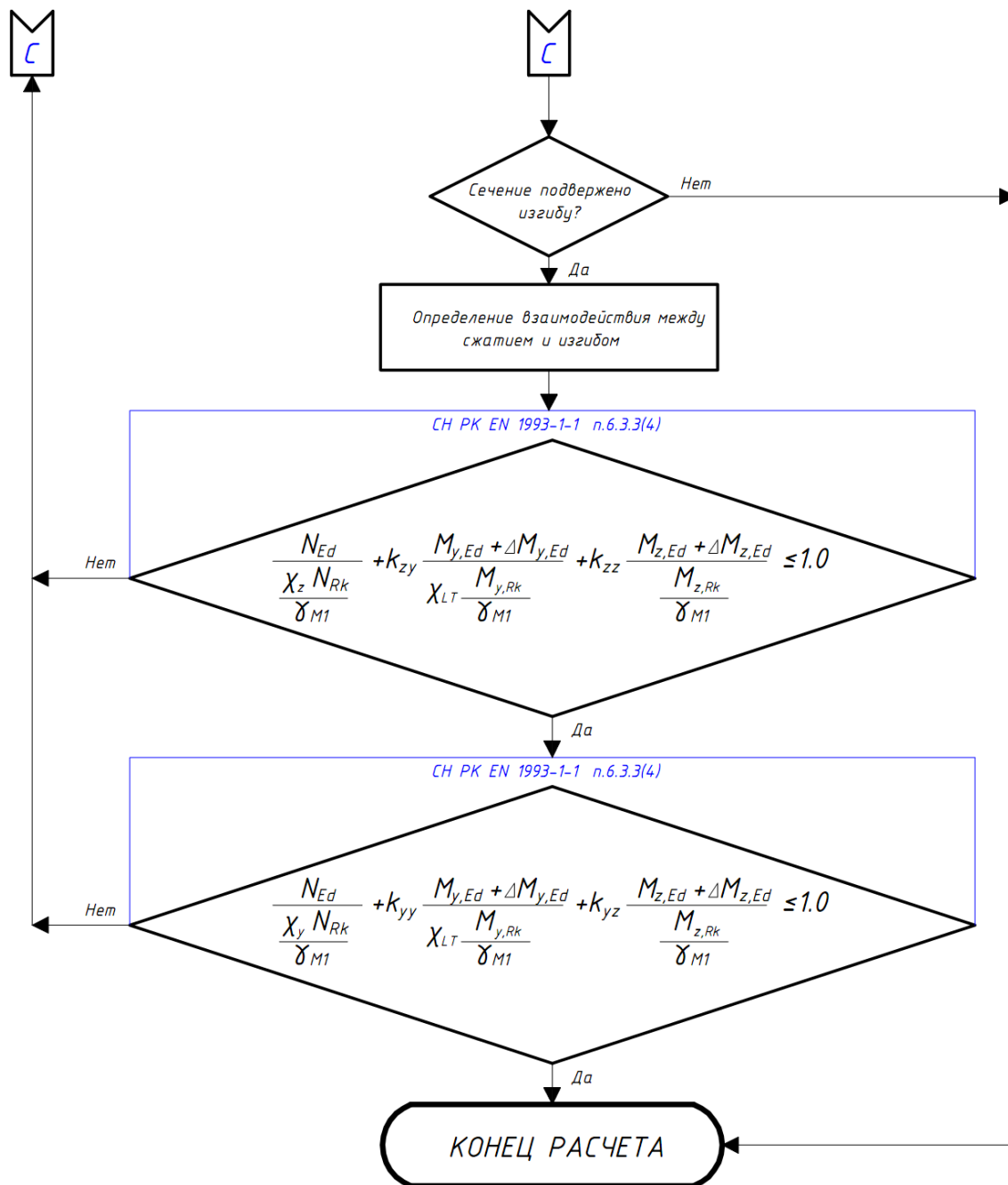


Рисунок А.2 - Лист 3 (Алгоритм по расчету колонны на двусосный момент и сжимающую силу)

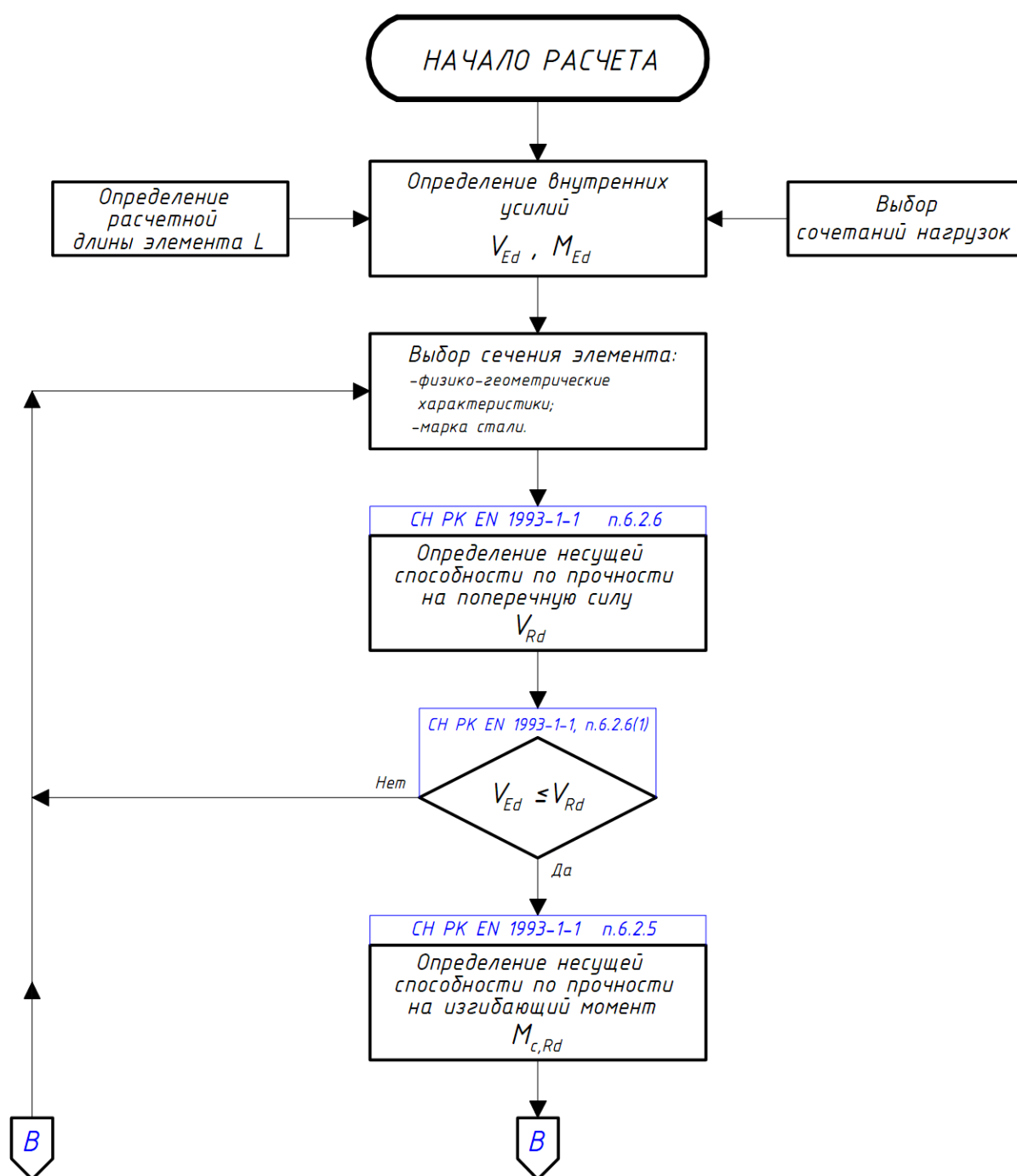


Рисунок А.3 - Лист 1 (Алгоритм по расчету балки на поперечную силу и изгибающий момент)

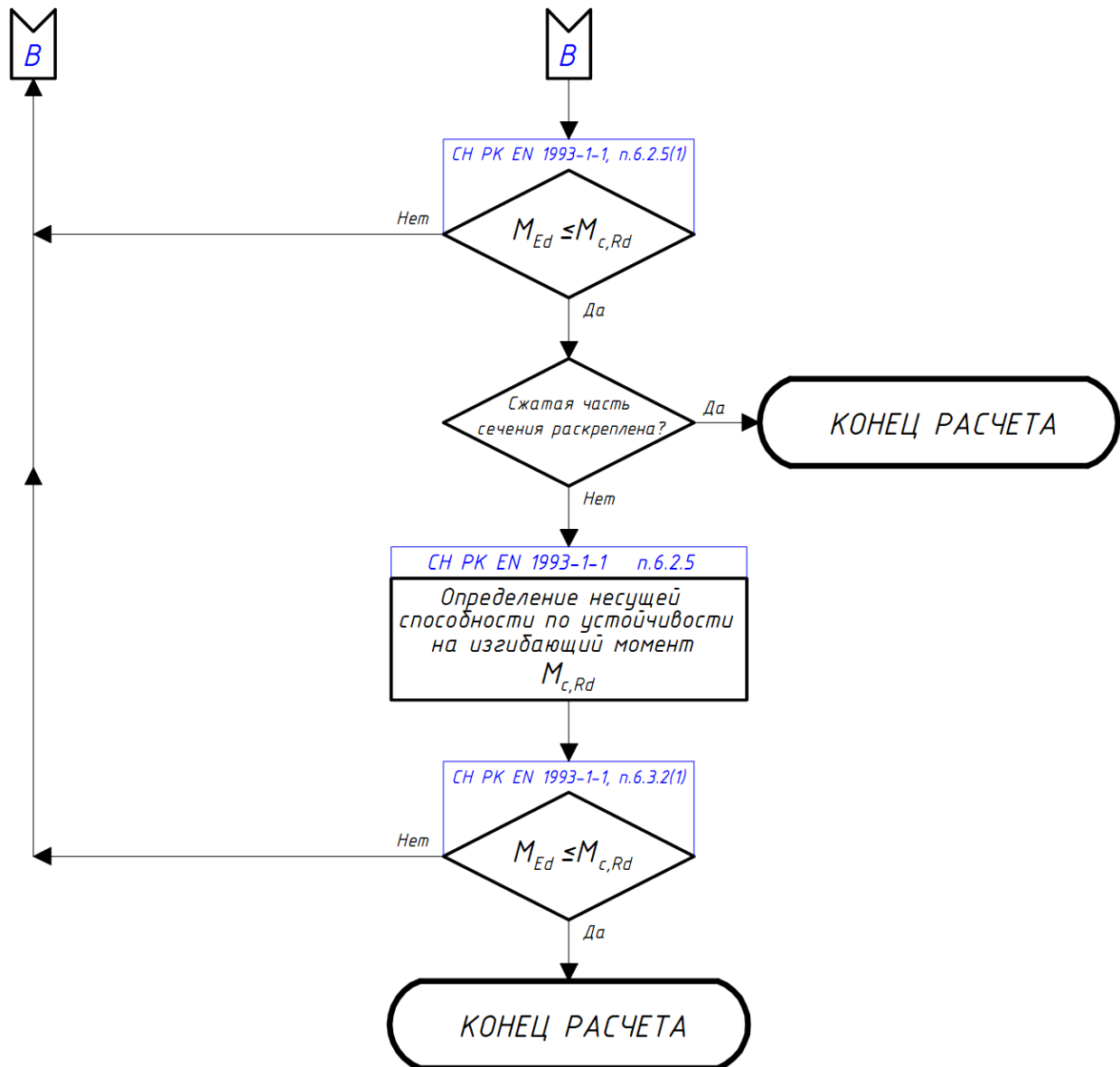


Рисунок А.3 - Лист 2 (Алгоритм по расчету балки на поперечную силу и изгибающий момент)

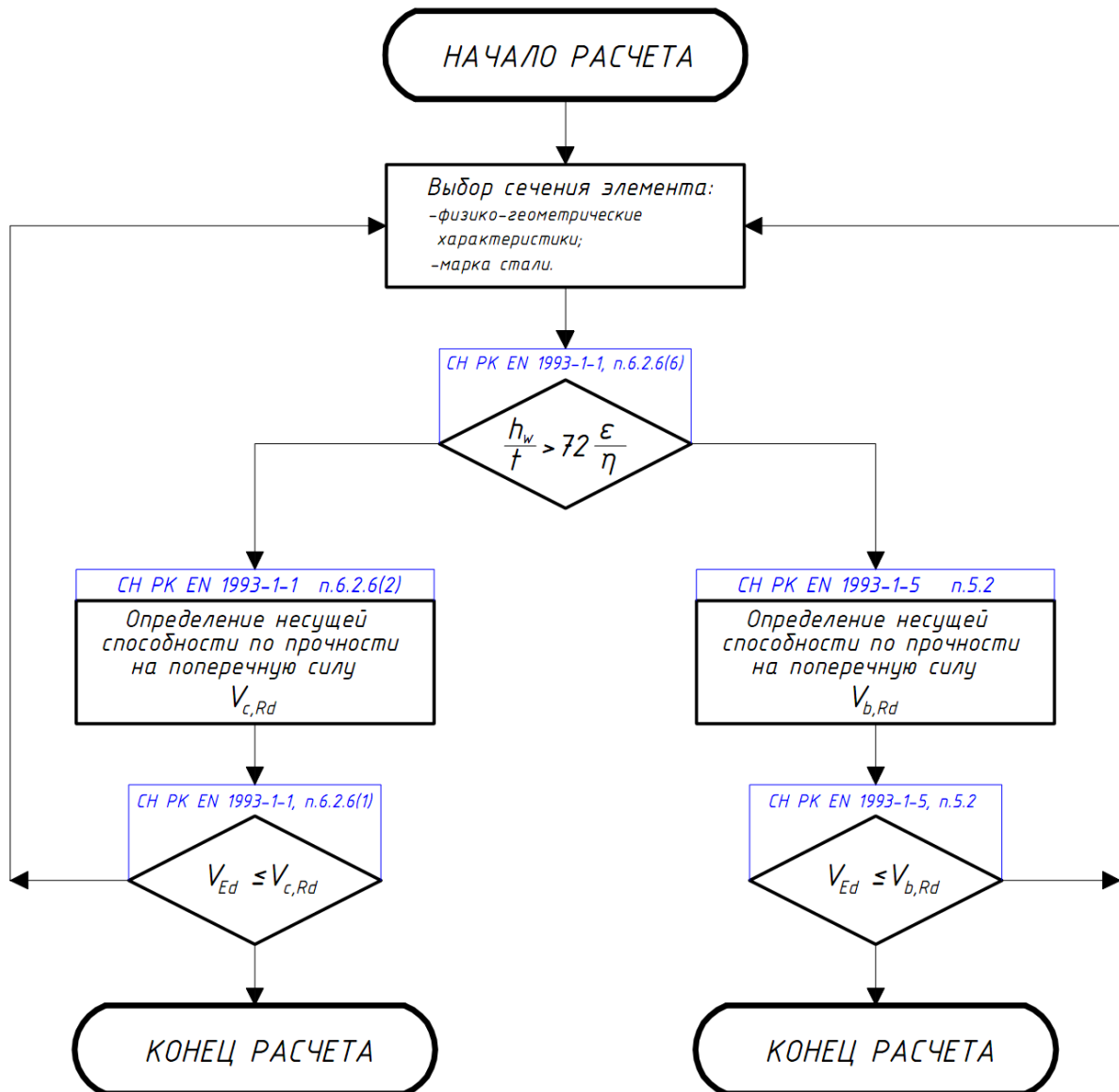


Рисунок А.4 - Лист 1 (Алгоритм на условие местной потери устойчивости стенки балки)

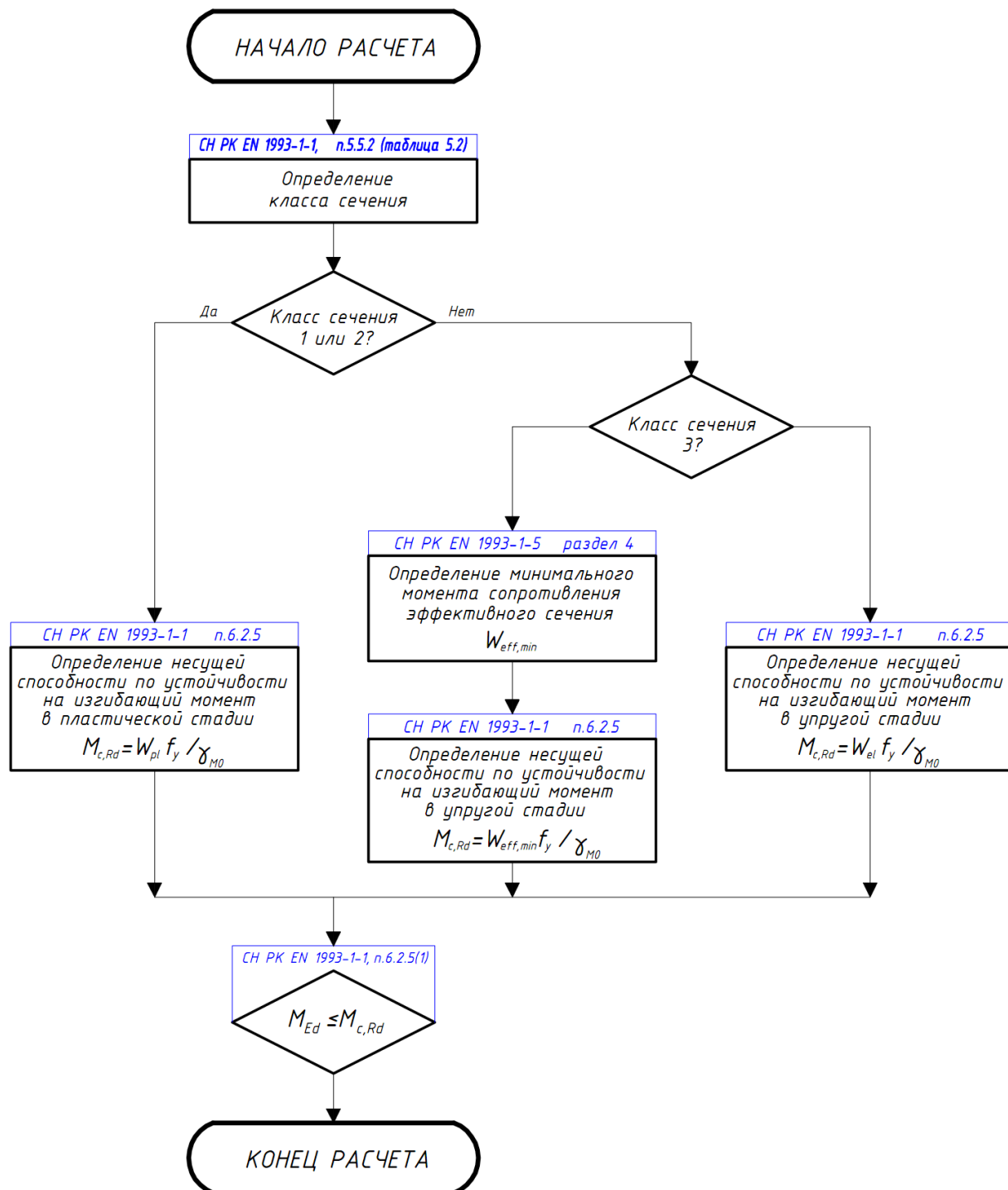


Рисунок А.5 - Лист 1 (Алгоритм к определению несущей способности по прочности поперечного сечения при изгибающем моменте, в соответствии с классом поперечного сечения)

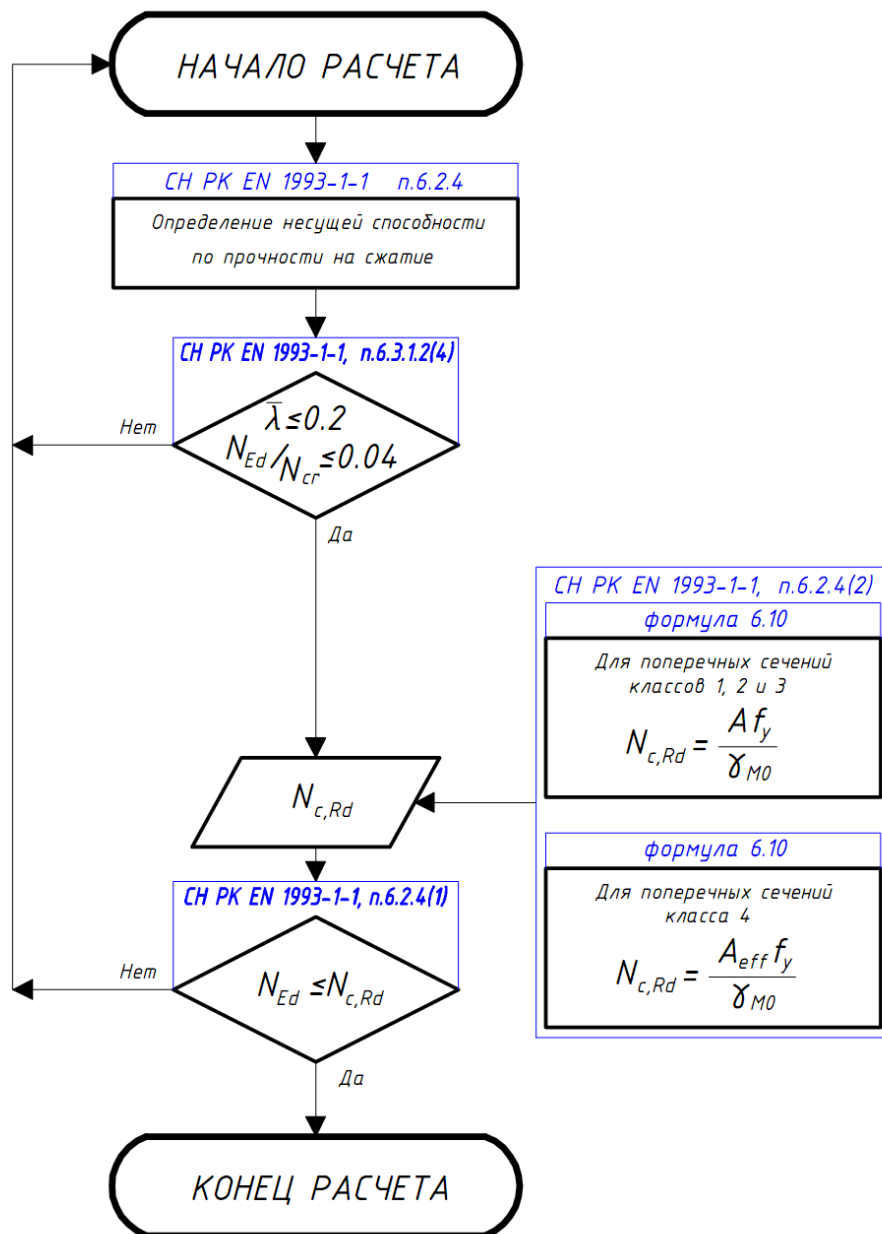


Рисунок А.6 - Лист 1 (Алгоритм к определению несущей способности по прочности поперечного сечения при осевой сжимающей силе, в соответствии с классом поперечного сечения)

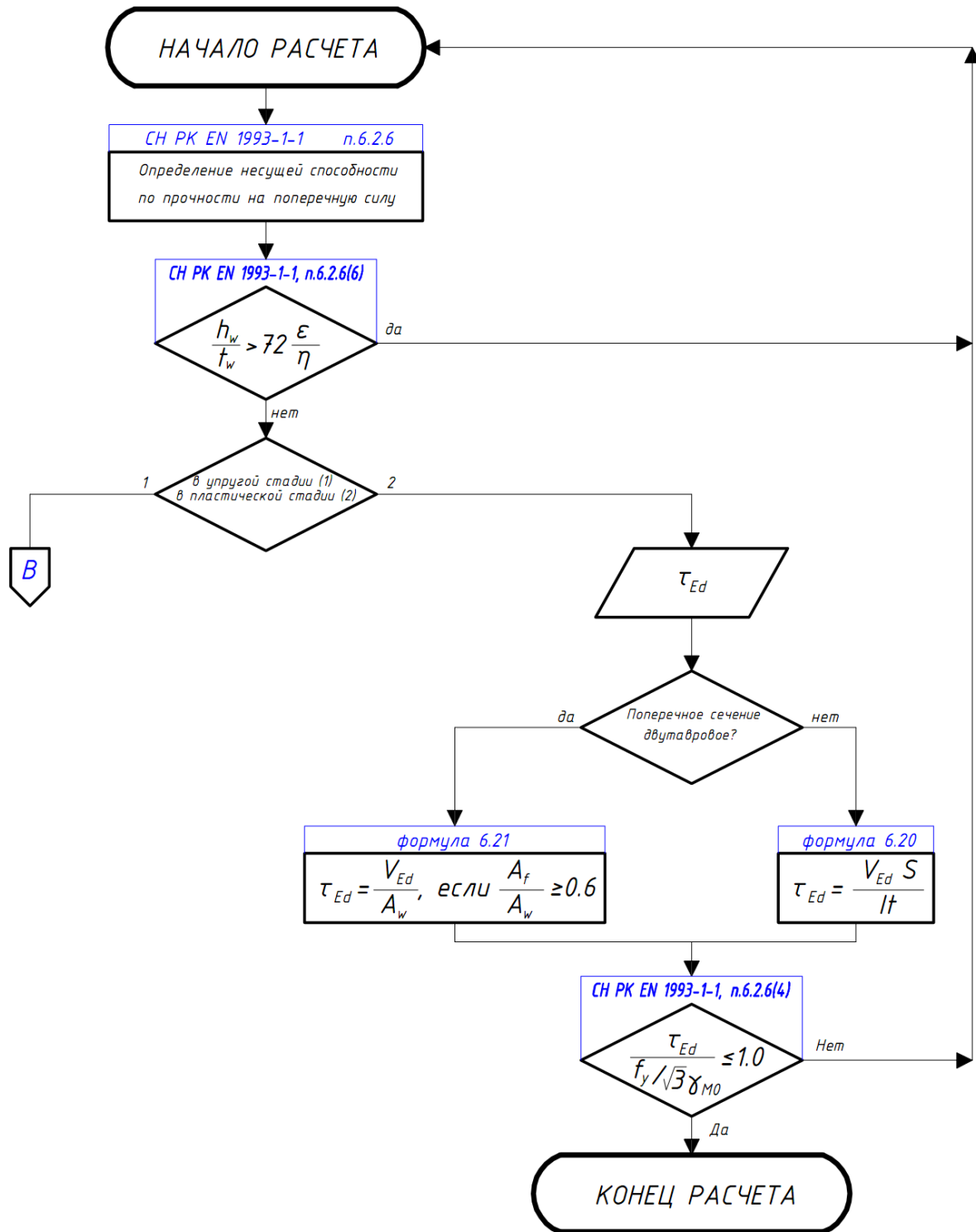


Рисунок А.7 - Лист 1 (Алгоритм к определению несущей способности по прочности поперечного сечения при поперечной силе)

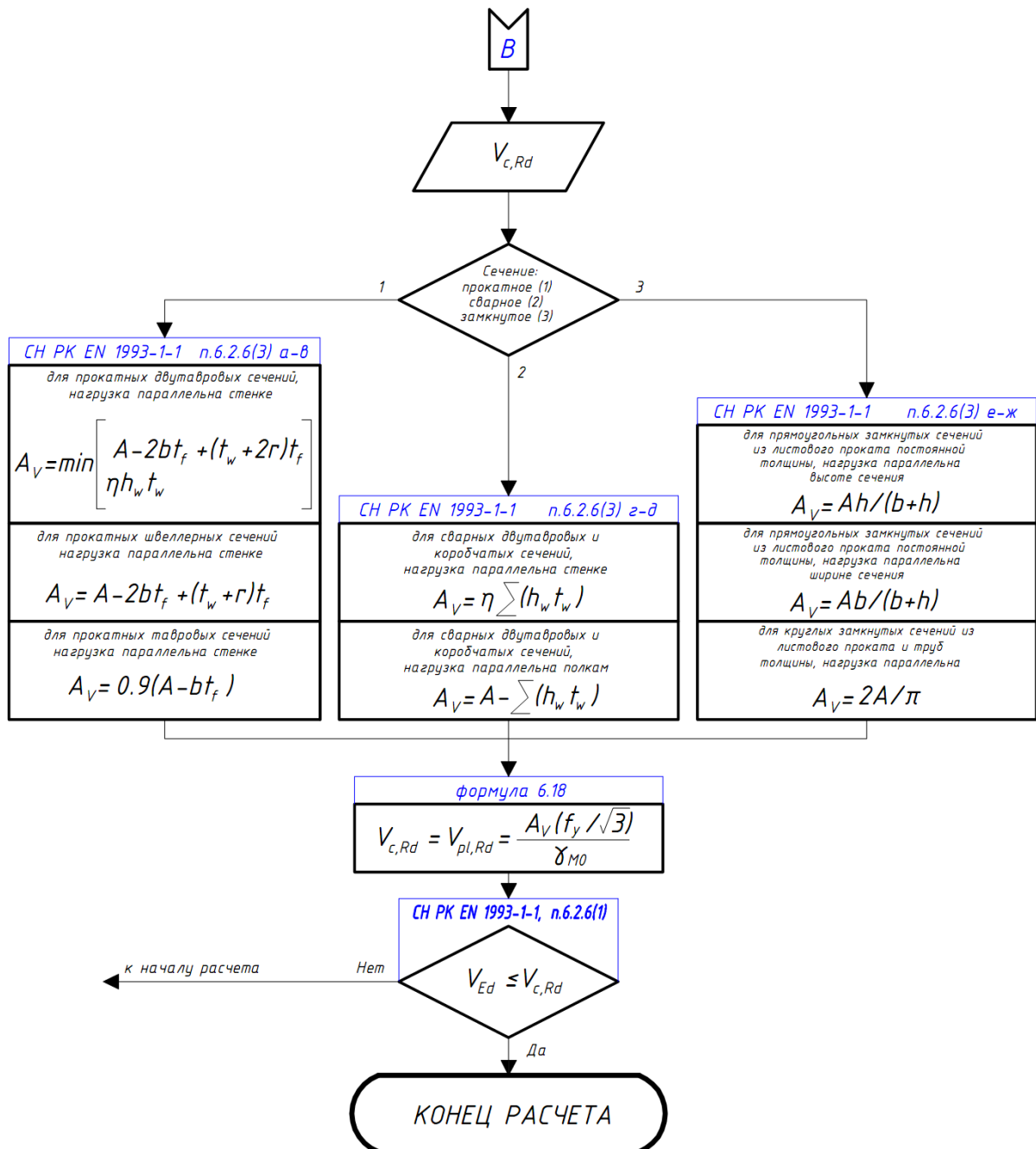


Рисунок А.7 - Лист 2 (Алгоритм к определению несущей способности по прочности поперечного сечения при поперечной силе)

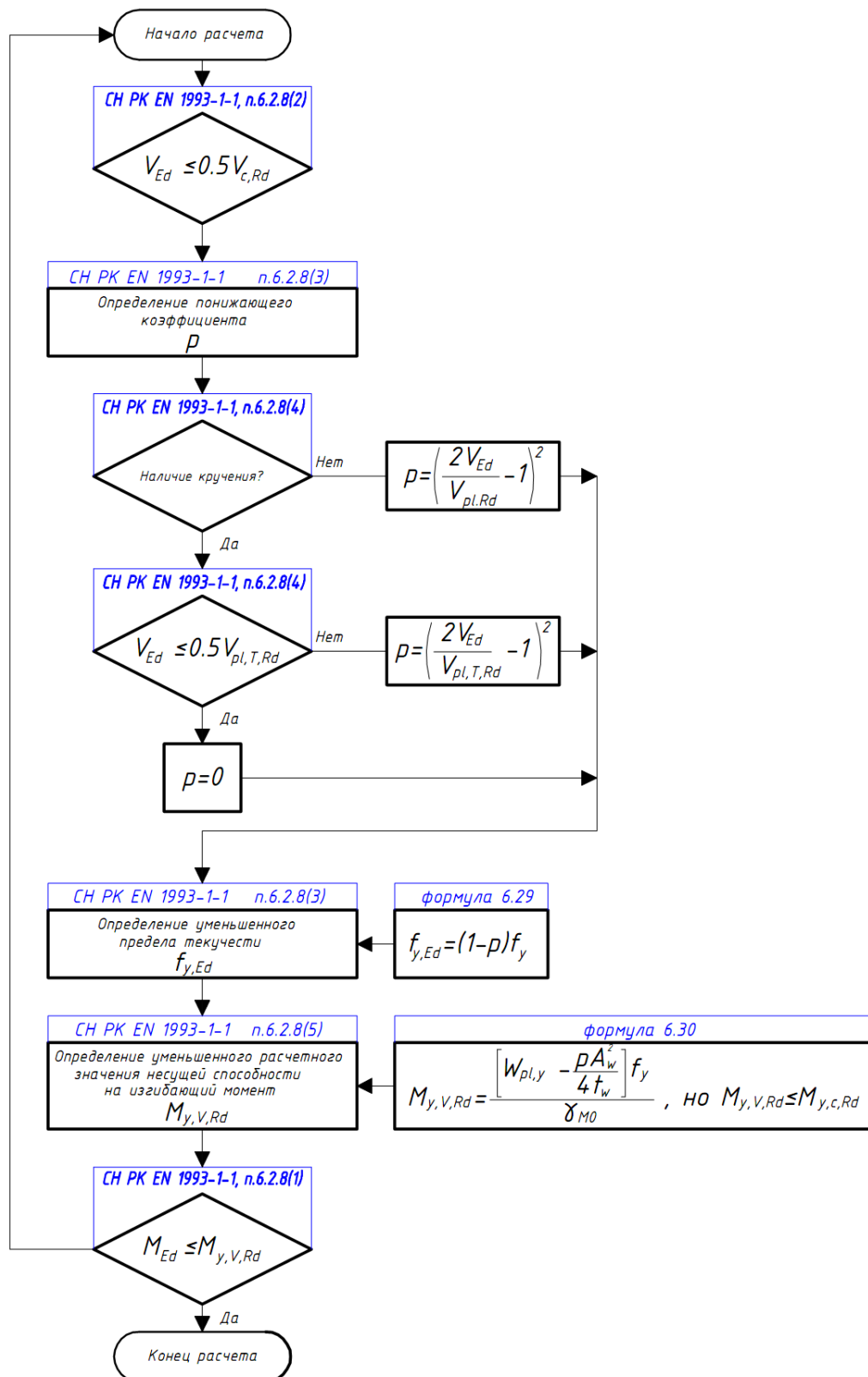


Рисунок А.7 - Лист 3 (Алгоритм к определению несущей способности по прочности поперечного сечения при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента)

Приложение В
(справочное)

Таблица Б.1 - Определение понижающего коэффициента χ для соответствующей кривой потери устойчивости

$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери устойчиво-				$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери устойчиво-				$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери устойчиво-			
	a	b	c	d		a	b	c	d		a	b	c	d
	χ					χ					χ			
0,200	1,000	1,000	1,000	1,000										
0,210	0,998	0,996	0,995	0,992	0,560	0,905	0,857	0,809	0,738	0,910	0,727	0,655	0,594	0,515
0,220	0,996	0,993	0,990	0,984	0,570	0,901	0,852	0,803	0,731	0,920	0,721	0,648	0,588	0,510
0,230	0,993	0,989	0,985	0,977	0,580	0,897	0,847	0,797	0,724	0,930	0,714	0,642	0,582	0,504
0,240	0,991	0,986	0,980	0,969	0,590	0,894	0,842	0,791	0,717	0,940	0,707	0,635	0,575	0,499
0,250	0,989	0,982	0,975	0,961	0,600	0,890	0,837	0,785	0,710	0,950	0,700	0,629	0,569	0,493
0,260	0,987	0,979	0,969	0,954	0,610	0,886	0,832	0,779	0,703	0,960	0,693	0,623	0,563	0,488
0,270	0,984	0,975	0,964	0,946	0,620	0,882	0,827	0,773	0,696	0,970	0,686	0,616	0,558	0,483
0,280	0,982	0,971	0,959	0,938	0,630	0,878	0,822	0,767	0,690	0,980	0,680	0,610	0,552	0,477
0,290	0,980	0,968	0,954	0,931	0,640	0,874	0,816	0,761	0,683	0,990	0,673	0,603	0,546	0,472
0,300	0,977	0,964	0,949	0,923	0,650	0,870	0,811	0,755	0,676	1,000	0,666	0,597	0,540	0,467
0,310	0,975	0,960	0,944	0,916	0,660	0,866	0,806	0,749	0,670	1,010	0,659	0,591	0,534	0,462
0,320	0,973	0,957	0,939	0,909	0,670	0,861	0,800	0,743	0,663	1,020	0,652	0,584	0,528	0,457
0,330	0,970	0,953	0,934	0,901	0,680	0,857	0,795	0,737	0,656	1,030	0,645	0,578	0,523	0,452
0,340	0,968	0,949	0,929	0,894	0,690	0,852	0,789	0,731	0,650	1,040	0,638	0,572	0,517	0,447
0,350	0,966	0,945	0,923	0,887	0,700	0,848	0,784	0,725	0,643	1,050	0,631	0,566	0,511	0,442
0,360	0,963	0,942	0,918	0,879	0,710	0,843	0,778	0,718	0,637	1,060	0,624	0,559	0,506	0,438
0,370	0,961	0,938	0,913	0,872	0,720	0,838	0,772	0,712	0,630	1,070	0,617	0,553	0,500	0,433
0,380	0,958	0,934	0,908	0,865	0,730	0,833	0,766	0,706	0,624	1,080	0,610	0,547	0,495	0,428
0,390	0,955	0,930	0,903	0,858	0,740	0,828	0,761	0,700	0,617	1,090	0,603	0,541	0,490	0,423
0,400	0,953	0,926	0,897	0,850	0,750	0,823	0,755	0,694	0,611	1,100	0,596	0,535	0,484	0,419
0,410	0,950	0,922	0,892	0,843	0,760	0,818	0,749	0,687	0,605	1,110	0,589	0,529	0,479	0,414
0,420	0,947	0,918	0,887	0,836	0,770	0,812	0,743	0,681	0,598	1,120	0,582	0,523	0,474	0,410
0,430	0,945	0,914	0,881	0,829	0,780	0,807	0,737	0,675	0,592	1,130	0,576	0,518	0,469	0,406
0,440	0,942	0,910	0,876	0,822	0,790	0,801	0,731	0,668	0,586	1,140	0,569	0,512	0,463	0,401
0,450	0,939	0,906	0,871	0,815	0,800	0,796	0,724	0,662	0,580	1,150	0,562	0,506	0,458	0,397
0,460	0,936	0,902	0,865	0,808	0,810	0,790	0,718	0,656	0,574	1,160	0,556	0,500	0,453	0,393
0,470	0,933	0,897	0,860	0,800	0,820	0,784	0,712	0,650	0,568	1,170	0,549	0,495	0,448	0,388
0,480	0,930	0,893	0,854	0,793	0,830	0,778	0,706	0,643	0,562	1,180	0,543	0,489	0,443	0,384
0,490	0,927	0,889	0,849	0,786	0,840	0,772	0,699	0,637	0,556	1,190	0,536	0,484	0,439	0,380
0,500	0,924	0,884	0,843	0,779	0,850	0,766	0,693	0,631	0,550	1,200	0,530	0,478	0,434	0,376
0,510	0,921	0,880	0,837	0,772	0,860	0,760	0,687	0,625	0,544	1,210	0,524	0,473	0,429	0,372
0,520	0,928	0,875	0,832	0,765	0,870	0,753	0,680	0,618	0,538	1,220	0,518	0,467	0,424	0,368
0,530	0,915	0,871	0,826	0,758	0,880	0,747	0,674	0,612	0,532	1,230	0,511	0,462	0,420	0,364
0,540	0,911	0,866	0,820	0,751	0,890	0,740	0,668	0,606	0,526	1,240	0,505	0,457	0,415	0,361
0,550	0,908	0,861	0,815	0,744	0,900	0,734	0,661	0,600	0,521	1,250	0,499	0,452	0,411	0,357

Таблица Б.1 - Определение понижающего коэффициента χ для соответствующей кривой потери устойчивости (продолжение)

$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери				$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери				$\bar{\lambda}$	Тип кривой потери			
	a	b	c	d		a	b	c	d		a	b	c	d
	χ					χ					χ			
1,260	0,493	0,447	0,406	0,353	1,560	0,348	0,321	0,296	0,261	1,860	0,255	0,238	0,22	0,199
1,270	0,487	0,442	0,402	0,349	1,570	0,344	0,318	0,293	0,258	1,870	0,252	0,236	0,220	0,197
1,280	0,482	0,437	0,397	0,346	1,580	0,341	0,314	0,290	0,256	1,880	0,250	0,234	0,218	0,195
1,290	0,476	0,432	0,393	0,342	1,590	0,337	0,311	0,287	0,254	1,890	0,247	0,231	0,216	0,194
1,300	0,470	0,427	0,389	0,339	1,600	0,333	0,308	0,284	0,251	1,900	0,245	0,229	0,214	0,192
1,310	0,465	0,422	0,385	0,335	1,610	0,330	0,305	0,281	0,249	1,910	0,243	0,227	0,212	0,190
1,320	0,459	0,417	0,380	0,332	1,620	0,326	0,302	0,279	0,247	1,920	0,240	0,225	0,210	0,189
1,330	0,454	0,413	0,376	0,328	1,630	0,323	0,299	0,276	0,244	1,930	0,238	0,223	0,209	0,187
1,340	0,448	0,408	0,372	0,325	1,640	0,319	0,295	0,273	0,242	1,940	0,236	0,221	0,207	0,186
1,350	0,443	0,404	0,368	0,321	1,650	0,316	0,292	0,271	0,240	1,950	0,234	0,219	0,205	0,184
1,360	0,438	0,399	0,364	0,318	1,660	0,312	0,289	0,268	0,237	1,960	0,231	0,217	0,203	0,183
1,370	0,433	0,395	0,361	0,315	1,670	0,309	0,287	0,265	0,235	1,970	0,229	0,215	0,201	0,181
1,380	0,428	0,390	0,357	0,312	1,680	0,306	0,284	0,263	0,233	1,980	0,227	0,213	0,200	0,180
1,390	0,423	0,386	0,353	0,309	1,690	0,303	0,281	0,260	0,231	1,990	0,225	0,211	0,198	0,178
1,400	0,418	0,382	0,349	0,306	1,700	0,299	0,278	0,258	0,229	2,000	0,223	0,209	0,196	0,177
1,410	0,413	0,378	0,346	0,302	1,710	0,296	0,275	0,255	0,227	2,100	0,204	0,192	0,180	0,163
1,420	0,408	0,373	0,342	0,299	1,720	0,293	0,273	0,253	0,225	2,200	0,187	0,176	0,166	0,151
1,430	0,404	0,369	0,338	0,296	1,730	0,290	0,270	0,250	0,223	2,300	0,172	0,163	0,154	0,140
1,440	0,399	0,365	0,335	0,293	1,740	0,287	0,267	0,248	0,221	2,400	0,159	0,151	0,143	0,130
1,450	0,394	0,361	0,331	0,291	1,750	0,284	0,265	0,246	0,219	2,500	0,147	0,140	0,132	0,121
1,460	0,390	0,357	0,328	0,288	1,760	0,281	0,262	0,243	0,217	2,600	0,136	0,130	0,123	0,113
1,470	0,385	0,354	0,324	0,285	1,770	0,279	0,259	0,241	0,215	2,700	0,127	0,121	0,115	0,106
1,480	0,381	0,350	0,321	0,282	1,780	0,276	0,257	0,239	0,213	2,800	0,118	0,113	0,108	0,100
1,490	0,377	0,346	0,318	0,279	1,790	0,273	0,255	0,237	0,211	2,900	0,111	0,106	0,101	0,094
1,500	0,372	0,342	0,315	0,277	1,800	0,270	0,252	0,235	0,209	3,000	0,104	0,099	0,095	0,088
1,510	0,368	0,339	0,311	0,274	1,810	0,268	0,250	0,232	0,207	3,100	0,097	0,093	0,090	0,083
1,520	0,364	0,335	0,308	0,271	1,820	0,265	0,247	0,230	0,206	3,200	0,091	0,088	0,084	0,079
1,530	0,360	0,331	0,305	0,269	1,830	0,262	0,245	0,228	0,204	3,300	0,086	0,083	0,080	0,074
1,540	0,356	0,328	0,302	0,266	1,840	0,260	0,243	0,226	0,202	3,400	0,081	0,078	0,075	0,071
1,550	0,352	0,324	0,299	0,263	1,850	0,257	0,240	0,224	0,200	3,500	0,077	0,074	0,071	0,067

Приложение В
(справочное)

Таблица В.1 - Профиль IPE. Класс сечения

Тип сортамента	Вид нагрузки					
	Изгиб			Сжатие		
	Марка стали			Марка стали		
	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460
IPE 80	1	1	1	1	1	1
IPE 100	1	1	1	1	1	1
IPE 120	1	1	1	1	1	1
IPE 140	1	1	1	1	1	2
IPE 160	1	1	1	1	1	2
IPE 180	1	1	1	1	2	3
IPE 200	1	1	1	1	2	3
IPE 220	1	1	1	1	2	4
IPE 240	1	1	1	1	2	4
IPE 270	1	1	1	2	3	4
IPE 300	1	1	1	2	4	4
IPE 330	1	1	1	2	4	4
IPE 360	1	1	1	2	4	4
IPE 400	1	1	1	3	4	4
IPE 450	1	1	1	3	4	4
IPE 500	1	1	1	3	4	4
IPE 550	1	1	1	4	4	4
IPE 600	1	1	1	4	4	4

Таблица В.2 - Профиль HEA. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки					
	Изгиб			Сжатие		
	Марка стали			Марка стали		
	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460
HEA 100	1	1	1	1	1	1
HEA 120	1	1	2	1	1	2
HEA 140	1	2	3	1	2	3
HEA 160	1	2	3	1	2	3
HEA 180	1	3	3	1	3	3
HEA 200	1	3	3	1	3	3
HEA 220	1	3	3	1	3	3
HEA 240	1	3	3	1	3	3
HEA 260	2	3	3	2	3	3
HEA 280	2	3	4	2	3	4
HEA 300	2	3	3	2	3	3
HEA 320	1	3	3	1	3	3
HEA 340	1	3	3	1	3	3
HEA 360	1	2	3	1	2	3
HEA 400	1	1	3	1	2	3
HEA 450	1	1	1	1	2	3
HEA 500	1	1	1	1	3	4
HEA 550	1	1	1	2	4	4
HEA 600	1	1	1	2	4	4
HEA 650	1	1	1	3	4	4
HEA 700	1	1	1	3	4	4
HEA 800	1	1	1	4	4	4
HEA 900	1	1	1	4	4	4
HEA 1000	1	1	2	4	4	4

Таблица В.3 - Профиль НЕВ. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки					
	Изгиб			Сжатие		
	Марка стали			Марка стали		
	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460
НЕВ 100	1	1	1	1	1	1
НЕВ 120	1	1	1	1	1	1
НЕВ 140	1	1	1	1	1	1
НЕВ 160	1	1	1	1	1	1
НЕВ 180	1	1	1	1	1	1
НЕВ 200	1	1	1	1	1	1
НЕВ 220	1	1	1	1	1	1
НЕВ 240	1	1	1	1	1	1
НЕВ 260	1	1	2	1	1	2
НЕВ 280	1	1	2	1	1	2
НЕВ 300	1	1	3	1	1	3
НЕВ 320	1	1	1	1	1	1
НЕВ 340	1	1	1	1	1	1
НЕВ 360	1	1	1	1	1	1
НЕВ 400	1	1	1	1	1	1
НЕВ 450	1	1	1	1	1	2
НЕВ 500	1	1	1	1	2	2
НЕВ 550	1	1	1	1	2	3
НЕВ 600	1	1	1	1	3	4
НЕВ 650	1	1	1	2	3	4
НЕВ 700	1	1	1	2	4	4
НЕВ 800	1	1	1	3	4	4
НЕВ 900	1	1	1	3	4	4
НЕВ 1000	1	1	1	4	4	4

Таблица В.4 - Равнополочный уголок. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки		
	Сжатие		
	Марка стали		
	S 235	S 355	S 460
L 40x4	3	3	3
L 40x5	3	3	3
L 45x4	3	3	4
L 45x5	3	3	3
L 50x4	3	4	4
L 50x5	3	3	3
L 50x6	3	3	3
L 55x5	3	3	4
L 55x6	3	3	3
L 60x6	3	3	3
L 60x8	3	3	3
L 65x6	3	3	4
L 65x8	3	3	3
L 70x6	3	3	4
L 70x7	3	3	3
L 70x8	3	3	3
L 80x6	3	4	4
L 80x8	3	3	4
L 80x10	3	3	3
L 90x6	3	4	4
L 90x8	3	3	4
L 90x10	3	3	3
L 100x6	4	4	4
L 100x8	3	4	4
L 100x10	3	3	3
L 100x12	3	3	3
L 110x8	3	4	4
L 110x10	3	3	4
L 120x8	3	4	4
L 120x10	3	3	4
L 120x12	3	3	3
L 130x12	3	3	4
L 130x14	3	3	3
L 140x10	3	4	4
L 140x12	3	3	4
L 140x14	3	3	3
L 160x10	4	4	4
L 160x12	3	4	4
L 160x14	3	3	4
L 160x16	3	3	3
L 180x12	3	4	4
L 180x14	3	4	4
L 200x14	3	4	4
L 200x16	3	4	4
L 200x20	3	3	3

Таблица В.5 - Неравнополочный уголок. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки		
	Сжатие		
	Марка стали		
	S 235	S 355	S 460
L 50x30x4	3	4	4
L 50x30x5	3	3	3
L 60x40x5	3	4	4
L 60x40x6	3	3	4
L 60x40x7	3	3	3
L 65x50x5	3	4	4
L 65x50x6	3	4	4
L 65x50x7	3	3	3
L 65x50x8	3	3	3
L 75x50x5	4	4	4
L 75x50x6	3	4	4
L 75x50x7	3	3	4
L 75x50x8	3	3	3
L 80x60x6	4	4	4
L 80x60x7	3	4	4
L 80x60x8	3	3	4
L 90x60x6	4	4	4
L 90x60x8	3	4	4
L 100x65x7	4	4	4
L 100x65x8	3	4	4
L 100x65x10	3	3	4
L 100x65x12	3	3	3
L 120x80x8	4	4	4
L 120x80x10	3	4	4
L 120x80x12	3	3	4
L 130x90x10	3	4	4
L 130x90x12	3	3	4
L 130x90x14	3	3	3
L 140x90x8	4	4	4
L 140x90x10	3	4	4
L 140x90x12	3	4	4
L 140x90x14	3	3	3
L 160x100x10	4	4	4
L 160x100x12	3	4	4
L 160x100x14	3	3	4
L 160x100x16	3	3	3

Таблица В.6 - Труба квадратная. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки			Прокатный профиль	Вид нагрузки		
	Сжатие и изгиб				Сжатие и изгиб		
	Марка стали				Марка стали		
	S 235	S 355	S 460		S 235	S 355	S 460
40x40	1	1	1	180x180x10	1	1	1
50x50	1	1	1	180x180x12,5	1	1	1
60x60	1	1	1	180x180x16	1	1	1
70x70	1	1	1	200x200x6,3	1	2	3
80x80	1	1	1	200x200x8	1	1	1
90x90	1	1	1	200x200x10	1	1	1
100x100	1	1	1	200x200x12,5	1	1	1
110x110	1	1	1	200x200x16	1	1	1
120x120x4,5	1	1	2	220x200x6,3	1	3	4
120x120x5	1	1	1	220x220x8	1	1	2
120x120x5,6	1	1	1	220x220x10	1	1	1
120x120x6,3	1	1	1	220x220x12,5	1	1	1
120x120x8	1	1	1	220x220x16	1	1	1
120x120x10	1	1	1	250x250x8	1	2	3
120x120x12,5	1	1	1	250x250x10	1	1	1
140x140x5	1	1	2	250x250x12,5	1	1	1
140x140x5,6	1	1	1	250x250x16	1	1	1
140x140x6,3	1	1	1	260x260x8	1	2	3
140x140x8	1	1	1	260x260x8,8	1	1	2
140x140x10	1	1	1	260x260x10	1	1	1
140x140x12,5	1	1	1	260x260x11	1	1	1
150x150x6,3	1	1	1	260x260x12,5	1	1	1
150x150x8	1	1	1	260x260x16	1	1	1
150x150x10	1	1	1	300x300x8	2	4	4
150x150x12,5	1	1	1	300x300x10	1	2	2
150x150x16	1	1	1	300x300x12,5	1	1	1
160x160x6,3	1	1	1	300x300x16	1	1	1
160x160x8	1	1	1	350x350x10	1	3	4
160x160x10	1	1	1	350x350x12,5	1	1	2
160x160x12,5	1	1	1	350x350x16	1	1	1
160x160x14,2	1	1	1	400x400x10	2	4	4
160x160x16	1	1	1	400x400x12,5	1	2	3
180x180x6,3	1	1	2	400x400x16	1	1	1
180x180x8	1	1	1				

Таблица В.7 - Труба прямоугольная. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки					
	Изгиб			Сжатие		
	Марка стали			Марка стали		
	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460
50x30	1	1	1	1	1	1
60x40	1	1	1	1	1	1
70x40	1	1	1	1	1	1
80x40	1	1	1	1	1	1
90x50x3,2	1	1	1	1	1	2
90x50x4	1	1	1	1	1	1
90x50x5	1	1	1	1	1	1
90x50x8	1	1	1	1	1	1
100x50x3,6	1	1	1	1	1	2
100x50x4	1	1	1	1	1	1
100x50x4,5	1	1	1	1	1	1
100x50x5	1	1	1	1	1	1
100x50x6,3	1	1	1	1	1	1
100x50x8	1	1	1	1	1	1
100x50x10	1	1	1	1	1	1
100x60x3,6	1	1	1	1	1	2
100x60x5	1	1	1	1	1	1
100x60x6,3	1	1	1	1	1	1
100x60x8	1	1	1	1	1	1
100x60x8,8	1	1	1	1	1	1
120x60x4	1	1	1	1	2	2
120x60x5	1	1	1	1	1	1
120x60x8	1	1	1	1	1	1
120x60x10	1	1	1	1	1	1
120x80x5	1	1	1	1	1	1
120x80x6,3	1	1	1	1	1	1
120x80x8	1	1	1	1	1	1
120x80x10	1	1	1	1	1	1
140x70x4	1	1	1	1	3	4
140x70x5	1	1	1	1	1	2
140x70x8	1	1	1	1	1	1
140x70x10	1	1	1	1	1	1
140x80x4	1	1	1	1	3	4
140x80x5	1	1	1	1	1	2
140x80x8	1	1	1	1	1	1
140x80x10	1	1	1	1	1	1
150x100x5	1	1	1	1	2	2
150x100x6,3	1	1	1	1	1	1
150x100x8	1	1	1	1	1	1
150x100x10	1	1	1	1	1	1
150x100x12,5	1	1	1	1	1	1
160x80x5	1	1	1	1	2	3
160x80x6,3	1	1	1	1	1	1
160x80x8	1	1	1	1	1	1
160x80x10	1	1	1	1	1	1
160x80x12,5	1	1	1	1	1	1
160x90x5,6	1	1	1	1	1	2
160x90x8	1	1	1	1	1	1
160x90x10	1	1	1	1	1	1

Таблица В.8 - Труба прямоугольная. Класс сечения

Прокатный профиль	Вид нагрузки					
	Изгиб			Сжатие		
	Марка стали			Марка стали		
	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460
180x100x5	1	1	1	1	3	4
180x100x6,3	1	1	1	1	1	2
180x100x8	1	1	1	1	1	1
180x100x10	1	1	1	1	1	1
180x100x12,5	1	1	1	1	1	1
200x100x6,3	1	1	1	1	2	3
200x100x8	1	1	1	1	1	1
200x100x10	1	1	1	1	1	1
200x100x12,5	1	1	1	1	1	1
200x100x16	1	1	1	1	1	1
200x120x6,3	1	1	1	1	2	3
200x120x8	1	1	1	1	1	1
200x120x10	1	1	1	1	1	1
200x120x14,2	1	1	1	1	1	1
220x120x6,3	1	1	1	1	3	4
220x120x8	1	1	1	1	1	2
220x120x10	1	1	1	1	1	1
220x120x12,5	1	1	1	1	1	1
220x120x16	1	1	1	1	1	1
250x150x6,3	1	1	1	2	4	4
250x150x8	1	1	1	1	2	3
250x150x10	1	1	1	1	1	1
250x150x12,5	1	1	1	1	1	1
250x150x16	1	1	1	1	1	1
260x140x6,3	1	1	1	3	4	4
260x140x8	1	1	1	1	2	3
260x140x10	1	1	1	1	1	1
260x140x12,5	1	1	1	1	1	1
260x180x6,3	1	1	2	3	4	4
260x180x8	1	1	1	1	2	3
260x180x10	1	1	1	1	1	1
260x180x12,5	1	1	1	1	1	1
260x180x16	1	1	1	1	1	1
300x200x6,3	1	2	3	4	4	4
300x200x10	1	1	1	1	2	2
300x200x16	1	1	1	1	1	1
400x200x8	1	1	1	4	4	4
400x200x10	1	1	1	2	4	4
400x200x12,5	1	1	1	1	2	3
400x200x16	1	1	1	1	1	1
450x250x10	1	1	1	3	4	4
450x250x12,5	1	1	1	1	3	4
450x250x16	1	1	1	1	1	2
500x300x8	2	4	4	4	4	4
500x300x10	1	2	2	4	4	4
500x300x12,5	1	1	1	2	4	4
500x300x16	1	1	1	1	2	3

Приложение Г
(справочное)

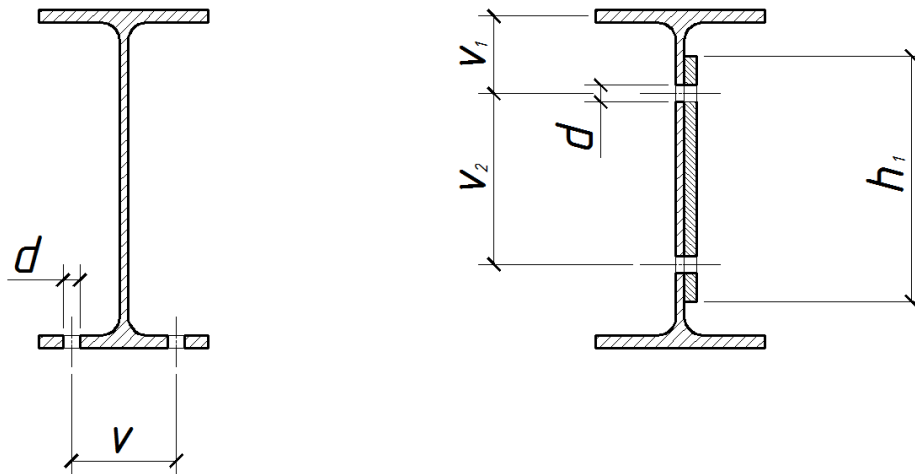


Рисунок Г.1 - Профиль IPE

Таблица Г.1 - Профиль IPE

Геометрические характеристики							Риски для отверстий [мм]								
A _{vz}	I _z	W _z	W _{plz}	i _z	I _I	I _w	в поясах			в стенке					
мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶	v	диаметр болта		v ₁	v ₂	h ₁	диаметр бол-та		№
10 ³	10 ³	10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁹		сред.	макс.				сред.	макс.	
0,358	84,9	3,69	5,82	10,5	6,98	0,12	26	-	-	40	-	50	12	16	IPE 80
0,508	159,2	5,79	9,15	12,4	12,0	0,35	30	-	-	50	-	70	16	20	IPE 100
0,631	276,7	8,65	13,58	14,5	17,4	0,89	36	-	-	40	40	90	12	12	IPE 120
0,764	449,2	12,3	19,25	16,5	24,5	1,98	40	-	-	45	50	100	12	16	IPE 140
0,966	683,1	16,7	26,10	18,4	36,0	3,96	44	12	12	50	60	120	12	16	IPE 160
1,125	1009	22,2	34,60	20,5	47,9	7,43	50	12	12	55	70	140	16	20	IPE 180
1,400	1424	28,5	44,61	22,4	69,8	12,99	56	12	12	65	70	150	16	24	IPE 200
1,588	2049	37,3	58,11	24,8	90,7	22,67	60	16	16	65	90	170	20	24	IPE 220
1,914	2836	47,3	73,92	26,9	128,8	37,39	68	16	16	70	100	180	20	24	IPE 240
2,214	4199	62,2	96,95	30,2	159,4	70,58	72	16	20	80	110	210	24	27	IPE 270
2,568	6038	80,5	125,2	33,5	201,2	125,9	80	20	20	80	140	240	24	27	IPE 300
3,081	7881	98,5	153,7	35,5	281,5	199,1	86	20	24	85	160	260	24	27	IPE 330
3,514	10430	122,7	191,1	37,9	373,2	313,6	90	24	24	85	190	290	24	27	IPE 360
4,269	13180	146,4	229,0	39,5	510,8	490,0	96	24	27	85	230	330	24	27	IPE 400
5,085	16760	176,4	276,4	41,2	668,7	791,0	106	27	27	90	270	370	27	27	IPE 450
5,987	21420	214,2	335,9	43,1	892,9	1249	110	27	27	90	320	420	27	27	IPE 500
7,234	26680	254,1	400,5	44,6	1232	1884	120	27	27	95	360	460	27	27	IPE 550
8,378	33870	307,9	485,6	46,6	1654	2846	130	27	27	100	400	500	27	27	IPE 600

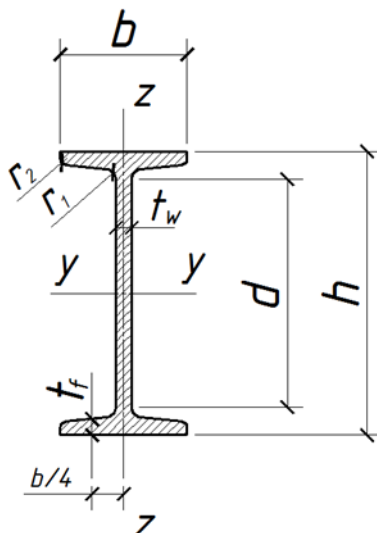


Рисунок Г.2 - Профиль IPN

Таблица Г.2 - Профиль IPN

№	Вес	Размеры							Геометрические характеристики					
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂	d	A	A _m	I _y	W _y	W _{p/y}	i _y
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм
№									10 ³		10 ⁶	10 ³	10 ³	
I 80	5,94	80	42	3,9	5,9	3,9	2,3	59,0	0,76	0,304	0,778	19,5	22,8	32,1
I 100	8,32	100	50	4,5	6,8	4,5	2,7	75,7	1,06	0,370	1,71	34,2	39,8	40,2
I 120	11,1	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	92,4	1,42	0,439	3,28	54,7	63,6	48,1
I 140	14,4	140	66	5,7	8,6	5,7	3,4	109,1	1,83	0,502	5,73	81,9	95,4	56,0
I 160	17,9	160	74	6,3	9,5	6,3	3,8	125,8	2,28	0,575	9,35	117	136	64,0
I 180	21,9	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4	2,79	0,640	14,5	161	187	72,1
I 200	26,2	200	90	7,5	11,3	7,5	4,5	159,1	3,34	0,709	21,4	214	250	80,0
I 220	31,0	220	98	8,1	12,2	8,1	4,9	175,8	3,95	0,775	30,6	278	324	88,0
I 240	36,2	240	106	8,7	13,1	8,7	5,2	192,5	4,61	0,844	42,5	354	412	96,0
I 260	41,8	260	113	9,4	14,1	9,4	5,6	208,9	5,33	0,906	57,4	442	514	103,8
I 280	47,9	280	119	10,1	15,2	10,0	6,1	225,1	6,10	0,966	75,9	542	632	111,5
I 300	54,2	300	125	10,8	16,2	11,0	6,5	241,6	6,90	1,030	98,0	653	762	119,2
I 320	61,0	320	131	11,5	17,3	12,0	6,9	257,9	7,77	1,090	125,1	782	914	126,9
I 340	68,1	340	137	12,2	18,3	12,0	7,3	274,3	8,67	1,150	157,0	924	1080	134,6
I 360	76,1	360	143	13,0	19,5	13,0	7,8	290,2	9,70	1,210	196,1	1090	1276	142,2
I 380	84,0	380	149	13,7	20,5	14,0	8,2	306,7	10,7	1,270	240,1	1260	1482	149,8
I 400	92,6	400	155	14,4	21,6	14,0	8,6	322,9	11,8	1,330	292,1	1460	1714	157,3
I 450	115,4	450	170	16,2	24,3	16,0	9,7	363,6	14,7	1,480	458,5	2040	2400	176,6
I 500	140,5	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	404,3	17,9	1,630	687,4	2750	3240	196,0
I 550	166,4	550	200	19,0	30,0	19,0	11,9	445,6	21,2	1,800	991,8	3610	4240	216,3

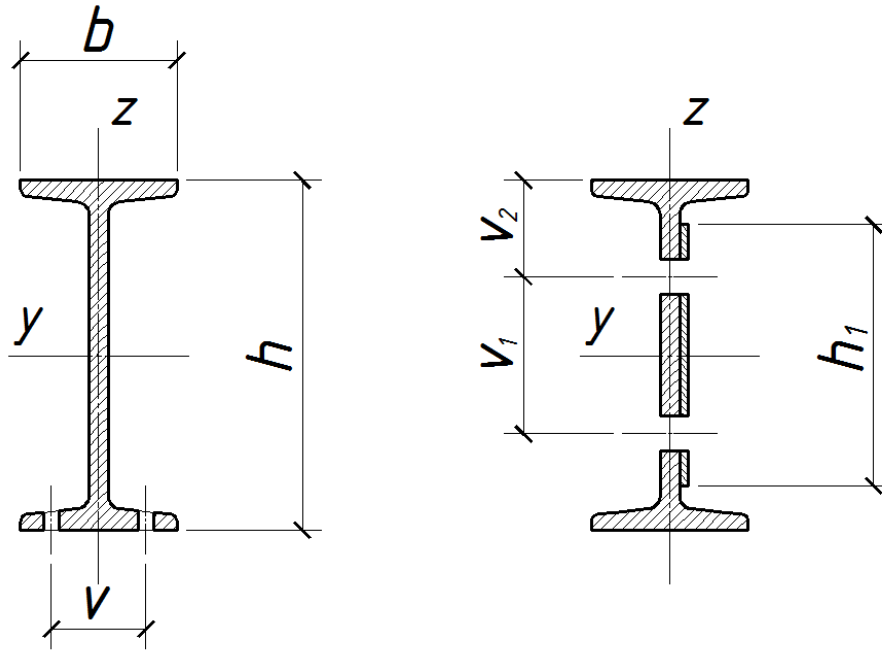


Рисунок Г.2 - Профиль IPN (продолжение)

Таблица Г.2 - Профиль IPN (продолжение)

Геометрические характеристики							Риски для отверстий [мм]								
A _{vz}	I _z	W _z	W _{plz}	i _z	I _I	I _w	в поясах			в стенке					
мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶	v	диаметр болта		v ₁	v ₂	h ₁	диаметр болта		
10 ³	10 ³	10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁹		сред.	макс.				сред.	макс.	№
0,341	62,9	3,00	5	9,1	8,7	0,09	22	-	-	40	-	50	12	16	I 80
0,485	122	4,88	8,1	10,7	16,0	0,27	26	-	-	50	-	70	16	20	I 100
0,663	215	7,41	12,4	12,3	27,1	0,69	32	-	-	40	40	80	12	12	I 120
0,865	352	10,7	17,9	13,9	43,2	1,54	34	-	-	45	50	100	12	16	I 140
1,083	547	14,8	24,9	15,5	65,7	3,14	40	12	12	50	60	110	16	16	I 160
1,335	813	19,8	33,2	17,1	95,8	5,92	44	12	12	55	70	130	16	20	I 180
1,603	1170	26,0	43,5	18,7	135	10,5	48	12	16	55	90	150	20	20	I 200
1,906	1620	33,1	55,7	20,3	186	17,8	52	16	16	60	100	160	20	20	I 220
2,233	2210	41,7	70	21,9	250	28,7	56	16	16	60	120	180	20	20	I 240
2,608	2880	51,0	86	23,2	335	44,1	58	16	16	60	140	200	20	20	I 260
3,018	3640	61,2	103	24,4	442	64,6	62	16	20	75	130	210	24	24	I 280
3,458	4510	72,2	121	25,6	568	91,8	64	20	20	75	150	230	24	24	I 300
3,926	5550	84,7	143	26,7	725	129	70	20	20	75	170	250	24	24	I 320
4,427	6740	98,4	166	27,9	904	176	74	20	20	75	190	270	24	24	I 340
4,995	8180	144,4	194	29,0	1150	240	76	20	20	75	210	290	24	24	I 360
5,555	9750	130,9	221	30,2	1410	319	80	20	20	80	220	300	24	24	I 380
6,169	11600	149,7	253	31,4	1700	420	84	24	24	85	230	320	24	27	I 400
7,779	17300	203,5	345	34,3	2670	791	92	24	24	90	270	360	24	27	I 450
9,560	24800	268,1	456	37,2	4020	1400	100	24	27	95	310	400	24	27	I 500
11,13	34900	349,0	592	40,6	5440	2390	110	27	27	100	350	440	27	27	I 550

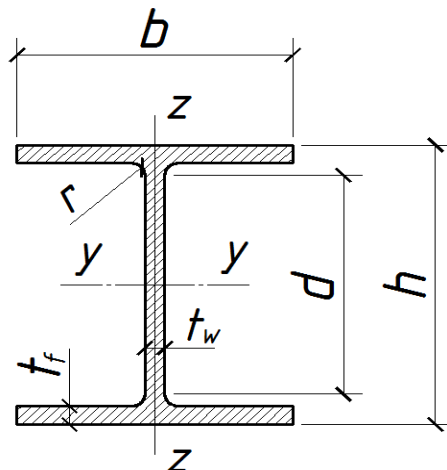


Рисунок Г.3 - Профиль HEA

Таблица Г.3 - Профиль HEA

№	Вес	Размеры						Геометрические характеристики					
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	d	A	A _m	I _y	W _y	W _{pl,y}	i _y
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм
№								10 ³		10 ⁶	10 ³	10 ³	
HEA 100	16,7	96	100	5,0	8,0	12,0	56	2,12	0,561	3,492	72,8	83,01	40,5
HEA 120	19,9	114	120	5,0	8,0	12,0	74	2,53	0,677	6,062	106,4	119,5	48,9
HEA 140	24,7	133	140	5,5	8,5	12,0	92	3,14	0,794	10,33	155,3	173,5	57,3
HEA 160	30,4	152	160	6,0	9,0	15,0	104	3,88	0,906	16,73	220,1	245,1	65,7
HEA 180	35,5	171	180	6,0	9,5	15,0	122	4,53	1,024	25,1	294	324,9	74,5
HEA 200	42,3	190	200	6,5	10,0	18,0	134	5,38	1,136	36,9	389	429,5	82,8
HEA 220	50,5	210	220	7,0	11,0	18,0	152	6,43	1,255	54,1	515	568,5	91,7
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12,0	21,0	164	7,68	1,369	77,6	675	744,6	100,5
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24,0	177	8,68	1,484	104,5	836	919,8	109,7
HEA 280	76,3	270	280	8,0	13,0	24,0	196	9,73	1,603	136,7	1013	1112	118,6
HEA 300	88,3	290	300	8,5	14,0	27,0	208	11,25	1,717	182,6	1259	1383	127,4
HEA 320	97,7	310	300	9,0	15,5	27,0	225	12,44	1,756	229,3	1479	1628	135,8
HEA 340	104,8	330	300	9,5	16,5	27,0	243	13,35	1,795	276,9	1678	1850	144,0
HEA 360	112,1	350	300	10,0	17,5	27,0	261	14,28	1,834	330,9	1891	2088	152,2
HEA 400	124,8	390	300	11,0	19,0	27,0	298	15,90	1,912	450,7	2310	2562	168,4
HEA 450	139,7	440	300	11,5	21,0	27,0	344	17,8	2,011	637,2	2900	3216	189,2
HEA 500	155,0	490	300	12,0	23,0	27,0	390	19,75	2,110	869,7	3550	3949	209,8
HEA 550	166,3	540	300	12,5	24,0	27,0	438	21,18	2,209	1119	4140	4622	229,9
HEA 600	177,8	590	300	13,0	25,0	27,0	486	22,65	2,308	1412	4790	5350	249,7
HEA 650	189,7	640	300	13,5	26,0	27,0	534	24,16	2,407	1752	5480	6136	269,3
HEA 700	204,5	690	300	14,5	27,0	27,0	582	26,05	2,505	2153	6240	7032	287,5
HEA 800	224,4	790	300	15,0	28,0	30,0	674	28,58	2,698	3034	7680	8699	325,8
HEA 900	251,6	890	300	16,0	30,0	30,0	770	32,05	2,896	4221	9490	10810	362,9
HEA 1000	272,2	990	300	16,5	31,0	30,0	868	34,68	3,095	5538	11190	12820	399,6

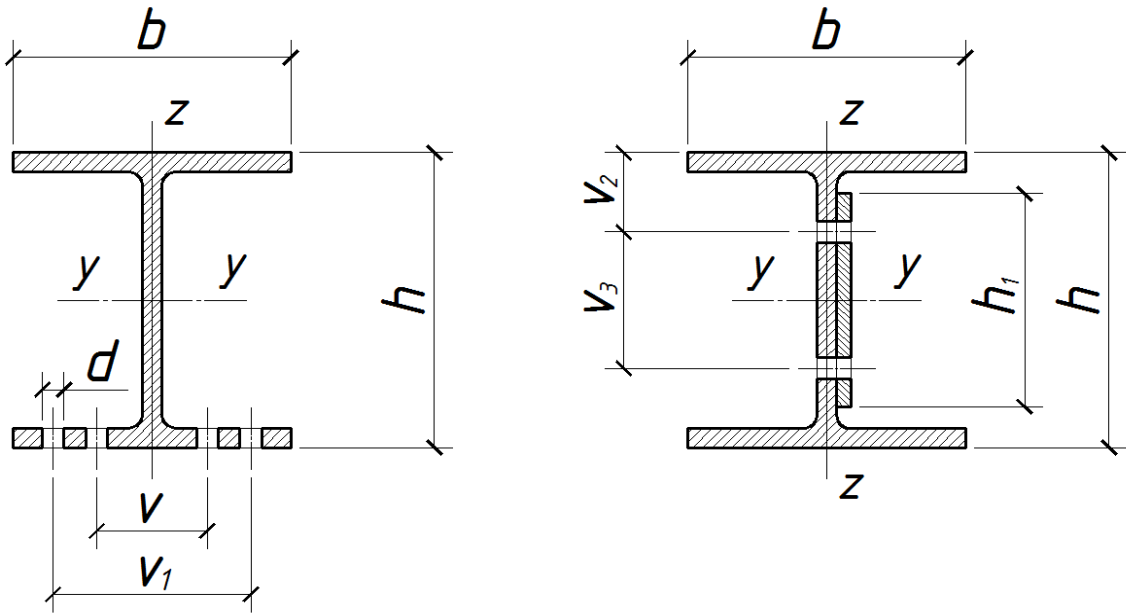


Рисунок Г.4 - Профиль НЕВ

Таблица Г.4 - Профиль НЕВ

Геометрические характеристики							Риски для отверстий [мм]							№
A _{vz}	I _z	W _z	W _{plz}	i _z	I _l	I _w	в поясах			в стенке				
мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶	v	v ₁	диаметр болта	v ₂	v ₃	h ₁	диаметр болта	
10 ³	10 ³	10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁹								
0,76	1,34	26,76	41,1	25,1	52,4	2,58	56	-	12	48	-	50	12	HEA 100
0,85	2,309	38,48	58,85	30,2	59,9	6,47	66	-	16	57	-	70	16	HEA 120
1,01	3,893	55,61	84,85	35,2	81,3	15,06	76	-	20	46,5	40	90	16	HEA 140
1,32	6,156	76,95	117,6	39,8	121,9	31,41	86	-	20	51	50	100	16	HEA 160
1,45	9,25	102,78	156,5	45,2	148,0	60,21	100	-	24	50,5	70	120	16	HEA 180
1,81	13,36	133,60	203,8	49,8	209,8	108,0	110	-	24	55	80	130	16	HEA 200
2,07	19,55	177,73	270,6	55,1	284,6	193,3	120	-	24	65	80	150	20	HEA 220
2,52	27,69	230,75	351,7	60,0	415,5	328,5	94	164	24	70	90	160	20	HEA 240
2,876	36,68	282,15	430,2	65,0	523,7	516,4	100	180	24	80	90	170	24	HEA 260
3,174	47,63	340,21	518	70,0	621,0	785,4	110	200	24	85	100	190	24	HEA 280
3,728	63,1	420,67	641,2	74,9	851,7	1200	120	210	27	90	110	200	24	HEA 300
4,113	69,85	465,67	709,7	74,9	1080	1512	120	210	27	95	120	220	27	HEA 320
4,495	74,36	495,73	755,9	74,6	1272	1824	120	210	27	95	140	240	27	HEA 340
4,896	78,87	525,80	802,3	74,3	1488	2177	120	210	27	95	160	260	27	HEA 360
5,733	85,64	570,93	872,9	73,4	1890	2942	120	210	27	100	190	290	27	HEA 400
6,578	94,65	631,00	965,5	72,9	2438	4148	120	210	27	100	240	340	27	HEA 450
7,472	103,7	691,33	1059	72,5	3093	5643	120	210	27	100	290	390	27	HEA 500
8,372	108,2	721,33	1107	71,5	3515	7189	120	210	27	105	330	430	27	HEA 550
9,321	112,7	751,33	1156	70,5	3978	8978	120	210	27	105	380	480	27	HEA 600
10,32	117,2	781,33	1205	69,6	4483	11030	120	210	27	105	430	530	27	HEA 650
11,7	121,8	812,00	1257	68,4	5139	13350	120	210	27	105	480	580	27	HEA 700
13,88	126,4	842,67	1312	66,5	5969	18290	130	210	27	110	570	670	27	HEA 800
16,33	135,5	903,33	1414	65,0	7368	24960	130	210	27	110	670	770	27	HEA 900
18,46	140	933,33	1470	63,5	8224	32070	130	210	27	115	760	860	27	HEA 1000

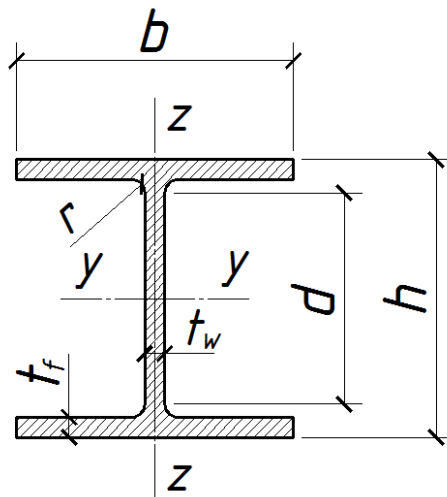


Рисунок Г.4 - Профиль НЕВ (продолжение)

Таблица Г.4 - Профиль НЕВ (продолжение)

№	Вес	Размеры						Геометрические характеристики					
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	d	A	A _m	I _y	W _y	W _{py}	i _y
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм
№								10 ³		10 ⁶	10 ³	10 ³	
НЕВ 100	20,4	100	100	6,0	10,0	12,0	56	2,604	0,567	4,495	89,9	104,2	41,5
НЕВ 120	26,7	120	120	6,5	11,0	12,0	74	3,401	0,686	8,644	144,1	165,2	50,4
НЕВ 140	33,7	140	140	7,0	12,0	12,0	92	4,296	0,805	15,09	215,6	245,4	59,3
НЕВ 160	42,6	160	160	8,0	13,0	15,0	104	5,425	0,918	24,92	311,5	354	67,8
НЕВ 180	51,2	180	180	8,5	14,0	15,0	122	6,525	1,037	38,31	426	481,4	76,6
НЕВ 200	61,3	200	200	9,0	15,0	18,0	134	7,808	1,151	57,0	570	642,5	85,4
НЕВ 220	71,5	220	220	9,5	16,0	18,0	152	9,104	1,270	80,9	736	827	94,3
НЕВ 240	83,2	240	240	10,0	17,0	21,0	164	10,60	1,384	112,6	938	1053	103,1
НЕВ 260	92,9	260	260	10,0	17,5	24,0	177	11,84	1,499	149,2	1148	1283	112,3
НЕВ 280	103,1	280	280	10,5	18,0	24,0	196	13,14	1,618	192,7	1376	1534	121,1
НЕВ 300	117,0	300	300	11,0	19,0	27,0	208	14,91	1,732	251,7	1678	1869	129,9
НЕВ 320	126,6	320	300	11,5	20,5	27,0	225	16,13	1,771	308,2	1926	2149	138,2
НЕВ 340	134,2	340	300	12,0	21,5	27,0	243	17,09	1,810	366,6	2156	2408	146,5
НЕВ 360	141,8	360	300	12,5	22,5	27,0	261	18,06	1,849	431,9	2399	2683	154,6
НЕВ 400	155,3	400	300	13,5	24,0	27,0	298	19,78	1,927	576,8	2880	3232	170,8
НЕВ 450	171,1	450	300	14,0	26,0	27,0	344	21,80	2,026	798,9	3550	3982	191,4
НЕВ 500	187,3	500	300	14,5	28,0	27,0	390	23,86	2,125	1072,0	4290	4815	212,0
НЕВ 550	199,5	550	300	15,0	29,0	27,0	438	25,41	2,224	1367	4970	5591	231,9
НЕВ 600	212,0	600	300	15,5	30,0	27,0	486	27,00	2,323	1710	5700	6425	251,7
НЕВ 650	224,7	650	300	16,0	31,0	27,0	534	28,63	2,422	2106	6480	7320	271,2
НЕВ 700	240,5	700	300	17,0	32,0	27,0	582	30,64	2,520	2569	7340	8327	289,6
НЕВ 800	262,3	800	300	17,5	33,0	30,0	674	33,42	2,713	3591	8980	10230	327,8
НЕВ 900	291,5	900	300	18,5	35,0	30,0	770	37,13	2,911	4941	10980	12580	364,8
НЕВ 1000	314,0	1000	300	19,0	36,0	30,0	868	40,00	3,110	6447	12890	14860	401,5

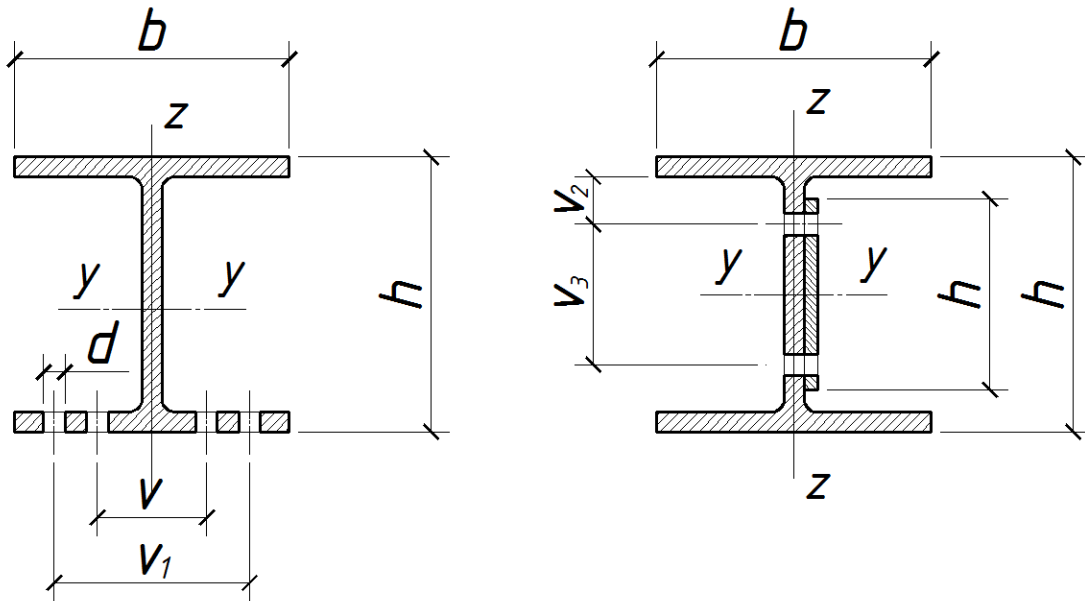


Рисунок Г.4 - Профиль НЕВ (продолжение)

Таблица Г.4 - Профиль НЕВ (продолжение)

Геометрические характеристики							Риски для отверстий [мм]							№
A _{vz}	I _z	W _z	W _{plz}	i _z	I _I	I _w	в поясах			в стенке				
мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶	v	v ₁	диаметр болта	v ₂	v ₃	h ₁	диаметр болта	
10 ³	10 ³	10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁹								
0,901	1,673	33,46	51,4	25,3	92,5	3,38	56	-	12	50	-	50	12	НЕВ 100
1,10	3,175	52,92	81	30,6	138,4	9,41	66	-	16	60	-	70	16	НЕВ 120
1,31	5,497	78,53	119,8	35,8	200,6	22,48	76	-	20	30	40	90	16	НЕВ 140
1,76	8,892	111,15	170	40,5	312,4	47,94	86	-	20	55	50	100	16	НЕВ 160
2,02	13,63	151,44	231	45,7	421,6	93,75	100	-	24	55	70	120	16	НЕВ 180
2,48	20,03	200,30	305,8	50,6	592,8	171,1	110	-	24	60	80	130	16	НЕВ 200
2,79	28,43	258,45	393,9	55,9	765,7	295,4	120	-	24	70	80	150	20	НЕВ 220
3,32	39,23	326,92	498,4	60,8	1027	486,9	96	166	24	75	90	160	20	НЕВ 240
3,759	51,35	395,00	602,2	65,9	1238	753,7	106	186	24	85	90	170	24	НЕВ 260
4,109	65,95	471,07	718	70,8	1437,0	1130	110	200	24	90	100	190	24	НЕВ 280
4,743	85,63	570,87	870,1	75,8	1850	1688	120	210	27	95	110	200	24	НЕВ 300
5,177	92,39	615,93	939,1	75,7	2251	2069	120	210	27	100	120	220	27	НЕВ 320
5,609	96,90	646,00	985,7	75,3	2572	2454	120	210	27	100	140	240	27	НЕВ 340
6,06	101,4	676,00	1032	74,9	2925	2883	120	210	27	100	160	260	27	НЕВ 360
6,998	108,2	721,33	1104	74,0	3557	3817	120	210	27	105	190	290	27	НЕВ 400
7,966	117,2	781,33	1198	73,3	4405	5258	120	210	27	105	240	340	27	НЕВ 450
8,982	126,2	841,33	1292	72,7	5384	7018	120	210	27	105	290	390	27	НЕВ 500
10,01	130,8	872,00	1341	71,7	6003	8856	120	210	27	110	330	430	27	НЕВ 550
11,08	135,3	902,00	1391	70,8	6672	10970	120	210	27	110	380	480	27	НЕВ 600
12,2	139,8	932,00	1441	69,9	7392	13360	120	210	27	110	430	530	27	НЕВ 650
13,71	144,4	962,67	1495	68,6	8309	16060	120	210	27	110	480	580	27	НЕВ 700
16,18	149,0	993,33	1553	66,8	9460	21840	130	210	27	115	570	670	27	НЕВ 800
18,88	158,2	1054,7	1658	65,3	11370	29460	130	210	27	115	670	770	27	НЕВ 900
21,25	162,8	1085,3	1716	63,8	12540	37640	130	210	27	120	760	860	27	НЕВ 1000

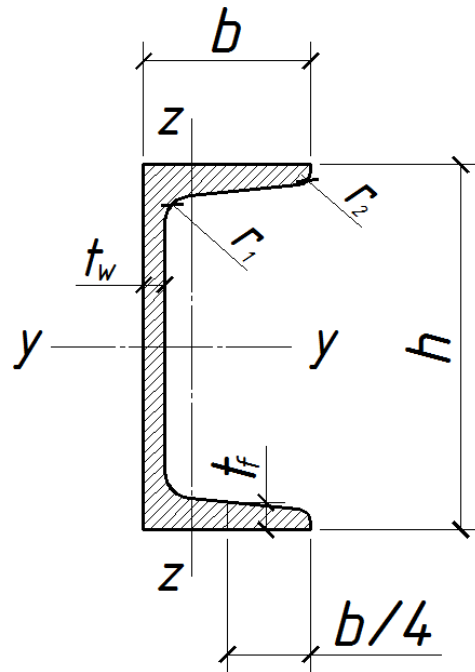


Рисунок Г.5 - Профиль U

Таблица Г.5 – Профиль U

№	Вес	Размеры									Геометрические характеристики					
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂	d	y _s	y _m	A	A _m	I _y	W _y	W _{p/y}	i _y
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм ²	мм ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм
№											10 ³		10 ⁶	10 ³	10 ³	
U 80	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	46,0	14,5	26,7	1,10	0,312	1,06	26,5	31,8	31,0
U 100	10,60	100	50	6,0	8,5	8,5	4,0	64,0	15,5	29,3	1,35	0,372	2,06	41,2	49,0	39,1
U 120	13,3	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	82,0	16,0	30,3	1,70	0,434	3,64	60,7	72,6	46,3
U 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	98,0	17,5	33,7	2,04	0,489	6,05	86,4	103	54,5
U 160	18,8	160	65	7,5	10,5	11,0	5,5	115,0	18,4	35,6	2,40	0,546	9,25	116	138	62,1
U 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	133,0	19,2	37,5	2,80	0,611	13,5	150	179	69,4
U 200	25,3	200	75	8,5	11,5	12,0	6,0	151,0	20,1	39,4	3,22	0,661	19,1	191	228	77,0
U 220	29,4	220	80	9,0	12,5	13,0	6,5	167,0	21,4	42,0	3,74	0,718	26,9	245	292	84,8
U 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	184,0	22,3	43,9	4,23	0,775	36,0	300	358	92,3
U 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	200,0	23,6	46,6	4,83	0,834	48,2	371	442	99,9
U 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	216,0	25,3	50,2	5,33	0,890	62,8	449	532	108,5
U 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	232,0	27,0	54,1	5,88	0,950	80,3	535	632	116,9
U 320	59,5	320	100	14,0	17,5	18,0	8,8	246,0	26,0	48,2	7,58	0,982	108,7	679	826	119,8
U 350	60,7	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	282,0	24,0	44,5	7,73	1,047	128,4	734	918	128,9
U 380	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	313,0	23,8	45,8	8,04	1,110	157,6	830	1014	140,0
U 400	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	324,0	26,5	51,1	9,15	1,182	203,5	1020	1240	149,1

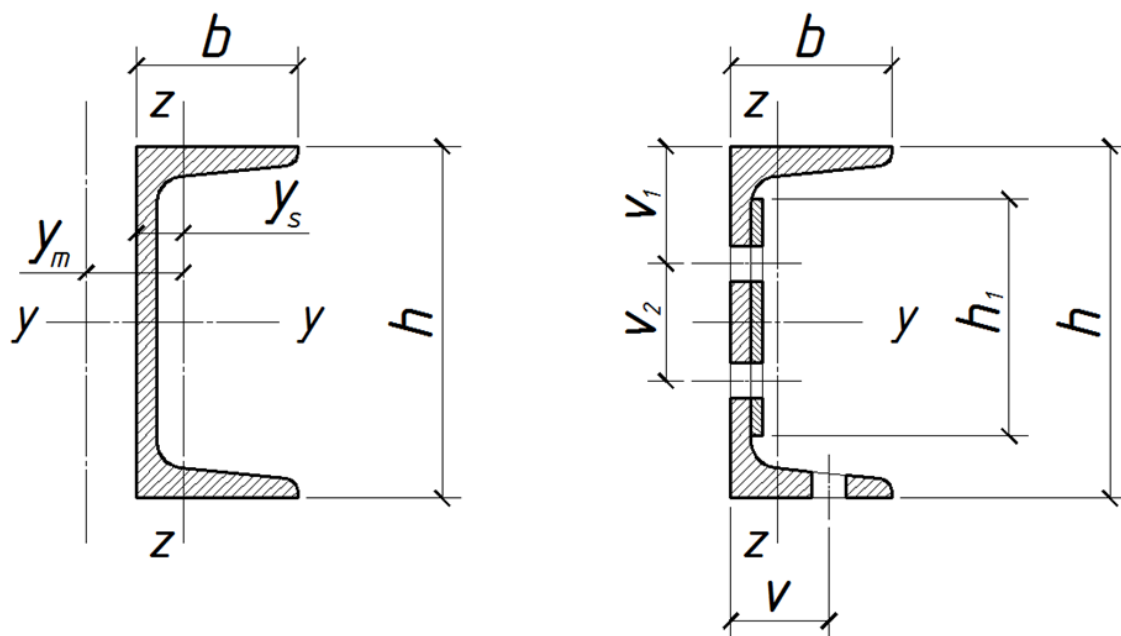


Рисунок 5 - Профиль U (продолжение)

Таблица 5 – Профиль U (продолжение)

Геометрические характеристики							Риски для отверстий [мм]								№
A _{vz}	I _z	W _z	W _{plz}	i _z	I _l	I _w	в поясах			в стенке					
мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶	v	диаметр болта		v ₁	v ₂	h ₁	диаметр болта		
10 ³	10 ³	10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁹		сред.	макс.				сред.	макс.	№
0,51	194	6,36	12,1	13,3	21,6	0,17	25	12	12	40	-	40	12	12	U 80
0,646	293	8,49	16,2	14,7	28,1	0,41	30	12	12	50	-	60	12	12	U 100
0,88	432	11,08	21,2	15,9	41,5	0,90	30	16	16	40	40	80	12	12	U 120
1,041	627	14,8	28,3	17,5	56,8	1,80	35	16	16	45	50	100	12	16	U 140
1,26	853	18,3	35,2	18,9	73,9	3,26	35	16	20	50	60	110	16	16	U 160
1,509	1140	22,4	42,9	20,2	95,5	5,57	40	20	20	55	70	130	16	20	U 180
1,771	1480	27,0	51,8	21,4	119	9,07	40	20	20	55	90	150	20	20	U 200
2,062	1970	33,6	64,1	23,0	160	14,6	45	20	20	60	100	160	20	20	U 220
2,371	2480	39,6	75,7	24,2	197	22,1	45	24	24	60	120	180	20	20	U 240
2,712	3170	47,7	92	25,6	255	33,3	50	24	24	60	140	200	20	20	U 260
2,928	3990	57,2	109	27,4	310	48,5	50	24	24	75	130	210	24	27	U 280
3,177	4950	67,8	130	29,0	374	69,1	55	24	27	75	150	230	24	27	U 300
4,711	5970	80,7	152	28,1	667	96,1	58	27	27	90	140	240	27	27	U 320
5,084	5700	75,0	143	27,2	612	114	58	27	27	85	180	280	27	27	U 350
5,323	6150	78,6	148	27,7	591	146	60	27	27	85	200	300	27	27	U 380
5,855	8460	101,3	190	30,4	816	221	60	27	27	90	220	320	27	27	U 400

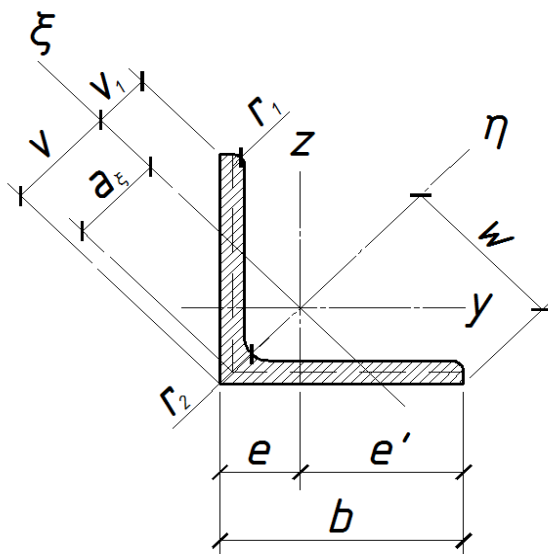


Рисунок Г.6 - Равнополочный уголок

Таблица Г.6 – Равнополочный уголок

№	Вес	Размеры									Геометрические характеристики					
	m	b	t	r ₁	r ₂	e	é	v	v ₁	w	A	A _m	I _y	W _{y1}	W _{y2}	i _y
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм
№													10 ³	10 ³	10 ³	-
40x4	2,42	40	4	6	3	11,2	28,8	15,8	14,1	28,3	308	0,15	45,0	1,56	4,02	12,1
40x5	2,98	40	5	6	3	11,6	28,4	16,4	14,2	28,3	379	0,15	54,5	1,92	4,70	12,0
45x4	2,74	45	4	7	3,5	12,3	32,7	17,4	15,8	31,8	349	0,17	64,7	1,98	5,26	13,6
45x5	3,38	45	5	7	3,5	12,8	32,2	18,0	15,9	31,8	430	0,17	78,8	2,45	6,16	13,5
50x4	3,05	50	4	7	3,5	13,5	36,5	19,2	17,6	35,4	389	0,19	90,2	2,47	6,68	15,2
50x5	3,77	50	5	7	3,5	14,0	36,0	19,8	17,6	35,4	480	0,19	110	3,06	7,86	15,1
50x6	4,47	50	6	7	3,5	14,4	35,6	20,4	17,7	35,4	569	0,19	129	3,62	8,96	15,0
55x5	4,18	55	5	8	4	15,1	39,9	21,4	19,3	38,9	532	0,21	148	3,71	9,80	16,7
55x6	4,95	55	6	8	4	15,6	39,4	22,1	19,4	38,9	631	0,21	174	4,42	11,15	16,6
60x6	5,42	60	6	8	4	16,8	43,2	23,8	21,2	42,2	691	0,23	229	5,30	13,63	18,2
60x8	7,09	60	8	8	4	17,7	42,3	25,0	21,4	42,4	903	0,23	292	6,90	16,50	18,0
65x6	5,91	65	6	9	4,5	18,0	47,0	25,4	22,9	46,0	753	0,25	293	6,23	16,28	19,7
65x8	7,73	65	8	9	4,5	18,8	46,2	26,6	23,1	46,0	985	0,25	376	8,14	20,00	19,5
70x6	6,40	70	6	10	5	19,1	50,9	27,1	24,6	49,5	815	0,27	368	7,23	19,27	21,3
70x7	7,39	70	7	10	5	19,6	50,4	27,7	24,7	49,5	942	0,27	423	8,39	21,58	21,2
70x8	8,40	70	8	10	5	20,0	50,0	28,3	24,8	49,5	1070	0,27	475	9,50	23,75	21,1
80x6	7,34	80	6	10	5	21,6	58,4	30,6	28,2	56,6	935	0,31	560	9,59	25,93	24,5
80x8	9,66	80	7	10	5	22,5	57,5	31,8	28,3	56,6	1230	0,31	725	12,61	32,22	24,3
80x10	11,9	80	8	10	5	23,3	56,7	33,0	28,6	56,6	1510	0,31	877	15,47	37,64	24,1
90x6	8,24	90	6	10	5	24,1	65,9	34,1	31,7	63,6	1050	0,35	810	12,29	33,61	27,7
90x8	10,9	90	8	10	5	25,0	65,0	35,4	31,9	63,6	1390	0,35	1050	16,15	42,00	27,5
90x10	13,4	90	10	10	5	25,8	64,2	36,5	32,1	63,6	1710	0,35	1280	19,94	49,61	27,3
100x6	9,26	100	6	12	6	26,4	73,6	37,3	35,2	70,7	1180	0,39	1110	15,08	42,05	30,7
100x8	12,2	100	8	12	6	27,3	72,7	38,6	35,3	70,7	1550	0,39	1450	19,94	53,11	30,6
100x10	15,1	100	10	12	6	28,2	71,8	39,9	35,4	70,7	1920	0,39	1770	24,65	62,77	30,4
100x12	17,8	100	12	12	6	29,0	71,0	41,0	35,7	70,7	2270	0,39	2070	29,15	71,38	30,2
110x8	13,4	110	8	12	6	29,8	80,2	42,2	38,8	77,8	1710	0,43	1960	24,44	65,77	33,8
110x10	16,6	110	10	12	6	30,7	79,3	43,4	39,0	77,8	2120	0,43	2390	30,14	77,85	33,6
120x8	14,7	120	8	13	6,5	32,2	87,8	45,5	42,3	84,9	1870	0,47	2560	29,16	79,50	37,0

Таблица Г.6 – Равнополочный уголок (продолжение)

120x10	18,2	120	10	13	6,5	33,1	86,9	46,8	42,4	84,9	2320	0,47	3140	36,13	94,86	36,8
120x12	21,6	120	12	13	6,5	33,9	86,1	48,0	42,7	84,9	2750	0,47	3680	42,74	108,6	36,6
130x12	23,6	130	12	14	7	36,4	93,6	51,4	46,1	91,9	3000	0,51	4730	50,53	129,9	39,7
130x14	27,2	130	14	14	7	37,2	92,8	52,6	46,4	91,9	3470	0,51	5410	58,30	145,4	39,5
140x10	21,4	140	10	15	7,5	37,9	102,1	53,6	49,4	99,0	2720	0,55	5060	49,56	133,5	43,1
140x12	25,4	140	12	15	7,5	38,8	101,2	54,8	49,6	99,0	3240	0,55	5960	58,89	153,6	42,9
140x14	29,4	140	14	15	7,5	39,6	100,4	56,0	49,8	99,0	3750	0,55	6830	68,03	172,5	42,7
160x10	24,6	160	10	17	8,5	42,7	117,3	60,3	56,4	113,0	3130	0,63	7630	65,05	178,7	49,4
160x12	29,3	160	12	17	8,5	43,6	116,4	61,6	56,5	113,0	3730	0,63	9020	77,49	206,9	49,2
160x14	33,9	160	14	17	8,5	44,4	115,6	62,8	56,7	113,0	4320	0,63	10400	89,97	234,2	49,0
160x16	38,5	160	16	17	8,5	45,3	114,7	64,0	56,9	113,0	4900	0,63	11600	101,1	256,1	48,8
180x12	33,0	180	12	18	9	48,5	131,5	68,5	63,5	127,0	4210	0,7	13000	98,86	268,0	55,6
180x14	38,3	180	14	18	9	49,3	130,7	69,8	63,7	127,0	4880	0,7	15000	114,8	304,3	55,4
200x14	42,7	200	14	18	9	54,3	145,7	76,9	70,7	141,0	5440	0,78	20800	142,8	383,1	61,8
200x16	48,5	200	16	18	9	55,2	144,8	78,0	71,0	141,0	6180	0,78	23400	161,6	423,9	61,6
200x20	59,9	200	20	18	9	56,8	143,2	80,3	71,5	141,0	7630	0,78	28500	199,0	501,8	61,1

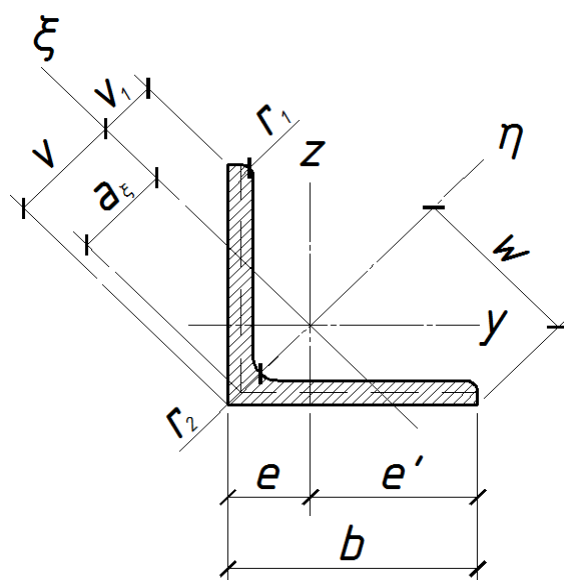


Рисунок Г.6 - Равнополочный уголок (продолжение)

Таблица Г.6 – Равнополочный уголок (продолжение)

Геометрические характеристики									Риски для отверстий [мм]					№
I _η	W _η	i _η	I _ξ	W _{ξ2}	W _{ξ1,3}	i _ξ	a _η	I _t	v	v ₁	v ₂	диаметр болта		
мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм	мм ⁴	мм	мм	мм	сред.	макс.	
10 ³	10 ³	-	10 ³	10 ³	10 ³	-	-	10 ³						№
70,9	2,51	15,2	19,0	1,20	1,35	7,86	13,0	1,67	-	-	-	-	-	40x4
85,9	3,04	15,1	23,1	1,41	1,63	7,81	12,9	3,15	-	-	-	-	-	40x5
102	3,21	17,1	27,6	1,59	1,75	8,89	14,6	1,90	25	-	-	12	12	45x4
124	3,90	17,0	33,5	1,86	2,11	8,82	14,5	3,61	25	-	-	12	12	45x5
142	4,01	19,1	38,2	1,99	2,17	9,90	16,3	2,13	30	-	-	12	12	50x4
174	4,92	19,0	46,4	2,34	2,64	9,83	16,3	4,07	30	-	-	12	12	50x5
203	5,73	18,9	54,3	2,66	3,07	9,77	16,2	6,85	30	-	-	12	12	50x6
233	5,99	20,9	62,6	2,93	3,24	10,8	17,9	4,52	30	-	-	16	16	55x5
274	7,04	20,8	73,3	3,32	3,78	10,8	17,8	7,64	30	-	-	16	16	55x6
361	8,55	22,9	96,1	4,04	4,53	11,8	19,6	8,43	35	-	-	16	16	60x6
461	10,87	22,6	123	4,92	5,75	11,7	19,3	9,13	35	-	-	16	16	60x8
463	10,07	24,8	124	4,88	5,41	12,8	21,2	9,22	35	-	-	20	20	65x6
594	12,91	24,6	159	5,98	6,88	12,7	21,0	21,0	35	-	-	20	20	65x8
581	11,74	26,7	156	5,76	6,34	13,8	22,8	10,0	40	-	-	20	20	70x6
667	13,47	26,6	178	6,43	7,21	13,8	22,7	15,6	40	-	-	20	20	70x7
749	15,13	26,5	200	7,07	8,06	13,7	22,6	22,9	40	-	-	20	20	70x8
885	15,64	30,8	235	7,68	8,33	15,9	26,3	11,6	45	-	-	20	24	80x6
1150	20,32	30,6	303	9,53	10,71	15,7	26,2	26,6	45	-	-	20	24	80x8
1390	24,56	30,3	368	11,15	12,87	15,6	25,9	50,4	45	-	-	20	24	80x10
1280	20,13	34,8	338	9,91	10,66	17,9	29,9	13,2	50	-	-	20	24	90x6
1660	26,10	34,6	437	12,34	13,70	17,7	29,7	30,4	50	-	-	20	24	90x8
2020	31,76	34,4	531	14,55	16,54	17,6	29,5	57,7	50	-	-	20	24	90x10
1760	24,89	38,6	471	12,63	13,38	20,0	33,0	14,8	55	-	-	24	24	100x6
2300	32,53	38,5	608	15,75	17,22	19,8	33,0	34,2	55	-	-	24	24	100x8
2800	39,60	38,3	739	18,52	20,88	19,6	32,8	65,0	55	-	-	24	24	100x10
3280	46,39	38,0	867	21,15	24,29	19,5	32,5	110	55	-	-	24	24	100x12
3100	39,85	42,6	815	19,31	21,01	21,8	36,5	38,0	-	45	20	24	24	110x8
3790	48,71	42,3	994	22,90	25,49	21,7	36,3	72,6	-	45	20	24	24	110x10
4050	47,70	46,5	1070	23,52	25,30	23,9	39,9	41,7	-	50	25	24	24	120x8
4970	58,54	46,3	1300	27,78	30,66	23,7	39,7	79,9	-	50	25	24	24	120x10
5840	68,79	46,0	1530	31,88	35,83	23,6	39,5	135	-	50	25	24	24	120x12
7500	81,61	50,0	1960	38,13	42,52	25,6	42,9	148	-	55	30	24	24	130x12
8570	93,25	49,7	2250	42,78	48,49	25,5	42,7	231	-	55	30	24	24	130x14
8010	80,91	54,2	2100	39,18	42,51	27,8	46,5	94,5	-	55	40	24	27	140x10
9450	95,45	54,0	2470	45,07	49,80	27,6	46,3	161	-	55	40	24	27	140x12
10800	109,1	53,7	2830	50,54	56,83	27,5	46,1	251	-	55	40	24	27	140x14
12100	107,1	62,1	3180	52,74	56,38	31,9	53,2	109	-	60	55	24	27	160x10
14300	126,5	61,9	3750	60,88	66,37	31,7	53,1	186	-	60	55	24	27	160x12
16400	145,1	61,7	4300	68,47	75,84	31,6	52,9	291	-	60	55	24	27	160x14
18500	163,7	61,4	4840	75,63	85,06	31,4	52,7	428	-	60	55	24	27	160x16
20600	162,2	70,0	5400	78,83	85,04	35,8	60,1	211	-	60	70	24	27	180x12
23700	186,6	69,7	6190	88,68	97,17	35,6	59,9	331	-	60	70	24	27	180x14
33000	234,0	77,9	8570	111,4	121,2	39,7	67,0	371	-	65	85	24	27	200x14
37200	2638	77,6	9660	123,8	136,1	39,5	66,7	548	-	65	85	24	27	200x16
45300	321,3	77,0	11800	146,9	165,0	39,3	66,2	1040	-	65	85	24	27	200x20

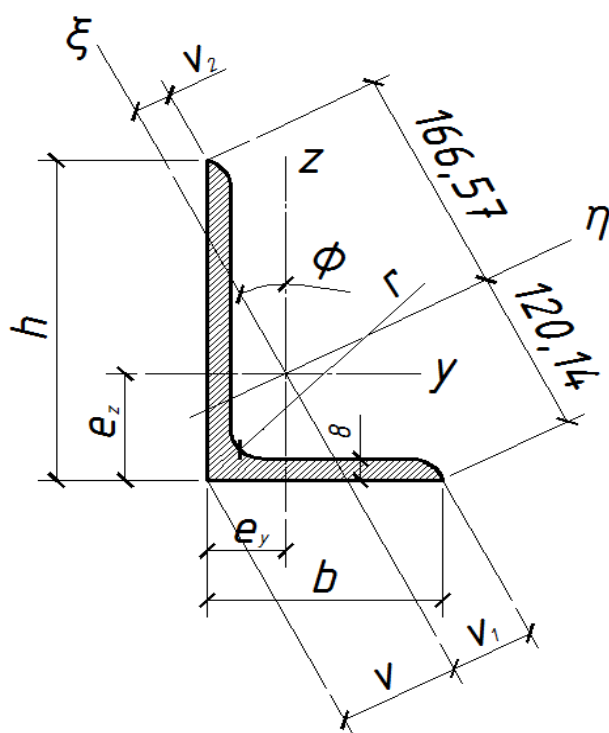


Рисунок Г.7 – Неравнополочный уголок

Таблица Г.7 – Неравнополочный уголок

	Вес	Размеры													
	m	h	b	t	R	e	é	w	w _l	v	v _l	v ₂	tg φ	A	A _m
	кг/м	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	-	мм ²	м ² /м
№															
50x30x4	2,42	50	30	4	6	7,0	16,7	33,7	23,5	12,1	16,7	7,3	0,348	308	0,15
50x30x5	2,98	50	30	5	6	7,4	17,2	33,4	23,6	12,6	16,6	7,6	0,345	379	0,15
60x40x5	3,76	60	40	5	6	9,7	19,6	41,0	29,9	16,7	21,1	10,7	0,430	479	0,19
60x40x6	4,46	60	40	6	6	10,1	20,0	40,8	30,1	17,1	21,1	11,0	0,427	568	0,19
60x40x7	5,1	60	40	7	6	10,5	20,4	40,6	30,3	17,6	21,0	13,3	0,423	655	0,19
65x50x5	4,35	65	50	5	6	12,5	19,9	45,3	35,9	20,8	23,9	14,8	0,574	554	0,22
65x50x6	5,2	65	50	6	6	12,9	20,4	45,2	36,1	21,3	23,9	15,1	0,572	658	0,22
65x50x7	6,0	65	50	7	6	13,3	20,8	45,0	36,2	21,9	24,0	15,3	0,569	760	0,22
65x50x8	6,8	65	50	8	6	13,7	21,1	43,9	36,3	22,3	24,0	15,6	0,566	860	0,22
75x50x5	4,7	75	50	5	7	11,7	23,9	51,5	37,2	20,2	26,5	13,1	0,433	605	0,24
75x50x6	5,6	75	50	6	7	12,1	24,4	51,3	37,4	20,7	26,4	13,4	0,431	719	0,24
75x50x7	6,5	75	50	7	7	12,5	24,8	51,1	37,6	21,2	26,4	13,7	0,429	831	0,24
75x50x8	7,4	75	50	8	7	12,9	25,2	50,8	37,8	21,7	26,3	14,0	0,426	941	0,24
80x60x6	6,4	80	60	6	8	14,8	24,7	55,7	43,3	24,8	29,3	17,3	0,535	811	0,27
80x60x7	7,4	80	60	7	8	15,2	25,9	55,5	43,4	25,4	29,3	17,6	0,543	938	0,27
80x60x8	8,3	80	60	8	8	15,6	25,5	55,4	43,5	25,9	29,3	17,8	0,541	1060	0,27
90x60x6	6,8	90	60	6	8	14,0	28,8	61,7	44,7	24,3	31,8	15,8	0,434	871	0,29
90x60x8	8,9	90	60	8	8	14,8	29,6	61,3	45,1	25,3	31,7	16,4	0,431	1140	0,29
100x65x7	8,8	100	65	7	10	15,1	32,3	67,7	48,8	26,3	35,0	16,7	0,411	1120	0,32
100x65x8	10,0	100	65	8	10	15,5	32,7	68,1	49,1	26,8	34,9	17,0	0,410	1270	0,32
100x65x10	12,2	100	65	10	10	16,3	33,6	67,7	49,4	27,8	34,7	17,6	0,406	1650	0,32
100x65x12	14,5	100	65	12	10	17,1	34,4	67,2	49,8	28,7	34,6	18,2	0,401	1850	0,32
120x80x8	12,2	120	80	8	11	18,7	38,3	82,4	59,6	32,4	42,5	21,0	0,434	1550	0,39
120x80x10	15,0	120	80	10	11	19,5	39,2	81,9	60,0	33,4	42,3	21,6	0,431	1910	0,39
120x80x12	17,8	120	80	12	11	20,3	40,0	81,5	60,3	34,4	42,2	22,2	0,428	2270	0,39
130x90x10	16,6	130	90	10	11	21,9	41,6	89,3	66,5	37,4	46,6	24,8	0,466	2110	0,43
130x90x12	19,7	130	90	12	11	22,6	42,4	89,0	66,8	38,4	46,5	25,4	0,464	2510	0,43
130x90x14	22,8	130	90	14	11	23,4	43,2	88,6	67,1	39,4	46,4	26,0	0,460	2900	0,43
140x90x8	14,1	140	90	8	11	20,3	44,9	95,1	68,0	35,8	48,9	22,9	0,410	1790	0,45
140x90x10	17,3	140	90	10	11	21,1	45,8	95,2	68,4	36,8	48,7	23,5	0,406	2210	0,45
140x90x12	20,6	140	90	12	11	21,9	46,6	94,8	68,8	37,8	48,5	24,1	0,404	2630	0,45
140x90x14	23,9	140	90	14	11	22,7	47,4	94,3	69,1	38,7	48,4	24,7	0,400	3040	0,45
160x100x10	19,8	160	100	10	12	22,7	52,3	108,6	76,7	40,1	55,0	25,4	0,387	2520	0,50
160x100x12	23,5	160	100	12	12	23,5	53,2	108,1	77,2	41,1	54,8	26,0	0,385	2990	0,50
160x100x14	27,2	160	100	14	12	24,3	54,0	107,7	77,5	42,0	54,7	26,6	0,383	3460	0,50
160x100x16	30,8	160	100	16	12	25,0	54,8	107,2	77,9	42,9	54,5	27,2	0,380	3920	0,50

Таблица Г.7 – Неравнополочный уголок (продолжение)

Геометрические характеристики													
I_y	W_{y1}	i_y	I_z	W_{z3}	i_z	I_η	W_η	i_η	I_ξ	W_ξ	i_ξ	I_t	
мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	
10 ³	10 ³	-	10 ³	10 ³	-	10 ³	10 ³	-	10 ³	10 ³	-	10 ³	№
76,7	2,30	15,8	20,6	0,90	8,2	84,4	2,50	16,6	12,8	0,77	6,4	1,62	50x30x4
93,2	2,84	15,7	24,8	1,10	8,1	102	3,05	16,4	15,6	0,94	6,4	3,13	50x30x5
172	4,26	18,9	61,1	2,02	11,3	197	4,80	20,3	35,9	1,70	8,7	3,96	60x40x5
201	5,03	18,8	71,2	2,38	11,2	230	5,64	20,1	42,2	2,00	8,6	6,77	60x40x6
229	5,78	18,7	80,7	2,74	11,1	262	6,45	20,0	48,2	2,30	8,6	10,6	60x40x7
232	5,14	20,5	119	3,17	14,7	287	6,34	22,8	63,8	2,67	10,7	4,58	65x50x5
272	6,10	20,3	140	3,77	14,6	337	7,46	22,6	75,1	3,14	10,7	7,85	65x50x6
311	7,04	20,2	159	4,33	14,5	384	8,53	22,5	86,1	3,59	10,6	12,35	65x50x7
348	7,93	20,1	177	4,88	14,3	423	9,64	22,2	96,8	4,03	10,6	18,26	65x50x8
344	6,73	23,8	123	3,21	14,3	395	7,67	25,6	71,9	2,71	10,9	5,00	75x50x5
405	8,00	23,7	144	3,80	14,2	465	9,06	25,4	84,6	3,20	10,8	8,57	75x50x6
464	9,24	23,6	165	4,40	14,1	532	10,41	25,3	96,9	3,67	10,8	13,5	75x50x7
520	10,44	23,5	184	4,96	14,0	595	11,71	25,1	109	4,14	10,8	20,0	75x50x8
514	9,29	25,2	248	5,49	17,5	627	11,26	27,8	136	4,64	12,9	9,65	80x60x6
590	10,91	25,1	284	6,34	17,4	718	12,94	27,7	156	5,32	12,9	15,2	80x60x7
663	12,17	25,0	318	7,16	17,3	806	14,55	27,6	175	5,97	12,8	22,5	80x60x8
715	11,68	28,7	256	5,57	17,1	821	13,31	30,7	149	4,69	13,1	10,4	90x60x6
923	15,28	28,5	328	7,26	17,0	1059	17,27	30,5	193	6,09	13,0	24,2	90x60x8
1125	16,62	31,7	376	7,53	18,3	1280	18,91	33,8	222	6,34	14,1	18,1	100x65x7
1268	18,84	31,6	422	8,53	18,2	1439	21,13	33,7	251	7,19	14,1	26,8	100x65x8
1541	23,20	31,4	510	10,47	18,1	1744	25,76	33,4	306	8,82	14,0	51,7	100x65x10
1796	27,38	31,2	591	12,34	17,9	2028	30,18	33,1	359	10,38	13,9	88,1	100x65x12
2256	27,62	38,2	808	13,18	22,8	2593	31,46	40,9	471	11,09	17,4	32,8	120x80x8
2755	34,10	38,0	981	16,21	22,7	3161	38,60	40,7	575	13,59	17,4	63,3	120x80x10
3228	40,35	37,7	1143	19,15	22,4	3697	45,36	40,4	675	16,00	17,2	108	120x80x12
3587	40,57	41,2	1413	20,74	25,9	4193	46,95	44,6	807	17,31	19,6	70,0	130x90x10
4211	48,07	41,0	1651	24,49	25,6	4913	55,20	44,2	948	20,39	19,4	120	130x90x12
4805	55,35	40,7	1875	28,15	25,4	5594	63,14	43,9	1085	23,39	19,3	188	130x90x14
3600	37,85	44,8	1182	16,96	25,7	4080	42,90	47,7	967	19,78	23,2	37,9	140x90x8
4409	46,80	44,7	1441	20,91	25,5	4997	52,49	47,6	852	17,49	19,6	73,3	140x90x10
5181	55,47	44,4	1684	24,72	25,3	5864	61,85	47,2	1001	20,64	19,5	126	140x90x12
5919	63,92	44,1	1913	28,42	25,1	6686	70,90	46,9	1146	23,68	19,4	198	140x90x14
6609	51,36	51,2	2018	26,11	28,3	7422	68,34	54,3	1205	21,91	21,9	83,3	160x100x10
7786	72,90	51,0	2365	30,92	28,1	8734	80,80	54,0	1417	25,86	21,8	143	160x100x12
8917	84,13	50,8	2695	35,59	27,9	9988	92,74	53,7	1624	29,68	21,7	225	160x100x14
10004	95,10	50,5	3007	40,09	27,7	11190	104,4	53,4	1825	33,48	21,6	333	160x100x16

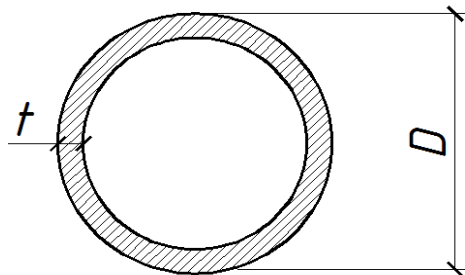


Рисунок Г.9 - Труба круглая

Таблица Г.8 –Труба круглая

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
D	t	G	A	A _m	A _v	I	W	W _{pl}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	мм ²	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ³				10 ³	
33,7	2,6	1,99	254	0,106	162	30,93	1835	2521	11,0	61,9	1519
	3,2	2,41	307	0,106	195	36,05	2139	2988	10,8	72,1	1461
	4,0	2,93	373	0,106	238	41,90	2487	3550	10,6	83,8	1386
	5,0	3,54	451	0,106	287	47,83	2838	4160	10,3	95,7	1294
38	2,6	2,27	289	0,119	184	45,54	2397	3264	12,5	91,1	1968
	3,2	2,75	350	0,119	223	53,41	2811	3886	12,4	106,8	1902
	4,0	3,35	427	0,119	272	62,59	3294	4645	12,1	125,2	1816
	5,0	4,07	518	0,119	330	72,18	3799	5487	11,8	144,4	1711
42,4	2,6	2,55	325	0,133	207	64,64	3049	4124	14,1	129,3	2488
	3,2	3,09	394	0,133	251	76,20	3594	4928	13,9	152,4	2414
	4,0	3,79	483	0,133	307	89,91	4241	5920	13,6	179,8	2316
	5,0	4,61	587	0,133	374	104,6	4932	7035	13,3	209,1	2197
44,5	2,6	2,69	342	0,140	218	75,40	3389	4570	14,8	150,8	2758
	3,2	3,26	415	0,140	264	89,06	4002	5469	14,6	178,1	2679
	4,0	4,00	509	0,140	324	105,4	4736	6582	14,4	210,7	2576
	5,0	4,87	620	0,140	395	122,9	5526	7843	14,1	245,9	2451
	6,3	5,94	756	0,140	481	141,7	6367	9277	13,7	283,3	2292
48,3	2,6	2,93	373	0,152	238	97,77	4048	5436	16,2	195,5	3281
	3,2	3,56	453	0,152	289	115,9	4797	6520	16,0	231,7	3195
	4,0	4,37	557	0,152	354	137,7	5701	7871	15,7	275,4	3083
	5,0	5,34	680	0,152	433	161,5	6689	9416	15,4	323,1	2945
	6,3	6,53	831	0,152	529	187,4	7761	11197	15,0	374,8	2771
54	2,6	3,30	420	0,170	267	139,0	5148	6875	18,2	278,0	4150
	3,2	4,01	511	0,170	325	165,4	6216	8269	18,0	330,8	4054
	4,0	4,93	628	0,170	400	197,6	7319	10021	17,7	395,2	3927
	5,0	6,04	770	0,170	490	233,4	8645	12047	17,4	466,8	3771
	6,3	7,41	944	0,170	601	273,2	10118	14418	17,0	546,4	3574
60,3	3,2	4,51	574	0,189	365	234,7	7784	10444	20,2	469,4	5121
	4,0	5,55	707	0,189	450	281,7	9344	12700	20,0	563,5	4979
	5,0	6,82	869	0,189	553	334,8	11103	15332	19,6	669,5	4804
	6,3	8,39	1069	0,189	680	394,9	13097	18454	19,2	789,7	4580

Таблица Г.8 – Труба круглая (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
D	t	G	A	A _m	A _v	I	W	W _{pl}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ³				10 ³	
70	3,2	5,27	672	0,220	428	375,4	10727	14290	23,6	750,9	7009
	4,0	6,51	829	0,220	528	453,3	12950	17445	23,4	906,5	6842
	5,0	8,01	1021	0,220	650	542,4	15498	21167	23,0	1084,8	6637
	6,3	9,90	1261	0,220	803	645,7	18449	25647	22,6	1291,4	6374
	8,0	12,23	1558	0,220	992	761,2	21748	30923	22,1	1522,4	6038
76	3,2	5,75	732	0,239	466	485,8	12784	16970	25,8	971,6	8325
	4,0	7,10	905	0,239	576	588,1	15476	20757	25,5	1176,2	8143
	5,0	8,75	1115	0,239	710	706,2	18585	25247	25,2	1412,5	7918
	6,3	10,83	1380	0,239	878	844,6	22225	30689	24,7	1689,1	7631
	8,0	13,42	1709	0,239	1088	1001,5	26355	37163	24,2	2003,0	7263
82,5	3,6	7,00	892	0,259	568	695,8	16868	22426	27,9	1391,6	9779
	4,0	7,74	986	0,259	628	761,8	18468	24670	27,8	1523,6	9680
	5,0	9,56	1217	0,259	775	917,8	22249	30073	27,5	1835,6	9435
	6,3	11,84	1508	0,259	960	1102,1	26718	36664	27,0	2204,2	9121
	8,0	14,70	1872	0,259	1192	1314,0	31855	44573	26,5	2628,0	8718
89	3,6	7,58	966	0,280	615	0,88	19,8	26,3	30,2	1,76	11456
	4,0	8,38	1068	0,280	680	0,97	21,7	28,9	30,1	1,93	11349
	5,0	10,36	1319	0,280	840	1,17	26,2	35,3	29,8	2,34	11084
	6,3	12,85	1637	0,280	1042	1,41	31,6	43,2	29,3	2,81	10743
	8,0	15,98	2036	0,280	1296	1,69	37,9	52,7	28,8	3,37	10306
	10,0	19,48	2482	0,280	1580	1,97	44,2	62,7	28,2	3,93	9803
	12,5	23,58	3004	0,280	1913	2,26	50,7	73,8	27,4	4,51	9193
102	4,0	9,67	1232	0,320	784	1,48	29,	38,4	34,7	2,96	15086
	5,0	11,96	1524	0,320	970	1,80	35,2	47,1	34,3	3,59	14780
	6,3	14,87	1894	0,320	1206	2,18	42,7	57,8	33,9	4,36	14386
	8,0	18,55	2362	0,320	1504	2,63	51,5	70,9	33,4	5,26	13880
	10,0	22,69	2890	0,320	1840	3,09	60,7	85,	32,7	6,19	13295
	12,5	27,59	3515	0,320	2238	3,59	70,3	100,8	32,0	7,18	12582
108	4,0	10,26	1307	0,339	832	1,77	32,8	43,3	36,8	3,54	16990
	5,0	12,70	1618	0,339	1030	2,15	39,8	53,1	36,5	4,30	16665
	6,3	15,80	2013	0,339	1281	2,61	48,4	65,2	36,0	5,22	16247
	8,0	19,73	2513	0,339	1600	3,16	58,5	80,2	35,5	6,32	15708
	10,0	24,17	3079	0,339	1960	3,73	69,2	96,4	34,8	7,47	15086
114	4,0	10,85	1382	0,358	880	2,09	36,7	48,4	38,9	4,19	19007
	5,0	13,44	1712	0,358	1090	2,55	44,7	59,4	38,6	5,10	18663
	6,3	16,73	2132	0,358	1357	3,10	54,4	73,2	38,1	6,20	18220
	8,0	20,91	2664	0,358	1696	3,76	66,	90,1	37,6	7,53	17649
	10,0	25,65	3267	0,358	2080	4,46	78,2	108,5	36,9	8,92	16990
	12,5	31,29	3986	0,358	2538	5,21	91,4	129,4	36,2	10,42	16183
127	4,0	12,13	1546	0,399	984	2,93	46,1	60,5	43,5	5,85	23765
	5,0	15,04	1916	0,399	1220	3,57	56,2	74,5	43,2	7,14	23380
	6,3	18,75	2389	0,399	1521	4,36	68,7	91,9	42,7	8,72	22884
	8,0	23,48	2991	0,399	1904	5,32	83,7	113,5	42,2	10,64	22244
	10,0	28,85	3676	0,399	2340	6,34	99,8	137,2	41,5	12,67	21503
140	4,0	15,04	1916	0,440	1220	4,40	62,9	82,7	47,9	8,80	28840
	5,0	16,65	2121	0,440	1350	4,84	69,1	91,2	47,8	9,68	28628
	6,3	20,77	2646	0,440	1685	5,93	84,7	112,7	47,3	11,9	28079
	8,0	26,04	3318	0,440	2112	7,25	103,6	139,6	46,8	14,5	27370
	10,0	32,06	4084	0,440	2600	8,68	124,0	169,3	46,1	17,4	26546
	12,5	39,30	5007	0,440	3188	10,27	146,7	203,9	45,3	20,5	25535
152	5,0	18,13	2309	0,478	1470	6,24	82,2	108,1	52,0	12,5	33943
	6,3	22,64	2884	0,478	1836	7,67	100,9	133,8	51,6	15,3	33346
	8,0	28,41	3619	0,478	2304	9,41	123,8	166,1	51,0	18,8	32572
	10,0	35,02	4461	0,478	2840	11,30	148,7	202,0	50,3	22,6	31674
152	12,5	43,00	5478	0,478	3488	13,43	176,7	243,9	49,5	26,9	30568

Таблица Г.8 – Труба круглая (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
D	t	G	A	A _m	A _v	I	W	W _{pl}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ⁶	
159	9,0	33,29	4241	0,500	2700	11,97	150,6	202,7	53,1	23,9	35343
	10,0	36,75	4681	0,500	2980	13,05	164,1	222,3	52,8	26,1	34873
	11,0	40,15	5115	0,500	3256	14,08	177,1	241,4	52,5	28,2	34407
	12,5	45,16	5753	0,500	3663	15,55	195,6	268,9	52,0	31,1	33713
	14,0	50,06	6377	0,500	4060	16,92	212,8	295,3	51,5	33,8	33026
168	16,0	56,43	7188	0,500	4576	18,60	234,0	328,5	50,9	37,2	32121
	5,0	20,10	2560	0,528	1630	8,51	101,3	132,9	57,7	17,0	41734
	6,3	25,12	3200	0,528	2037	10,48	124,7	164,8	57,2	21,0	41071
	8,0	31,57	4021	0,528	2560	12,90	153,6	205,0	56,6	25,8	40212
	10,0	38,97	4964	0,528	3160	15,55	185,1	250,0	56,0	31,1	39213
178	12,5	47,94	6106	0,528	3888	18,58	221,1	302,9	55,2	37,2	37982
	16,0	59,98	7640	0,528	4864	22,31	265,6	371,0	54,0	44,6	36292
	5,0	21,33	2717	0,559	1730	10,17	114,3	149,7	61,2	20,3	47012
	6,3	26,68	3398	0,559	2163	12,54	140,9	185,8	60,7	25,1	46308
	8,0	33,54	4273	0,559	2720	15,47	173,8	231,4	60,2	30,9	45396
194	10,0	41,43	5278	0,559	3360	18,69	210,0	282,6	59,5	37,4	44334
	12,5	51,02	6499	0,559	4138	22,38	251,4	343,0	58,7	44,8	43025
	16,0	63,92	8143	0,559	5184	26,97	303,1	421,3	57,6	53,9	41224
	6,3	29,16	3715	0,609	2365	16,38	168,9	222,0	66,4	32,8	55341
	8,0	36,70	4675	0,609	2976	20,25	208,8	276,9	65,8	40,5	54343
219	10,0	45,38	5781	0,609	3680	24,54	252,9	338,9	65,1	49,1	53181
	12,5	55,95	7127	0,609	4538	29,49	304,0	412,4	64,3	59,0	51746
	16,0	70,24	8947	0,609	5696	35,72	368,3	508,3	63,2	71,4	49769
	20,0	85,82	10933	0,609	6960	41,92	432,2	608,2	61,9	83,8	47557
	6,3	33,05	4210	0,688	2680	23,83	217,6	285,1	75,2	47,7	71065
245	8,0	41,63	5303	0,688	3376	29,55	269,9	356,3	74,7	59,1	69933
	10,0	51,54	6566	0,688	4180	35,93	328,2	437,1	74,0	71,9	68614
	12,5	63,66	8109	0,688	5163	43,38	396,2	533,7	73,1	86,8	66982
	16,0	80,10	10204	0,688	6496	52,89	483,0	660,7	72,0	105,8	64731
	20,0	98,15	12504	0,688	7960	62,52	571,0	794,7	70,7	125,0	62205
273	6,3	37,09	4724	0,770	3008	33,67	274,9	359,0	84,4	67,3	89500
	8,0	46,76	5956	0,770	3792	41,87	341,8	449,5	83,8	83,7	88230
	10,0	57,95	7383	0,770	4700	51,06	416,8	552,6	83,2	102,1	86747
	12,5	71,67	9130	0,770	5813	61,87	505,1	676,4	82,3	123,7	84911
	16,0	90,36	11511	0,770	7328	75,82	619,0	840,4	81,2	151,6	82374
324	20,0	110,98	14137	0,770	9000	90,17	736,1	1015,2	79,9	180,3	79522
	8,0	52,28	6660	0,858	4240	58,52	428,7	562,0	93,7	117,0	110,3
	10,0	64,86	8262	0,858	5260	71,54	524,1	692,0	93,1	143,1	108,7
	12,5	80,30	10230	0,858	6513	86,97	637,2	848,9	92,2	173,9	106,6
	16,0	101,41	12918	0,858	8224	107,07	784,4	1058,1	91,0	214,1	103,7
356	20,0	124,79	15896	0,858	10120	127,98	937,6	1282,8	89,7	256,0	100,5
	30,0	179,78	22902	0,858	14580	171,62	1257,3	1780,5	86,6	343,2	92,8
	5,0	39,34	5011	1,018	3190	63,75	393,5	508,8	112,8	127,5	159,8
	6,3	49,36	6288	1,018	4003	79,36	489,9	636,0	112,3	158,7	158,5
	8,0	62,34	7942	1,018	5056	99,19	612,3	799,0	111,8	198,4	156,9
377	10,0	77,44	9865	1,018	6280	121,70	751,2	986,3	111,1	243,4	154,9
	12,5	96,03	12233	1,018	7788	148,61	917,3	1213,6	110,2	297,2	152,4
	16,0	121,53	15482	1,018	9856	184,08	1136,3	1519,2	109,0	368,2	149,0
	20,0	149,94	19101	1,018	12160	221,61	1368,0	1851,0	107,7	443,2	145,2
	6,3	54,33	6921	1,118	4406	105,83	594,6	770,5	123,7	211,7	192,1
397	8,0	68,66	8746	1,118	5568	132,47	744,2	969,0	123,1	264,9	190,2
	10,0	85,33	10870	1,118	6920	162,80	914,6	1197,5	122,4	325,6	188,0
	12,5	105,89	13489	1,118	8588	199,22	1119,2	1475,6	121,5	398,4	185,3
	16,0	134,16	17090	1,118	10880	247,50	1390,5	1851,0	120,3	495,0	181,6
	20,0	165,73	21112	1,118	13440	298,98	1679,7	2260,6	119,0	598,0	177,3
427	10,0	90,51	11530	1,184	7340	194,26	1031	1347	129,8	388,5	211,6
	12,5	112,36	14314	1,184	9113	238,00	1263	1661	128,9	476,0	208,7
	16,0	142,44	18146	1,184	11552	296,18	1571	2087	127,8	592,4	204,7
	20,0	176,08	22431	1,184	14280	358,47	1902	2552	126,4	716,9	200,2

Таблица Г.8 – Труба круглая (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
D	t	G	A	A _m	A _v	I	W	W _{pl}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	мм ² /м	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ⁶	
406	6,3	62,10	7911	1,275	5036	158,02	778	1007	141,3	316,0	251,0
	8,0	78,52	10003	1,275	6368	198,14	976	1267	140,7	396,3	248,8
	10,0	97,66	12441	1,275	7920	244,02	1202	1568	140,1	488,0	246,3
	12,5	121,30	15453	1,275	9838	299,39	1475	1936	139,2	598,8	243,2
	16,0	153,89	19604	1,275	12480	373,34	1839	2435	138,0	746,7	238,9
	20,0	190,39	24253	1,275	15440	452,91	2231	2983	136,7	905,8	234,0
457	6,3	70,02	8920	1,436	5679	226,54	991	1280	159,4	453,1	319,1
	8,0	88,58	11285	1,436	7184	284,46	1245	1613	158,8	568,9	316,7
	10,0	110,24	14043	1,436	8940	350,91	1536	1998	158,1	701,8	313,9
	12,5	137,03	17455	1,436	11113	431,45	1888	2470	157,2	862,9	310,4
	16,0	174,01	22167	1,436	14112	539,59	2361	3113	156,0	1079,2	305,5
	20,0	215,54	27458	1,436	17480	656,81	2874	3822	154,7	1313,6	300,0
	30,0	315,91	40244	1,436	25620	921,73	4034	5479	151,3	1843,5	286,4
	40,0	411,35	52402	1,436	33360	1149,49	5031	6977	148,1	2299,0	273,1
508	6,3	77,95	9930	1,596	6321	312,46	1230	1586	177,4	624,9	395,4
	8,0	98,65	12566	1,596	8000	392,80	1546	2000	176,8	785,6	392,7
	10,0	122,81	15645	1,596	9960	485,20	1910	2480	176,1	970,4	389,6
	12,5	152,75	19458	1,596	12388	597,55	2353	3070	175,2	1195,1	385,7
	16,0	194,14	24731	1,596	15744	749,09	2949	3874	174,0	1498,2	380,2
	20,0	240,70	30662	1,596	19520	914,28	3600	4766	172,7	1828,6	374,1
559	16,0	214,26	27294	1,756	17376	1006,83	3602	4719	192,1	2013,7	463,1
	20,0	265,85	33866	1,756	21560	1231,55	4406	5813	190,7	2463,1	456,3
	30,0	391,38	49857	1,756	31740	1749,62	6260	8404	187,3	3499,2	439,6
610	16,0	234,38	29858	1,916	19008	1317,81	4321	5647	210,1	2635,6	554,2
	20,0	291,01	37071	1,916	23600	1614,90	5295	6965	208,7	3229,8	546,8
	30,0	429,11	54664	1,916	34800	2304,76	7557	10101	205,3	4609,5	528,4
660	20,0	315,67	40212	2,073	25600	2060,88	6245	8195	226,4	4121,8	643,4
	30,0	466,10	59376	2,073	37800	2952,48	8947	11916	223,0	5905,0	623,4
	40,0	611,61	77911	2,073	49600	3759,23	11392	15397	219,7	7518,5	603,8
711	30,0	503,83	64183	2,234	40860	3727,90	10486	13922	241,0	7455,8	728,5
	36,0	599,27	76341	2,234	48600	4360,21	12265	16418	239,0	8720,4	715,7
	40,0	661,91	84320	2,234	53680	4762,42	13396	18031	237,7	9524,8	707,2

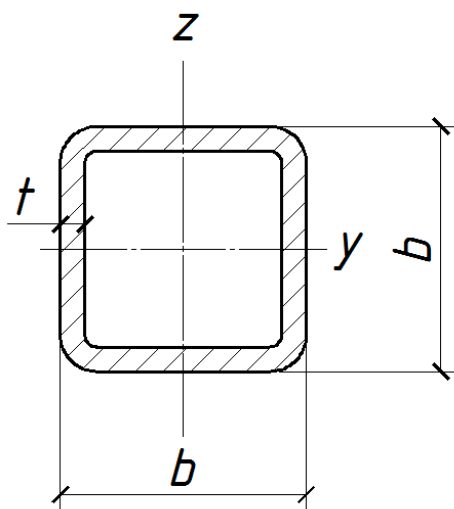


Рисунок Г.9 - Труба квадратная

Таблица Г.9 - Труба квадратная

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
b	t	G	A	A _м	A _в	I	W	W _{пл}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ⁶	10 ³
40x40	2,9	3,30	421	0,153	210,5	0,095	4,77	5,81	15,0	0,153	2,768
40x40	4,0	4,39	559	0,15	279,5	0,118	5,91	7,4	14,5	0,195	2,610
40x40	5,0	5,28	673	0,147	336,5	0,134	6,68	8,7	14,1	0,225	2,461
50x50	2,9	4,22	537	0,193	268,5	0,197	7,87	9,4	19,2	0,312	4,463
50x50	4,0	5,64	719	0,19	359,5	0,25	9,99	12,3	18,6	0,404	4,261
50x50	5,0	6,85	873	0,187	436,5	0,289	11,6	14,5	18,2	0,476	4,077
50x50	6,3	8,32	1060	0,184	530	0,328	13,1	17,0	17,6	0,552	3,840
60x60	2,9	5,13	653	0,233	326,5	0,352	11,7	13,9	23,2	0,553	6,553
60x60	4,0	6,90	879	0,23	439,5	0,454	15,1	18,3	22,7	0,725	6,311
60x60	5,0	8,40	1070	0,227	535	0,533	17,8	21,9	22,3	0,864	6,081
60x60	6,3	10,28	1310	0,224	655	0,616	20,5	26,0	21,7	1,02	5,802
60x60	8,0	12,56	1600	0,219	800	0,697	23,2	30,4	20,9	1,18	5,431
70x70	3,2	6,63	844	0,272	422	0,623	17,8	21,0	27,2	0,976	8,969
70x70	4,0	8,16	1040	0,27	520	0,747	21,3	25,5	26,8	1,18	8,758
70x70	5,0	9,97	1270	0,267	635	0,885	25,3	30,8	26,4	1,42	8,493
70x70	6,3	12,25	1560	0,264	780	1,04	29,7	36,9	25,8	1,69	8,150
70x70	8,0	15,07	1920	0,259	960	1,20	34,2	43,8	25,0	2,00	7,746
80x80	3,6	8,56	1090	0,311	545	1,05	26,2	31,0	31,0	1,64	11,744
80x80	4,0	9,42	1200	0,31	600	1,14	28,6	34,0	30,8	1,80	11,619
80x80	4,5	10,52	1340	0,308	670	1,26	31,5	37,6	30,7	1,99	11,475
80x80	5,0	11,54	1470	0,307	735	1,37	34,2	41,1	30,5	2,17	11,296
80x80	5,6	12,80	1630	0,306	815	1,49	37,2	45,2	30,2	2,38	11,122
80x80	6,3	14,21	1810	0,304	905	1,62	40,5	49,7	29,9	2,62	10,931
80x80	8,0	17,58	2240	0,299	1120	1,89	47,3	59,5	29,0	3,12	10,450
80x80	10,0	21,12	2690	0,294	1345	2,14	53,5	69,3	28,2	3,60	9,841
90x90	3,6	9,66	1230	0,351	615	1,52	33,8	39,7	35,2	2,37	14,998
90x90	5,0	13,11	1670	0,347	835	2,00	44,4	53,0	34,6	3,16	14,529
90x90	5,6	14,60	1860	0,346	930	2,18	48,5	58,3	34,2	3,47	14,346
90x90	6,3	16,25	2070	0,344	1035	2,38	53	64,3	33,9	3,82	14,115
90x90	8,0	21,10	2560	0,339	1280	2,81	62,6	77,6	33,1	4,59	13,550
90x90	10,0	24,26	3090	0,334	1545	3,22	71,6	91,3	32,3	5,36	12,869
100x100	4,0	11,93	1520	0,39	760	2,32	46,4	54,4	39,1	3,61	18,519
100x100	5,0	14,68	1870	0,387	935	2,79	55,9	66,4	38,6	4,39	18,121
100x100	6,3	18,21	2320	0,384	1160	3,36	67,1	80,9	38,1	5,34	17,667
100x100	8,0	22,61	2880	0,379	1440	4,00	79,9	98,2	37,3	6,46	17,050
100x100	10,0	27,40	3490	0,374	1745	4,62	92,4	116	36,4	7,61	16,297
100x100	12,5	33,05	4210	0,368	2105	5,22	104	135	35,2	8,79	15,390
110x110	8,0	25,12	3200	0,419	1600	5,47	99,4	121	41,3	8,78	20,952

Таблица Г.9 - Труба квадратная (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики								
b	t	G	A	A _m	A _v	I	W	W _{pl}	i	I _d	Ω
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ⁶	мм ²
№						10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ⁶	10 ³
110x110	10,0	30,54	3890	0,414	1945	6,37	116	144	40,5	10,4	20,114
120x120	4,5	16,17	2060	0,468	1030	4,55	75,8	88,8	47,0	7,07	26,818
120x120	5,0	17,82	2270	0,467	1135	4,98	83,0	97,6	46,8	7,77	26,562
120x120	6,3	22,14	2820	0,464	1410	6,03	100	120	46,2	9,50	25,980
120x120	8,0	27,63	3520	0,459	1760	7,26	121	146	45,4	11,6	25,259
120x120	10,0	33,68	4290	0,454	2145	8,52	142	175	44,6	13,8	24,331
120x120	12,5	40,90	5210	0,448	2605	9,82	164	207	43,4	16,2	23,242
140x140	5,0	20,96	2670	0,547	1335	8,07	115	135	55,0	12,5	36,538
140x140	5,6	23,39	2980	0,546	1490	8,91	127	149	54,7	13,9	36,344
140x140	6,3	26,14	3330	0,544	1665	9,84	141	166	54,4	15,4	35,945
140x140	8,0	32,66	4160	0,539	2080	12,00	171	204	53,7	18,9	35,050
140x140	10,0	39,96	5090	0,534	2545	14,2	202	246	52,8	22,7	33,992
140x140	12,5	48,75	6210	0,528	3105	16,5	236	293	51,5	27,0	32,758
150x150	6,3	28,10	3580	0,584	1790	12,2	163	192	58,4	19,1	41,507
150x150	8,0	35,17	4480	0,579	2240	14,9	199	237	57,7	23,5	40,559
150x150	10,0	43,10	5490	0,574	2745	17,7	236	286	56,8	28,3	39,417
150x150	12,5	52,67	6710	0,568	3355	20,8	277	342	55,7	33,7	38,042
150x150	16,0	65,16	8300	0,559	4150	24,3	324	411	54,1	40,3	36,147
160x160	6,3	30,07	3830	0,624	1915	15	187	220	62,6	23,3	47,417
160x160	8,0	37,68	4800	0,619	2400	18,3	229	272	61,7	28,8	46,476
160x160	10,0	46,24	5890	0,614	2945	21,9	273	329	61,0	34,8	45,274
160x160	12,5	56,60	7210	0,608	3605	25,8	322	395	59,8	41,6	43,813
160x160	14,2	63,35	8070	0,603	4035	28,1	351	436	59,0	45,8	42,814
160x160	16,0	70,18	8940	0,599	4470	30,3	379	476	58,2	49,9	41,744
180x180	6,3	33,99	4330	0,704	2165	21,7	241	281	70,8	33,6	60,544
180x180	8,0	42,70	5440	0,699	2720	26,6	296	349	69,9	41,6	59,464
180x180	10,0	52,52	6690	0,694	3345	31,9	355	424	69,1	50,5	58,124
180x180	12,5	64,45	8210	0,688	4105	37,9	421	511	67,9	60,7	56,475
180x180	16,0	80,07	10200	0,679	5100	45	500	621	66,4	73,4	54,079
200x200	6,3	37,99	4840	0,784	2420	30,1	301	350	78,9	46,5	75,302
200x200	8,0	47,73	6080	0,779	3040	37,1	371	436	78,1	57,8	74,101
200x200	10,0	58,80	7490	0,774	3745	44,7	447	531	77,3	70,3	72,564
200x200	12,5	72,30	9210	0,768	4605	53,4	534	643	76,1	84,9	70,741
200x200	16,0	90,28	11500	0,759	5750	63,9	639	785	74,5	103,4	68,154
220x220	6,3	41,92	5340	0,864	2670	40,5	368	427	87,1	62,4	91,627
220x220	8,0	52,75	6720	0,859	3360	50	455	532	86,3	77,6	90,266
220x220	10,0	65,08	8290	0,854	4145	60,5	550	650	85,4	94,7	88,604
220x220	12,5	80,07	10200	0,848	5100	72,5	659	789	84,3	114,8	86,569
220x220	16,0	100,48	12800	0,839	6400	87,5	795	969	82,7	140,5	83,815
250x250	8,0	60,29	7680	0,979	3840	74,5	596	694	98,5	115,3	117,627
250x250	10,0	74,50	9490	0,974	4745	90,6	724	851	97,7	141,1	115,717
250x250	12,5	91,85	11700	0,968	5850	109,2	873	1040	96,6	171,6	113,355
250x250	16,0	115,40	14700	0,959	7350	132,7	1060	1280	95,0	211,4	110,177
260x260	8,0	62,80	8000	1,02	4000	84,2	648	753	102,6	130,1	127,525
260x260	8,8	68,77	8760	1,02	4380	91,6	705	822	102,3	141,9	126,695
260x260	10,0	77,64	9890	1,01	4945	102,4	788	924	101,8	159,3	125,518
260x260	11,0	84,78	10800	1,01	5400	111,1	855	1010	101,4	173,5	124,443
260x260	12,5	95,77	12200	1,01	6100	123,6	951	1130	100,7	194,1	123,107
260x260	16,0	120,11	15300	0,999	7650	150,6	1160	1390	99,2	239,4	119,616
300x300	8,0	72,85	9280	1,18	4640	131,3	875	1010	118,9	201,9	171,101
300x300	10,0	90,28	11500	1,17	5750	160,3	1070	1250	118,1	248,1	168,913
300x300	12,5	111,47	14200	1,17	7100	194,4	1300	1520	117,0	303,3	166,024
300x300	16,0	140,52	17900	1,16	8950	238,5	1590	1890	115,4	376,2	162,187
350x350	10,0	105,98	13500	1,37	6750	258,8	1480	1720	138,5	398,9	232,059
350x350	12,5	131,10	16700	1,37	8350	315,4	1800	2110	137,4	489,3	228,684
350x350	16,0	165,64	21100	1,36	10550	389,4	2230	2630	135,8	609,9	224,208
400x400	10,0	121,68	15500	1,57	7750	391,3	1960	2260	158,9	600,9	305,188
400x400	12,5	150,72	19200	1,57	9600	478,4	2390	2780	157,9	739,1	301,365
400x400	16,0	190,76	24300	1,56	12150	593,4	2970	3480	156,3	924,4	296,219

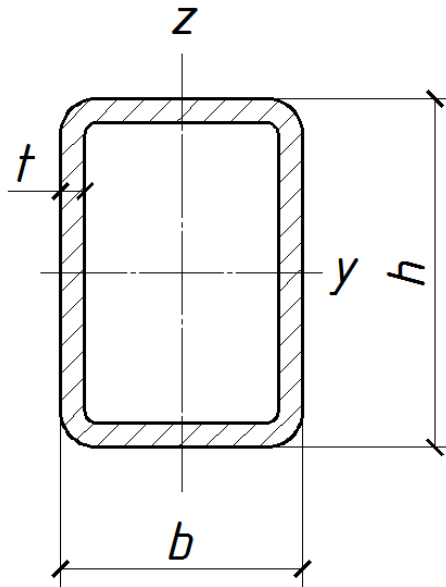


Рисунок Г.10 - Труба прямоугольная

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная

Размеры		Вес	Геометрические характеристики						
h x b	t	G	A	A _m	i _y	W _y	W _{ply}	i _y	A _{yz}
мм	мм	кг/м	мм ²	мм ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²
№									
50x30	2,9	3,30	421	0,153	0,132	5,29	6,70	17,7	263
50x30	4,0	4,39	559	0,150	0,165	6,60	8,59	17,2	349
50x30	5,0	5,28	673	0,147	0,187	7,49	10,0	16,7	421
60x40	2,9	4,22	537	0,193	0,258	8,59	10,6	21,9	322
60x40	4,0	5,64	719	0,190	0,328	10,9	13,8	21,4	431
60x40	5,0	6,85	873	0,187	0,381	12,7	16,4	20,9	524
70x40	4,0	6,27	799	0,210	0,485	13,9	17,6	24,6	508
70x40	5,0	7,64	973	0,207	0,568	16,2	21,0	24,1	619
70x40	6,3	9,26	1180	0,204	0,654	18,7	24,8	23,5	751
80x40	4,0	6,90	879	0,230	0,682	17,1	21,8	27,9	586
80x40	5,0	8,40	1070	0,227	0,803	20,1	26,1	27,4	713
80x40	6,3	10,28	1310	0,224	0,933	23,3	31,1	26,7	873
80x40	8,0	12,56	1600	0,219	1,06	26,5	36,5	25,8	1067
90x50	3,2	6,63	844	0,272	0,891	19,8	24,6	32,5	543
90x50	4,0	8,16	1040	0,270	1,07	23,8	29,8	32,1	669
90x50	5,0	9,97	1270	0,267	1,27	28,3	36,0	31,6	816
90x50	8,0	15,07	1920	0,259	1,74	38,6	51,4	30,1	1234
100x50	3,6	7,93	1010	0,291	1,28	25,6	32,1	35,5	673
100x50	4,0	8,79	1120	0,290	1,40	27,9	35,2	35,3	747
100x50	4,5	9,81	1250	0,288	1,53	30,7	39,0	35,1	833
100x50	5,0	10,75	1370	0,287	1,67	33,3	42,6	34,8	913
100x50	6,3	13,27	1690	0,284	1,97	39,4	51,3	34,2	1127
100x50	8,0	16,33	2080	0,279	2,30	46,0	61,4	33,3	1387
100x50	10,0	19,55	2490	0,274	2,59	51,8	71,2	32,2	1660

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная (продолжение)

Геометрические характеристики							Размеры	
i_z	W_z	W_{plz}	i_z	A_{vy}	i_d	Ω	h x b	t
мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²	мм ⁶	мм ²	мм	мм
10 ⁶	10 ³	10 ³			10 ⁶	10 ³	№	
0,058	3,87	4,63	11,7	158	0,132	2,571	50x30	2,9
0,071	4,72	5,88	11,3	210	0,166	2,408	50x30	4,0
0,079	5,26	6,8	10,8	252	0,190	2,262	50x30	5,0
0,135	6,77	7,96	15,9	215	0,284	4,258	60x40	2,9
0,17	8,52	10,3	15,4	288	0,367	4,061	60x40	4,0
0,195	9,77	12,2	15,0	349	0,430	3,875	60x40	5,0
0,196	9,82	11,8	15,7	291	0,458	4,782	70x40	4,0
0,226	11,3	13,9	15,2	354	0,539	4,580	70x40	5,0
0,255	12,8	16,3	14,7	429	0,624	4,307	70x40	6,3
0,222	11,1	13,2	15,9	293	0,552	5,507	80x40	4,0
0,257	12,9	15,7	15,5	357	0,651	5,279	80x40	5,0
0,292	14,6	18,4	14,9	437	0,756	4,995	80x40	6,3
0,321	16,1	21,2	14,2	533	0,858	4,631	80x40	8,0
0,353	14,1	16,2	20,4	301	0,809	8,166	90x50	3,2
0,419	16,8	19,6	20,1	371	0,975	7,961	90x50	4,0
0,492	19,7	23,5	19,7	454	1,16	7,676	90x50	5,0
0,646	25,8	32,9	18,4	686	1,6	6,928	90x50	8,0
0,426	17	19,6	20,5	337	1,03	8,959	100x50	3,6
0,462	18,5	21,5	20,3	373	1,13	8,894	100x50	4,0
0,504	20,2	23,7	20,1	417	1,24	8,749	100x50	4,5
0,543	21,7	25,8	19,9	457	1,35	8,601	100x50	5,0
0,63	25,2	30,8	19,3	563	1,60	8,254	100x50	6,3
0,717	28,7	36,3	18,6	693	1,86	7,775	100x50	8,0
0,784	31,4	41,4	17,7	830	2,09	7,214	100x50	10,0

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики						
h x b	t	G	A	A _m	I _y	W _y	W _{ply}	i _y	A _{yz}
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²
№									
100x60	3,6	8,56	1090	0,311	1,45	28,9	35,6	36,5	681
100x60	5,0	11,54	1470	0,307	1,89	37,8	47,4	35,8	919
100x60	6,3	14,21	1810	0,304	2,25	45,0	57,3	35,2	1131
100x60	8,0	17,58	2240	0,299	2,64	52,8	68,7	34,4	1400
100x60	8,8	19,00	2420	0,297	2,79	55,9	73,6	34,0	1513
120x60	4,0	10,68	1360	0,350	2,49	41,5	51,9	42,8	907
120x60	5,0	13,11	1670	0,347	2,99	49,9	63,1	42,3	1113
120x60	8,0	20,10	2560	0,339	4,25	70,8	92,7	40,8	1707
120x60	10,0	24,26	3090	0,334	4,88	81,4	109	39,7	2060
120x80	5,0	14,68	1870	0,387	3,65	60,9	74,6	44,2	1122
120x80	6,3	18,21	2320	0,384	4,40	73,3	91,0	43,6	1392
120x80	8,0	22,61	2880	0,379	5,25	87,5	111	42,7	1728
120x80	10,0	27,40	3490	0,374	6,09	102	131	41,8	2094
140x70	4,0	12,56	1600	0,410	4,04	57,7	71,7	50,2	1067
140x70	5,0	15,46	1970	0,407	4,88	69,8	87,6	49,8	1313
140x70	8,0	23,86	3040	0,399	7,07	101	130	48,2	2027
140x70	10,0	28,97	3690	0,394	8,23	118	155	47,2	2460
140x80	4,0	13,19	1680	0,430	4,41	62,9	77,1	51,2	1069
140x80	5,0	16,25	2070	0,427	5,34	76,3	94,3	50,8	1317
140x80	8,0	25,12	3200	0,419	7,76	111	141	49,3	2036
140x80	10,0	30,54	3890	0,414	9,08	130	168	48,3	2475
150x100	5,0	18,60	2370	0,487	7,39	98,5	119	55,8	1422
150x100	6,3	23,16	2950	0,484	8,98	120	147	55,2	1770
150x100	8,0	28,89	3680	0,479	10,9	145	180	54,4	2208
150x100	10,0	35,25	4490	0,474	12,8	171	216	53,4	2694
150x100	12,5	42,86	5460	0,468	14,9	198	256	52,2	3276
160x80	5,0	17,82	2270	0,467	7,44	93	116	57,2	1513
160x80	6,3	22,14	2820	0,464	9,03	113	142	56,6	1880
160x80	8,0	27,63	3520	0,459	10,9	136	175	55,7	2347
160x80	10,0	33,68	4290	0,454	12,8	161	209	54,7	2860
160x80	12,5	40,90	5210	0,448	14,9	186	247	53,4	3473
160x90	8,0	28,89	3680	0,479	11,8	148	187	56,8	2355
160x90	10,0	35,25	4490	0,474	14	175	24	55,8	2874
180x100	5,0	20,96	2670	0,547	11,5	128	157	65,7	1716
180x100	6,3	26,14	3330	0,544	14,1	156	194	65,0	2141
180x100	8,0	32,66	4160	0,539	17,1	190	239	64,2	2674
180x100	10,0	39,96	5090	0,534	20,4	226	288	63,2	3272
180x100	12,5	48,75	6210	0,528	23,8	265	344	62,0	3992
200x100	6,3	28,10	3580	0,584	18,3	183	228	71,5	2387
200x100	8,0	35,17	4480	0,579	22,3	223	282	70,6	2987
200x100	10,0	43,10	5490	0,574	26,6	266	341	69,6	3660
200x100	12,5	52,67	6710	0,568	31,4	314	408	68,4	4473
200x100	16,0	65,16	8300	0,559	36,8	368	491	66,6	5533
200x120	6,3	30,07	3830	0,624	20,7	207	253	73,4	2394
200x120	8,0	37,68	4800	0,619	25,3	253	313	72,6	3000
200x120	10,0	46,24	5890	0,614	30,3	303	379	71,7	3681
220x120	6,3	32,03	4080	0,664	26,1	237	292	80,0	2640
220x120	8,0	40,19	5120	0,659	32	291	362	79,1	3313
220x120	10,0	49,38	6290	0,654	38,4	349	440	78,2	4070
220x120	12,5	60,52	7710	0,648	45,6	415	530	76,9	4989
220x120	16,0	75,20	9580	0,639	54,1	492	643	75,2	6199
250x150	6,3	37,99	4840	0,784	41,4	331	402	92,5	3025
250x150	8,0	47,73	6080	0,779	51,1	409	501	91,7	3800
250x150	10,0	58,80	7490	0,774	61,7	494	611	90,8	4681
250x150	12,5	72,30	9210	0,768	73,9	591	740	89,6	5756
250x150	16,0	90,28	11500	0,759	88,8	710	906	87,9	7188
260x140	6,3	37,99	4840	0,784	43,5	335	411	94,9	3146
260x140	8,0	47,73	6080	0,779	53,7	413	511	94,0	3952
260x140	10,0	58,80	7490	0,774	64,9	499	624	93,1	4869
260x140	12,5	72,30	9210	0,768	77,7	597	756	91,8	5987

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная (продолжение)

Геометрические характеристики							Размеры	
i _z	W _z	W _{plz}	i _z	A _{vy}	i _d	Ω	h x b	t
мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²	мм ⁶	мм ²	мм	мм
10 ⁶	10 ³	10 ³			10 ⁶	10 ³	№	
0,648	21,6	24,9	24,4	409	1,42	10,93	100x60	3,6
0,836	27,9	32,9	23,8	551	1,88	10,51	100x60	5,0
0,981	32,7	39,5	23,3	679	2,24	10,11	100x60	6,3
1,13	37,8	47,1	22,5	840	2,65	9,631	100x60	8,0
1,19	39,7	50,2	22,2	908	2,82	9,387	100x60	8,8
0,831	27,7	31,7	24,7	453	2,01	13,07	120x60	4,0
0,988	32,9	38,4	24,3	557	2,42	12,71	120x60	5,0
1,35	45	55,4	23,0	853	3,44	11,73	120x60	8,0
1,52	50,5	64,4	22,1	1030	3,96	11,06	120x60	10,0
1,93	48,2	56,1	32,1	748	4,01	17,32	120x80	5,0
2,3	57,6	68,2	31,5	928	4,87	16,87	120x80	6,3
2,73	68,1	82,6	30,8	1152	5,87	16,25	120x80	8,0
3,13	78,1	97,3	29,9	1396	6,88	15,50	120x80	10,0
1,36	38,8	44	29,1	533	3,25	18,03	140x70	4,0
1,63	46,5	53,5	28,7	657	3,94	17,62	140x70	5,0
2,28	65,1	78,5	27,4	1013	5,72	16,48	140x70	8,0
2,6	74,3	92,3	26,5	1230	6,68	15,70	140x70	10,0
1,84	46	52,2	33,1	611	4,11	20,77	140x80	4,0
2,21	55,3	63,6	32,7	753	4,99	20,33	140x80	5,0
3,14	78,5	94,1	31,4	1164	7,33	19,14	140x80	8,0
3,62	90,5	111	30,5	1415	8,62	18,31	140x80	10,0
3,92	78,5	90,1	40,7	948	8,07	27,66	150x100	5,0
4,74	94,8	110	40,1	1180	9,86	27,07	150x100	6,3
5,69	114	135	39,4	1472	12,0	26,27	150x100	8,0
6,65	133	161	38,5	1796	14,3	25,34	150x100	10,0
7,63	153	190	37,4	2184	16,8	24,23	150x100	12,5
2,49	62,3	71,1	33,1	757	6,0	23,34	160x80	5,0
2,99	74,8	86,8	32,6	940	7,3	22,77	160x80	6,3
3,56	89,0	106	31,8	1173	8,8	22,00	160x80	8,0
4,11	103	125	31,0	1430	10,4	21,12	160x80	10,0
4,65	116	146	29,9	1737	12,0	20,00	160x80	12,5
4,70	105	124	35,8	1325	11,0	25,15	160x90	8,0
5,47	122	147	34,9	1616	13,0	24,16	160x90	10,0
4,60	92,0	104	41,5	954	10,4	33,33	180x100	5,0
5,57	111	128	40,9	1189	12,8	32,77	180x100	6,3
6,71	134	157	40,2	1486	15,6	31,84	180x100	8,0
7,87	157	188	39,3	1818	18,6	30,77	180x100	10,0
9,08	182	223	38,2	2218	21,9	29,50	180x100	12,5
6,13	123	140	41,4	1193	14,7	36,41	200x100	6,3
7,39	148	172	40,6	1493	18,0	35,50	200x100	8,0
8,69	174	206	39,8	1830	21,6	34,44	200x100	10,0
10,0	201	245	38,7	2237	25,4	33,03	200x100	12,5
11,5	229	290	37,2	2767	29,8	31,08	200x100	16,0
9,29	155	177	49,2	1436	20,3	44,26	200x120	6,3
11,3	188	218	48,5	1800	24,9	43,21	200x120	8,0
13,4	223	263	47,6	2209	30,0	42,04	200x120	10,0
10,1	168	191	49,8	1440	23,2	48,84	220x120	6,3
12,3	205	236	49,0	1807	28,5	47,75	220x120	8,0
14,6	243	285	48,1	2220	34,3	46,45	220x120	10,0
17,1	285	341	47,1	2721	40,9	44,92	220x120	12,5
19,9	331	410	45,5	3381	48,7	42,69	220x120	16,0
18,7	250	283	62,2	1815	40,5	70,28	250x150	6,3
23,0	306	350	61,5	2280	50,2	69,06	250x150	8,0
27,5	367	426	60,6	2809	60,9	67,54	250x150	10,0
32,7	435	514	59,6	3454	73,3	65,73	250x150	12,5
38,7	516	625	58,0	4313	88,7	63,12	250x150	16,0
16,6	237	267	58,6	1694	38,0	68,07	260x140	6,3
20,3	290	331	57,8	2128	47,0	66,82	260x140	8,0
24,3	347	402	57,0	2622	57,0	65,34	260x140	10,0
28,8	411	485	55,9	3224	68,4	63,50	260x140	12,5

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная (продолжение)

Размеры		Вес	Геометрические характеристики						
h x b	t	G	A	A _m	i _y	W _y	W _{ply}	i _y	A _{vz}
мм	мм	кг/м	мм ²	м ² /м	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²
№									
260x180	6,3	41,92	5340	0,864	51,7	397	475	98,3	3155
260X180	8,0	52,75	6720	0,859	63,9	492	592	97,5	3971
260X180	10,0	65,08	8290	0,854	77,4	595	724	96,6	4899
260X180	16,0	100,48	12800	0,839	112,5	865	1080	93,8	7564
300X200	6,3	47,89	6100	0,984	78,3	522	624	113,0	3660
300X200	10,0	74,50	9490	0,974	118,2	788	956	112,0	5694
300X200	16,0	115,40	14700	0,959	173,9	1160	1440	109,0	8820
400X200	8,0	72,85	9280	1,180	195,6	978	1200	145,0	6187
400X200	10,0	90,28	11500	1,170	239,1	1200	1480	144,0	7667
400X200	12,5	111,47	14200	1,170	290,6	1450	1810	143,0	9467
400X200	16,0	140,52	17900	1,160	357,4	1790	2260	141,0	11933
450X250	10,0	105,98	13500	1,370	368,9	1640	2000	165,0	8679
450X250	12,5	131,10	16700	1,370	450,3	2000	2460	16,5	10736
450X250	16,0	165,64	21100	1,360	557,1	2480	3070	162,0	13564
500X300	8,0	98,13	12500	1,580	437,3	1750	2100	187,0	7813
500X300	10,0	121,68	15500	1,570	537,6	2150	2590	186,0	9688
500X300	12,5	150,72	19200	1,570	658,1	2630	3200	185,0	12000
500X300	16,0	190,76	24300	1,560	817,8	3270	4010	183,0	15188

Таблица Г.10 - Труба прямоугольная (продолжение)

Геометрические характеристики							Размеры	
i _z	W _z	W _{plz}	i _z	A _{vy}	i _d	Ω	h x b	t
мм ⁴	мм ³	мм ³	мм	мм ²	мм ⁶	мм ²	мм	мм
10 ⁶	10 ³	10 ³			10 ⁶	10 ³	№	
29,3	325	369	74,0	2185	58,1	88,41	260x180	6,3
36,1	401	459	73,3	2749	72,2	87,07	260x180	8,0
43,5	483	560	72,4	3391	88,0	85,41	260x180	10,0
62,3	692	831	69,8	5236	129,9	80,59	260x180	16,0
41,9	419	472	82,9	2440	84,8	114,2	300x200	6,3
62,8	628	721	81,3	3796	129,1	110,7	300x200	10,0
91,1	911	1080	78,7	5880	192,5	105,1	300x200	16,0
66,6	666	743	84,7	3093	157,3	151,0	400x200	8,0
80,8	808	911	83,9	3833	192,6	148,8	400x200	10,0
97,4	974	1110	82,8	4733	234,4	146,0	400x200	12,5
118,2	1180	1370	81,3	5967	288,7	142,1	400x200	16,0
148,2	1190	1330	105,0	4821	332,8	212,0	450x250	10,0
179,7	1440	1630	104,0	5964	407,2	208,6	450x250	12,5
220,4	1760	2030	102,0	7536	505,5	204,1	450x250	16,0
199,5	1330	1480	126,0	4688	425,6	288,3	500x300	8,0
244,4	1630	1830	126,0	5813	524,5	285,1	500x300	10,0
297,8	1990	2240	125,0	7200	643,9	281,3	500x300	12,5
367,7	2450	2800	123,0	9113	803,3	276,1	500x300	16,0

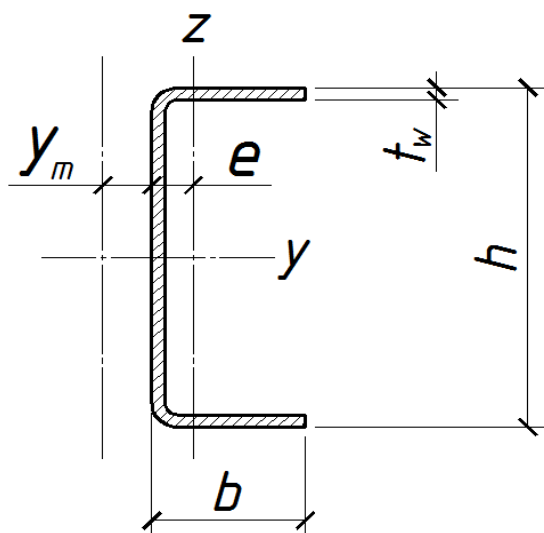


Рисунок Г.11 - Тонкостенный «U-образный» профиль

Таблица Г.11 - Тонкостенный «U-образный» профиль

№	Вес	Размеры		Геометрические характеристики								
	G	e	y _m	A	I _y	W _y	i _y	I _z	W _z	i _z	I _t	I _w
	кг/м	мм	мм	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶
(h) x (b) x (t _w)				10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁶
70x30x2,5	2,36	8,1	9,6	301	214,42	6,13	26,7	25,52	1,166	9,2	0,63	18,93
70x50x3	3,73	16,4	19,0	475	382,92	10,94	28,4	123,55	3,672	16,1	1,42	91,28
70x70x3	4,67	25,2	28,8	595	517,68	14,79	29,5	310,02	6,914	22,8	1,78	237,9
75x65x2,5	3,83	22,1	26,3	488	482,86	12,88	31,5	220,48	5,135	21,3	1,02	197,3
75x65x3	4,55	22,4	26,0	580	565,34	15,08	31,2	260,03	6,098	21,2	1,74	227,3
76x8x3	1,89	2,0	0,2	241	126,59	3,33	22,9	0,64	0,106	1,6	0,72	0,450
76x20x2	1,70	4,3	5,1	216	161,21	4,24	27,3	6,79	0,433	5,6	0,29	6,347
76x25x3	2,69	6,3	6,8	343	262,55	6,91	27,7	18,14	0,971	7,3	1,30	15,55
86x15x2	1,70	2,8	2,7	216	184,18	4,28	29,2	3,01	0,247	3,7	0,29	3,770
90x20x1,5	1,46	3,7	4,9	186	191,34	4,25	32,1	5,50	0,338	5,4	0,14	7,711
90x20x2	1,92	3,9	4,7	244	246,02	5,47	31,8	7,08	0,441	5,4	0,33	9,614
94x45x1,5	2,10	11,7	16,0	267	373,75	7,95	37,4	54,40	1,636	14,3	0,20	79,51
94x70x1,5	2,68	21,7	28,0	342	534,19	11,37	39,5	180,93	3,751	23,0	0,26	266,8
100x20x2,5	2,56	3,9	4,1	326	387,74	7,75	34,5	8,75	0,545	5,2	0,68	14,53
100x25x3	3,26	5,5	5,9	415	519,81	10,40	35,4	19,58	1,003	6,9	1,24	31,06
100x40x3	3,96	10,3	12,7	505	731,58	14,63	38,1	75,24	2,534	12,2	1,51	117,4
100x45x2	2,86	11,6	15,5	364	561,23	11,22	39,3	72,52	2,173	14,1	0,49	118,1
100x50x3	4,44	14,0	17,4	565	872,76	17,46	39,3	140,31	3,896	15,8	1,69	219,0
100x50x4	5,79	14,5	16,9	737	1110,5	22,21	38,8	180,46	5,081	15,6	3,93	269,0
100x60x4	6,41	18,5	21,7	817	1294,9	25,90	39,8	299,60	7,210	19,1	4,36	450,8
100x60x5	7,87	19,0	21,2	1002	1549,6	30,99	39,3	362,57	8,838	19,0	8,35	521,6
120x20x4	4,53	4,2	2,8	577	902,99	15,05	39,6	13,27	0,841	4,8	3,08	29,69
120x33x3	4,11	7,2	8,7	523	988,86	16,48	43,5	45,86	1,777	9,4	1,57	107,4
120x50x3	4,91	12,8	16,5	625	1338,0	22,30	46,3	148,81	3,999	15,4	1,87	342,1
120x60x4	7,04	17,0	20,7	897	1979,9	33,00	47,0	319,42	7,426	18,9	4,79	707,2
120x65x4	7,36	18,9	23,1	937	2114,5	35,24	47,5	398,84	8,656	20,6	5,00	885,1
120x65x5	9,04	19,4	22,6	1152	2545,4	42,42	47,0	484,50	10,633	20,5	9,60	1035,7
140x52x2	3,71	12,0	17,0	472	1373,0	19,61	53,9	119,70	2,993	15,9	0,63	394,1

Таблица Г.11 - Тонкостенный «U-образный» профиль (продолжение)

140x60x2	3,96	14,8	20,7	504	1525,4	21,79	55,0	177,86	3,935	18,8	0,67	582,0
148x15x1,5	2,03	1,9	2,0	258	599,37	8,10	48,2	2,580	0,197	3,2	0,19	10,98
150x60x4	7,98	15,2	19,3	1017	3348,8	44,65	57,4	343,34	7,667	18,4	5,43	1224,8
152x40x2,5	4,36	8,0	11,0	555	1712,3	22,53	55,5	71,83	2,245	11,4	1,16	283,0
152x55x3	5,90	12,9	17,4	751	2513,8	33,08	57,9	208,48	4,956	16,7	2,25	791,3
160x55x3	6,08	12,6	17,1	775	2840,2	35,50	60,5	211,53	4,986	16,5	2,32	896,0
162x55x4	8,05	12,9	16,5	1025	3771,8	46,57	60,7	274,91	6,537	16,4	5,47	1161,3
180x55x3	6,55	11,8	16,3	835	3766,4	41,85	67,2	218,41	5,054	16,2	2,50	1191,1
200x55x4	9,24	11,5	15,1	1177	6290,2	62,90	73,1	290,98	6,695	15,7	6,28	1943,2
210x50x4	9,24	9,8	12,8	1177	6665,3	63,48	75,3	224,00	5,575	13,8	6,28	1677,2
300x100x6	22,44	22,7	30,4	2859	36382,5	242,55	112,8	2542,47	32,905	29,8	34,31	37709

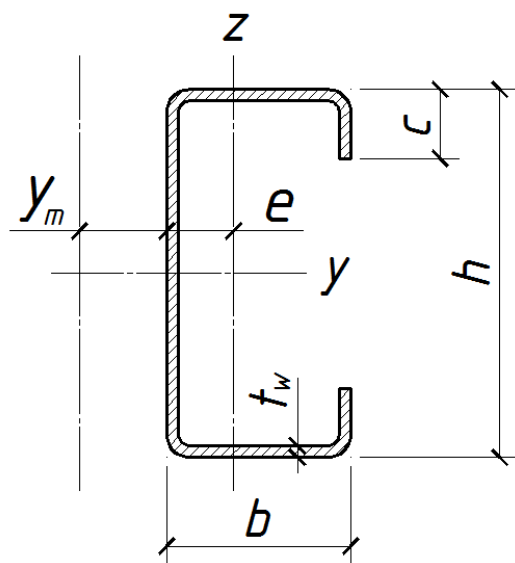


Рисунок Г.12 - Тонкостенный «С-образный» профиль

Таблица Г.12 - Тонкостенный «С-образный» профиль

№	Вес	Размеры		Геометрические характеристики								
	G	e	y _m	A	I _y	W _y	i _y	I _z	W _z	i _z	I _t	I _w
	кг/м	мм	мм	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ³	мм	мм ⁴	мм ⁶
(h)x(b)x(c)x(t _w)				10 ⁶	10 ³	10 ³		10 ³	10 ³		10 ³	10 ⁶
80x40x15x2,5	3,33	14,5	19,0	424	410,01	10,25	31,1	92,15	3,609	14,7	0,88	138,3
80x40x27x2,5	3,76	17,5	23,5	479	424,71	10,62	29,8	121,0	5,372	15,9	1,00	319,6
80x45x13x3,0	4,07	15,9	20,3	518	512,17	12,80	31,4	132,4	4,552	16,0	1,55	177,9
100x40x15x2,5	3,72	13,1	17,8	474	697,88	13,96	38,4	99,99	3,713	14,5	0,99	214,5
120x40x15x2,5	4,11	11,9	16,7	524	1080,5	18,01	45,4	106,3	3,790	14,2	1,09	313,5
120x60x15x3,0	5,81	19,6	26,2	740	1672,2	27,87	47,5	336,2	8,321	21,3	2,22	957,6
120x60x15x4,0	7,0	19,4	25,2	955	2101,4	35,02	46,9	109,8	10,103	10,7	5,09	1127,4
120x60x20x4,0	7,81	21,0	27,4	995	2173,8	36,23	46,7	466,9	11,970	21,7	5,31	1462,4
120x60x20x6,0	10,97	20,7	25,2	1398	2892,5	48,21	45,5	590,3	15,031	20,5	6,78	1708,5
140x40x15x2,5	4,51	11,0	15,7	574	1567,8	22,40	52,3	111,6	3,849	13,9	1,20	437,0

Таблица Г.12 - Тонкостенный «С-образный» профиль (продолжение)

150x50x20x1,3	2,86	15,4	23,4	364	1232,5	16,43	58,2	132,4	3,829	19,1	0,21	654,7
160x40x15x2,5	4,90	10,2	14,9	624	2169,9	27,12	59,0	116,0	3,896	13,6	1,30	586,1
180x40x15x2,5	5,29	9,6	14,1	674	2896,8	32,19	65,6	119,5	3,935	13,3	1,40	762,1
180x40x15x3,0	6,28	9,6	13,6	800	3400,1	37,78	65,2	136,9	4,503	13,1	2,40	864,1
200x40x15x3,0	6,75	9,0	13,1	860	4415,7	44,16	71,7	140,8	4,544	12,8	2,58	1102,8
240x40x15x2,5	6,47	8,1	12,3	824	5925,8	49,38	84,8	128,3	4,016	12,5	1,72	1458,8

Таблица Г.13 - Профилированный лист

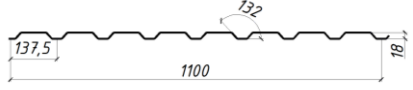



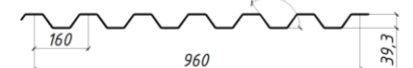



Вид поперечного сечения	Толщина	Вес	Полное сечение		Эффективное сечение			
	t	G	Ag	I _{y.g}	W _{y, eff +}	W _{y, eff -}	I _{y, eff +}	I _{y, eff -}
	мм	кг/м ²	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм ⁴	мм ⁴
№	-	-	-	10 ⁶	10 ³	10 ³	10 ⁶	10 ⁶
TR 20/137,5 	0,63	5,74	700	0,040	2,97	2,95	0,027	0,036
	0,75	6,83	833	0,047	3,74	3,77	0,035	0,045
	0,88	8,02	977	0,055	4,50	4,70	0,045	0,055
	1,00	9,11	1110	0,063	5,20	5,40	0,055	0,063
	1,25	11,38	1388	0,079	6,66	6,74	0,076	0,079
TR 30/262,5 	0,63	5,82	690	0,096	4,12	3,26	0,076	0,075
	0,70	6,46	767	0,106	4,58	3,93	0,088	0,089
	0,75	6,93	822	0,114	4,92	4,43	0,096	0,099
	0,88	8,13	964	0,133	5,79	5,54	0,117	0,122
	1,00	9,23	1095	0,152	6,59	6,61	0,137	0,144
TR 35/207 	0,63	6,08	730	0,138	4,54	4,67	0,082	0,113
	0,75	7,24	869	0,165	5,93	6,15	0,104	0,145
	0,88	8,49	1019	0,193	7,52	7,68	0,129	0,178
	1,00	9,65	1158	0,219	8,75	9,15	0,157	0,210
	1,25	12,06	1447	0,274	11,35	12,13	0,221	0,274
TR 40/183 	0,63	6,72	815	0,212	5,92	6,13	0,124	0,174
	0,75	8,00	970	0,252	7,74	8,02	0,157	0,222
	0,88	9,38	1138	0,295	9,63	10,01	0,198	0,273
	1,00	10,66	1293	0,335	11,21	11,92	0,242	0,321
	1,25	13,32	1616	0,419	14,55	15,64	0,339	0,415
TR 40S/160 	0,63	6,52	782	0,203	7,02	7,02	0,159	0,159
	0,75	7,77	931	0,242	9,20	9,20	0,201	0,201
	0,88	9,11	1092	0,283	11,54	11,54	0,246	0,246
	1,00	10,35	1241	0,322	13,84	13,84	0,289	0,289
	1,25	12,94	1551	0,402	18,94	18,94	0,383	0,383
TR 40/160 	0,63	6,47	782	0,179	8,84	8,84	0,179	0,179
	0,75	7,70	931	0,213	10,69	10,69	0,213	0,213
	0,88	9,04	1093	0,250	12,67	12,67	0,250	0,250
	1,00	10,28	1242	0,284	14,50	14,50	0,284	0,284
	1,25	12,86	1554	0,355	18,19	18,19	0,355	0,355
TR 50/250 	0,63	6,35	754	0,295	5,90	5,90	0,164	0,208
	0,75	7,55	898	0,352	8,04	8,03	0,212	0,272
	0,88	8,86	1053	0,413	10,24	10,57	0,262	0,347
	1,00	10,07	1197	0,469	12,43	12,83	0,311	0,413
	1,13	11,38	1352	0,530	14,99	15,20	0,365	0,484
TR 50/260 	1,25	12,59	1496	0,586	17,05	17,47	0,424	0,550
	0,75	8,37	1016	0,352	11,21	10,75	0,317	0,331
	0,88	9,51	1154	0,400	12,80	12,67	0,370	0,386
	1,00	10,74	1304	0,452	14,54	14,80	0,429	0,447
	1,25	14,26	1730	0,599	19,51	19,94	0,599	0,599

Таблица Г.13 - Профилированный лист (продолжение)


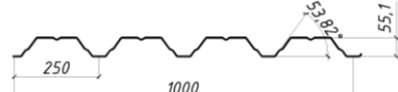
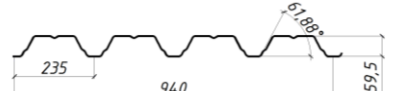


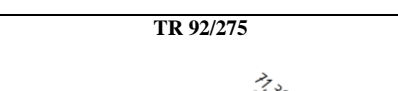



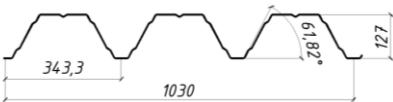
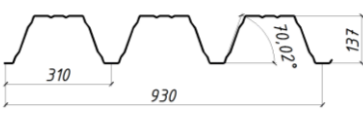
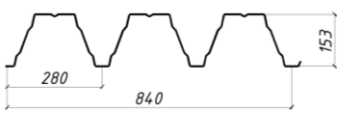
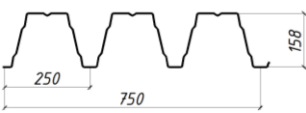
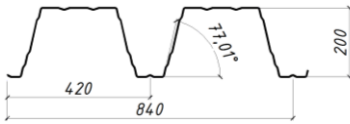
Вид поперечного сечения	Толщина	Вес	Полное сечение		Эффективное сечение			
	t	G	Ag	I _{y,g}	W _{y, eff +}	W _{y, eff -}	I _{y, eff +}	I _{y, eff -}
	мм	кг/м ²	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм ⁴	мм ⁴
№	-	-	-	10 ⁶	10 ³	10 ³	10 ⁶	10 ⁶
TR 50/262,5 	0,63	6,06	723	0,263	5,59	5,57	0,150	0,193
	0,75	7,21	861	0,313	7,65	7,58	0,195	0,252
	0,88	8,46	1010	0,367	10,00	9,97	0,244	0,321
	1,00	9,62	1147	0,417	12,00	12,33	0,290	0,386
	1,25	12,02	1434	0,522	15,60	16,82	0,400	0,513
TR 55/250 	0,75	7,51	913	0,412	11,39	10,59	0,363	0,376
	0,88	8,81	1071	0,483	13,55	13,01	0,441	0,456
	1,00	10,01	1217	0,549	15,50	15,32	0,514	0,532
	1,25	12,51	1520	0,686	19,54	20,00	0,671	0,686
TR 60/235 	0,75	7,88	956	0,503	12,75	11,86	0,443	0,459
	0,88	9,25	1122	0,590	15,17	14,58	0,538	0,557
	1,00	10,51	1275	0,671	17,36	17,17	0,627	0,650
	1,25	13,13	1593	0,838	21,88	22,38	0,818	0,838
TR 85/280 	0,75	8,04	977	0,940	17,68	17,01	0,925	0,872
	0,88	9,44	1147	1,103	21,19	20,71	1,103	1,051
	1,00	10,72	1303	1,253	24,23	24,24	1,253	1,221
	1,25	13,40	1628	1,566	30,59	31,45	1,566	1,566
	1,50	16,08	1953	1,878	36,94	37,73	1,878	1,878
TR 90/305 	0,75	8,15	986	1,119	18,43	17,31	0,931	1,038
	0,88	9,56	1157	1,313	21,81	21,83	1,131	1,251
	1,00	10,87	1315	1,492	24,91	25,51	1,323	1,452
	1,13	12,28	1486	1,686	28,28	29,57	1,535	1,673
	1,25	13,58	1643	1,865	31,42	33,07	1,734	1,865
	1,50	16,30	1972	2,238	38,01	39,67	2,158	2,238
TR 92/275 	0,75	9,05	1099	1,322	19,34	19,88	1,322	1,223
	0,88	10,62	1289	1,550	23,15	24,21	1,550	1,477
	1,00	12,07	1465	1,761	26,59	28,33	1,761	1,716
	1,25	15,08	1830	2,199	33,77	36,70	2,199	2,199
	1,50	18,09	2195	2,637	41,07	44,01	2,637	2,637
TR 94/255 	0,75	8,81	1075	1,279	21,42	20,75	1,259	1,190
	0,88	10,34	1261	1,500	25,66	25,26	1,500	1,435
	1,00	11,75	1433	1,704	29,34	29,53	1,704	1,665
	1,25	14,68	1791	2,129	37,04	38,13	2,129	2,129
	1,50	17,61	2148	2,553	44,73	45,73	2,553	2,553
TR 100/275 	0,75	9,00	1092	1,521	22,39	22,18	1,521	1,415
	0,88	10,56	1281	1,784	26,65	26,96	1,784	1,705
	1,00	11,99	1456	2,026	30,52	31,49	2,026	1,978
	1,13	13,55	1645	2,289	34,69	36,48	2,289	2,276
	1,25	14,99	1819	2,532	38,55	40,69	2,532	2,532
	1,50	17,98	2182	3,036	46,67	48,80	3,036	3,036

Таблица Г.13 - Профилированный лист (продолжение)

Вид поперечного сечения	Толщина	Вес	Полное сечение		Эффективное сечение			
	t	G	Ag	I _{y.g}	W _{y, eff +}	W _{y, eff -}	I _{y, eff +}	I _{y, eff -}
	мм	кг/м ²	мм ²	мм ⁴	мм ³	мм ³	мм ⁴	мм ⁴
№	-	-	-	10 ⁶	10 ³	10 ³	10 ⁶	10 ⁶
TR 106/250 	0,75	9,96	1208	1,866	25,82	25,63	1,790	1,740
	0,88	11,68	1418	2,188	31,02	31,14	2,140	2,096
	1,00	13,27	1611	2,486	35,69	36,37	2,469	2,432
	1,13	14,99	1819	2,808	40,67	42,12	2,808	2,798
	1,25	16,58	2012	3,105	45,19	46,86	3,105	3,105
	1,50	19,88	2414	3,722	54,63	56,19	3,722	3,722
TR 130/343 	0,75	8,72	1058	2,258	26,91	24,15	1,939	2,115
	0,88	10,24	1241	2,650	32,07	30,99	2,345	2,552
	1,00	11,63	1410	3,011	36,73	37,50	2,731	2,950
	1,25	14,54	1763	3,763	46,53	48,89	3,559	3,763
TR 135/310 	1,50	17,45	2116	4,514	56,05	58,64	4,409	4,514
	0,75	9,79	1184	2,982	28,49	26,92	2,834	2,744
	0,88	11,49	1389	3,499	35,32	34,89	3,388	3,330
	1,00	13,06	1579	3,976	42,07	42,54	3,905	3,852
	1,13	14,76	1784	4,492	48,45	51,15	4,470	4,426
	1,25	16,33	1974	4,969	54,03	59,28	4,969	4,959
TR 150/280 	0,75	11,00	1338	4,000	42,36	35,59	3,612	3,760
	0,88	12,90	1570	4,692	50,23	45,56	4,354	4,520
	1,00	14,66	1784	5,331	57,27	55,24	5,055	5,218
	1,13	16,57	2016	6,024	64,89	66,22	5,826	5,982
	1,25	18,33	2230	6,663	71,98	75,13	6,546	6,663
	1,50	21,99	2676	7,993	86,89	90,12	7,993	7,993
TR 160/250 	0,75	12,10	1472	4,708	48,12	41,20	4,245	4,421
	0,88	14,19	1727	5,522	57,06	52,75	5,119	5,324
	1,00	16,13	1962	6,274	65,09	63,88	5,943	6,146
	1,13	15,22	2217	7,088	73,73	76,44	6,851	7,046
	1,25	20,16	2452	7,838	81,76	85,33	7,698	7,838
	1,50	24,19	2942	9,402	98,65	102,33	9,402	9,402
TR 200/420 	0,75	10,74	1294	7,344	33,34	48,07	6,579	7,190
	0,88	12,60	1518	8,617	41,23	59,83	7,913	8,589
	1,00	14,32	1725	9,792	49,21	70,69	9,172	9,792
	1,25	17,90	2157	12,241	68,19	94,17	11,860	12,241

Приложение Д (справочное)

Комплексный пример расчета рамы

Д.1 Исходные данные

Проверить на прочность и устойчивость раму одноэтажного промышленного здания. Пролет рамы – 30,0 метров; высота колоны – 6,0 метра; шаг колонн – 7,2 метра. Уклон кровли – 5° . Колонна и балка выполнены из двутаврового профиля ИРЕ. Марка стали S355 с номинальным пределом текучести $f_y = 355 \text{ Н/мм}^2$.

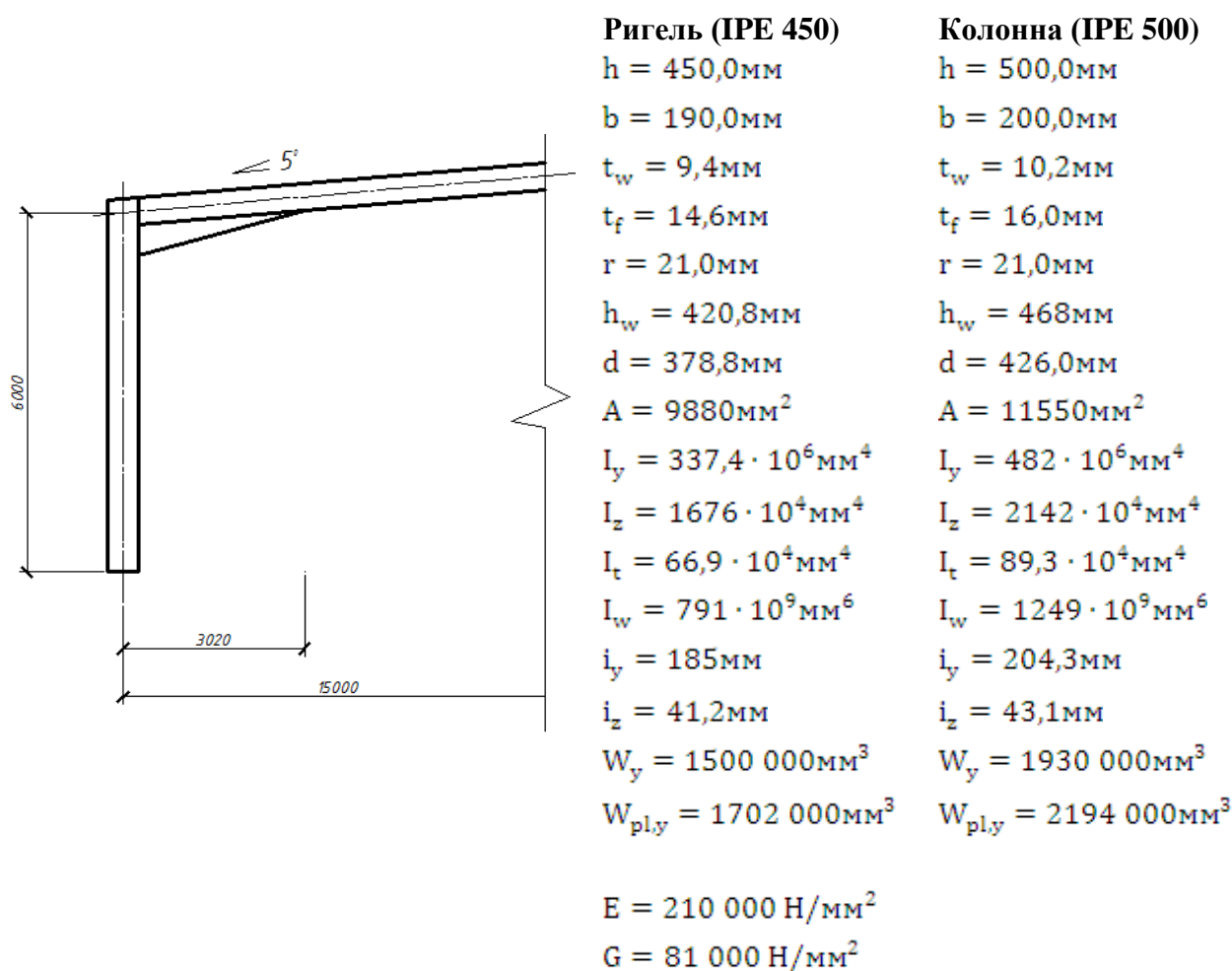


Рисунок Д.1 – Конструктивная схема рамы и геометрические характеристики сечений составляющих элементов

Д.2 Определение внутренних усилий

Статический расчет рамы производится методом сил. Полученные результаты расчета сведены в Рисунок 2.

Максимальное горизонтальное перемещение (узел сопряжения колонны и балки покрытия рамы):

$$u = 1,6 \text{ mm}$$

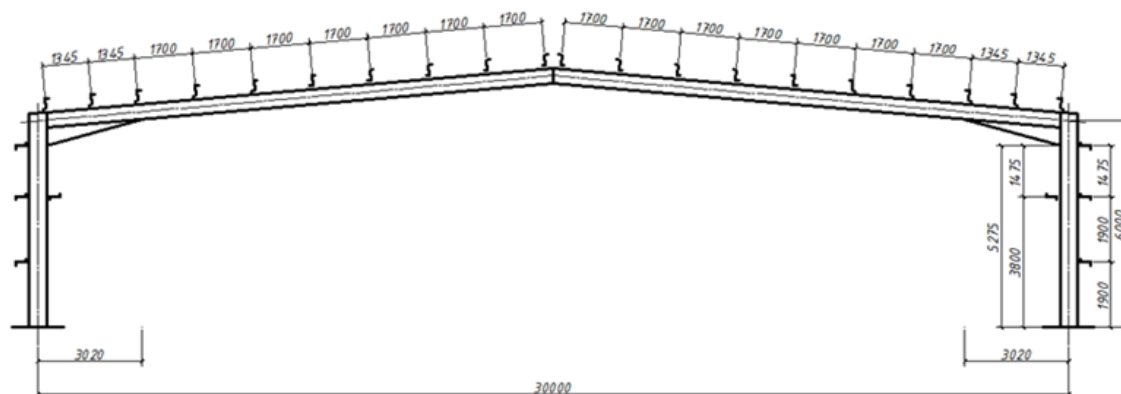


Рисунок Д.2 - Схема рамы

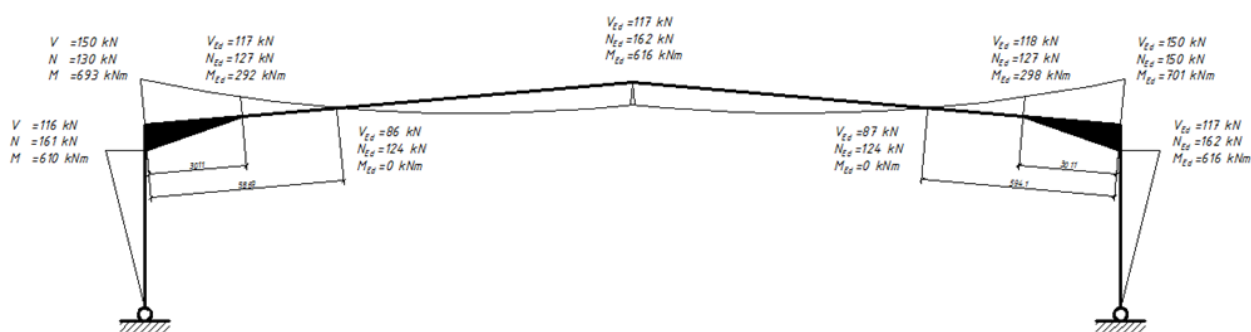


Рисунок Д.3 - Эпюра внутренних усилий

Д.3 Влияние деформированной геометрии структуры

Д.3.1 Расчетные действующие внутренние усилия

$$V_{Ed} = 168 \text{ kH};$$

$$H_{Ed} = 116\kappa H;$$

$$N_{R,Ed} = 130\kappa H.$$

Д.3.2 Определение коэффициента увеличения расчетной нагрузки α_{cr} (Пункт 5.2.1 СН РК EN 1993-1-1)

Данный коэффициент необходим для классификации рамы, т.е. порядок расчета рамы: по теории первого порядка или по теории второго порядка (Пункт 5.2.1(1) СН РК EN 1993-1-1).

Согласно СН РК EN 1993-1-1, если значение продольной сжимающей силы в балке рамы значительно, то применение коэффициента α_{cr} не может быть применимо (Пункт 5.2.1(4), примечание 2В СН РК EN 1993-1-1) при условии, что условная гибкость ригеля:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{Af_y}{N_{Ed}}} \text{ ИЛИ}$$

$$N_{Ed} \geq 0,09N_{cr} \text{ (что равноценно).}$$

Значит значение критической силы:

$$N_{cr} = \pi^2 EI_z / L_{cr}^2$$

$$L_{cr} = L / \cos \alpha = 30 / \cos 5 = 30,1 \text{ м}$$

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 33740 \cdot 10^4 / 30100^2 = 772 \text{ кН}$$

$$0,09N_{cr} = 0,09 \cdot 772 = 69 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = 130 \text{ кН} > 0,09N_{cr} = 69 \text{ кН}$$

Таким образом, продольная сжимающая сила значительна и раму нельзя классифицировать на основе расчета коэффициента α_{cr} .

Д.3.3 Определение коэффициента $\alpha_{cr,est}$ (рекомендуемое)

Для рам в небольшом уклоне балки покрытия коэффициент $\alpha_{cr,est}$ определяется по формуле:

$$\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left(1 - \left(\frac{N_{R,Ed}}{N_{cr}} \right) \right) \left(\frac{1}{200} \frac{h}{\delta} \right)$$

$$\alpha_{cr,s,est} = 0,8 \left(\left(1 - \frac{130}{772} \right) \right) \left(\frac{1}{200} \cdot \frac{6000}{1,6} \right) = 12,5$$

$$\alpha_{cr,est} = 12,5 \geq 10,0$$

Следовательно, расчет ведем по теории первого порядка.

Д.3.4 Несовершенство конструкции (Пункт 5.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Общие начальные несовершенства в виде отклонений от вертикали:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m;$$

основное значение:

$$\phi_0 = \frac{1}{200};$$

понижающий коэффициент, учитывающий высоту колонн h:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{6,0}} = 0,82;$$

понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2} \right)} = 0,87;$$

значит,

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot 0,82 \cdot 0,87 = 0,00356;$$

горизонтальное усилие, приложенное на уровне диска перекрытия:

$$H = \phi V_{Ed} = 0,00356 \cdot 168 = 0,60 \text{ кН}$$

Данная сила прикладывается в узел сопряжения колонны и балки покрытия рамы, в комбинации со всеми другими постоянными временными нагрузками при статическом расчете.

Д.4 Расчет элементов рамы**Д.4.1 Колонна (прокатный профиль IPE 500)****Д.4.1.1 Определение класса сечения колонны (Пункт 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1)**

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (Таблица 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Д.4.1.1.1 Определение класса полки двутавра

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(200 - 10,2 - 2 \cdot 21)/2}{16} = \frac{73,9}{16} = 4,6$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

$$4,6 < 7,3$$

Полка двутавра – сечение класса 1.

Д.4.1.1.2 Определение класса стенки двутавра

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{426}{10,2} = 41,8$$

Коэффициент α :

$$d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{168000}{10,2 \cdot 355} = 46,4$$

$$\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{426 + 46,4}{2 \cdot 426} = 0,55 > 0,5$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,81}{13 \cdot 0,55 - 1} = 52,2$$

$$c/t_w = 41,8 < 52,1$$

Стенка двутавра – сечение класса 1.

Таким образом, сечение двутавра – класс 1.

Д.4.1.2 Несущая способность по прочности**Д.4.1.2.1 Несущая способность при поперечной силе (Пункт 6.2.6(3) СН РК EN 1993-1-1)**

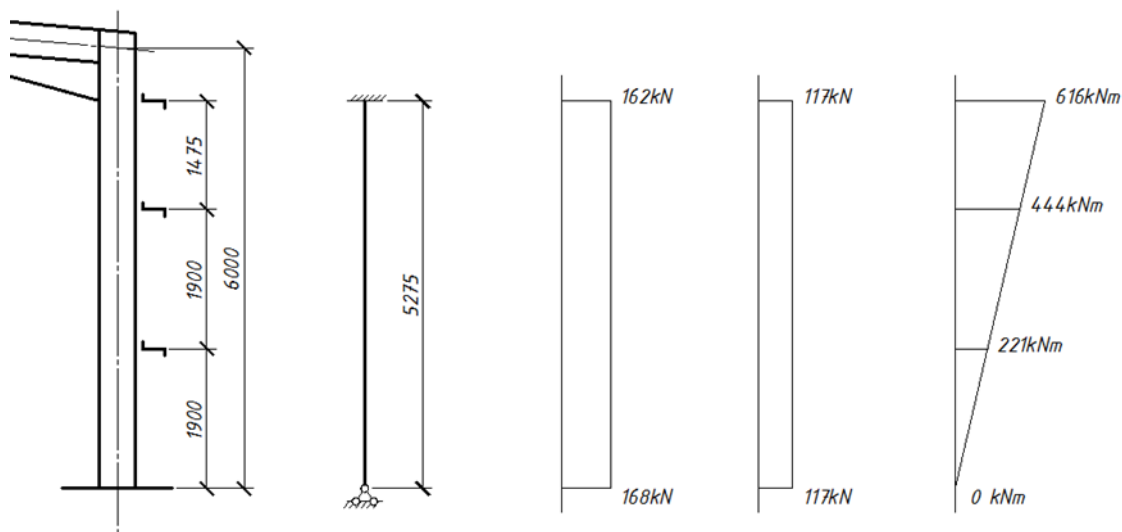


Рисунок Д.4 – Эпюры внутренних усилий в колонне рамы

Условие прочности (Формула 6.17 СН РК EN 1993-1-1):

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1,0$$

Расчетная действующая поперечная сила:

$$V_{Ed} = 117 \text{ кН}$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Определение площади сдвига A_v по Пункту 6.2.6(3) СН РК EN 1993-1-1:

$$A_v = \max[A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f; \eta h_w t_w]$$

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 11600 - 2 \cdot 200 \cdot 16 + (10,2 + 2 \cdot 21) \cdot 16 = 6035 \text{ мм}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,2 \cdot 468 \cdot 10,2 = 5728 \text{ мм}^2$$

$$A_v = 6035 \text{ мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг (формула 6.18 СН РК EN 1993-1-1):

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии:

$$V_{pl,Rd} = \frac{6035 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1237 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} = 117/1237 = 0,1 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.1.2.2 Несущая способность при изгибающем моменте (Пункт 6.2.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности:

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетный действующий изгибающий момент:

$$M_{y,Ed} = 616 \text{ кНм}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе (формула 6.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 2194 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6} / 1,0 = 779 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} = 616 / 779 = 0,79 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.1.2.3 Несущая способность при продольной сжимающей силе (Пункт 6.2.4 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности (формула 6.9 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная действующая продольная сжимающая сила:

$$N_{Ed} = 168 \text{ кН}$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения для 1, 2 и 3 класса сечения (формула 6.10 СН РК EN 1993-1-1):

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11600 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 4118 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{168}{4118} = 0,04 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.1.2.4 Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы (Пункт 6.2.8 СН РК EN 1993-1-1)

Согласно Пункту 6.2.8 СН РК EN 1993-1-1 при условии если:

$$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$117 \text{ кН} < 0,5 \cdot 1237 = 619 \text{ кН}$$

НТП РК 03-01-1.1-2011

Влияние поперечной силы на прочность сечения при изгибающем моменте можно принять незначительным и расчетом не учитываются.

Д.4.1.2.5 Совместное действие изгибающего момента и продольной сжимающей силы (Пункт 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1)

Пункт 6.2.9.1(4) СН РК EN 1993-1-1 требует проверить два условия:

а) первое условие формулы 6.33 СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

Частные коэффициенты безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Расчетная действующая продольная сжимающая сила:

$$N_{Ed} = 168 \text{ кН}$$

Значит,

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 4118 = 1030 \text{ кН}$$

$$168 \text{ кН} < 1030 \text{ кН}$$

Первое условие выполняется.

б) второе условие формулы 6.33 СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 468 \cdot 10,2 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 847 \text{ кН}$$

$$168 \text{ кН} < 847 \text{ кН}$$

Второе условие выполняется.

Следовательно, влияние продольной силы на несущую способность при изгибе учитывать не следует.

Д.4.1.3 Несущая способность по устойчивости

Д.4.1.3.1 Предельное максимальное расстояние между элементами раскрепления

Согласно Пункту ВВ.3.2.1 и формуле ВВ.9 СН РК EN 1993-1-1:

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{AI_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

Соотношение значений изгибающих моментов на участках длиной 1900мм:

$$\psi = \frac{222}{444} = 0,5; \rightarrow C_1 = 1,31$$

$$\psi = \frac{0}{222} = 0; \rightarrow C_1 = 1,77$$

Выбираем $C_1 = 1,31$

предельно допустимая свободная длина участка:

$$L_m = \frac{38 \cdot 43,1}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{168 \cdot 10^3}{1160} \right) + \frac{1}{756 \cdot 1,31^2} \frac{(2194 \cdot 10^3)^2}{11600 \cdot 89,3 \cdot 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}} = 1584 \text{ мм}$$

Расстояние между элементами раскрепления:

$$L = 1900 \text{ мм}$$

Проверка условия устойчивости:

$$1900 \text{ мм} > 1584 \text{ мм}$$

Таким образом, устойчивость колонны не гарантирована, следовательно необходимо выполнить расчет по проверки устойчивости.

Д.4.1.3.2 Расчет потери устойчивости из плоскости

Пункт 6.3.3(4), формула 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Для одноэтажных плоских рам (для 1, 2 и 3 классов сечений) данные выражения могут быть упрощены, так как $\Delta M_{y,Ed} = 0$ и $\Delta M_{z,Ed} = 0$.

По формуле 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Д.4.1.3.2.1 Устойчивость колонны (вся длина колонны $L=5275 \text{ мм}$)

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Z-Z – «b». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_z = 0,34$.

Значение гибкости для определения условной гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{5275}{43,1} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,60 > 0,2;$$

величина для определения понижающего коэффициента χ :

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34(1,6 - 0,2) + 1,6^2] = 2,02;$$

понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{2,02 + \sqrt{2,02^2 - 1,6^2}} = 0,307$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,307 \cdot 11600 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 1264 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{168}{1264} = 0,13 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.2.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Отношение значений изгибающего момента на участке длиной 5275 мм:

$$\psi = \frac{0}{616} = 0; \rightarrow C_1 = 1,77$$

Критический момент потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,77 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4}{5275^2} \sqrt{\left[\frac{1249 \cdot 10^9}{2142 \cdot 10^4} + \frac{5275^2 \cdot 81000 \cdot 89,3 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 909 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 909 \text{ кНм}$$

Условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \cdot 10^3 \cdot 355}{909 \cdot 10^6}} = 0,926$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

По Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатаного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_{LT} = 0,49$.

Значит, прямолинейный участок кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4;$$

поправочный коэффициент для кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений:

$$\beta = 0,75;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5[1 + 0,49(0,926 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,926^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,95;$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,75 \cdot 0,926^2}} = 0,685.$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии изгибающего момента:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,685 \cdot 2194 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6} / 1,0 = 534 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{616}{534} = 1,15 > 1,0$$

Условие не выполняется. Данная проверка подтверждает, что по высоте колонны необходимо раскрепление. При чем, рациональнее его располагать ближе к максимальному значению изгибающего момента.

Д.4.1.3.2.2 Устойчивость колонны (верхний участок колонны L=1475мм)

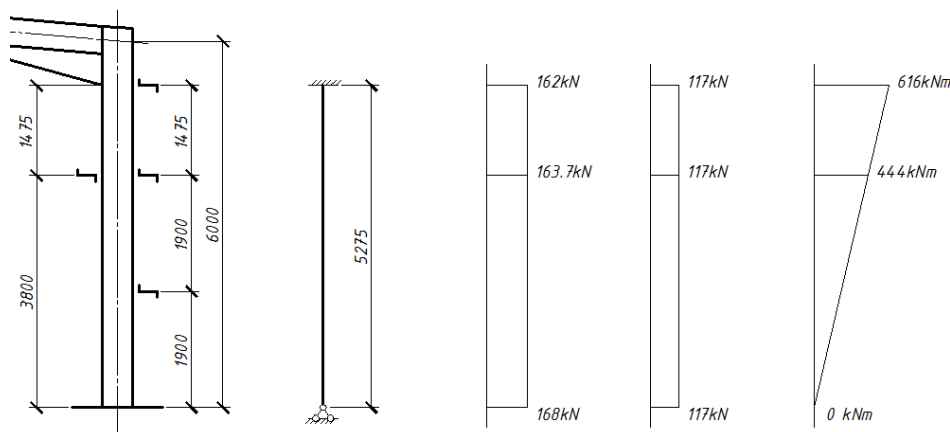


Рисунок Д.5

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Z-Z – «b». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для

данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_z = 0,34$.

Следовательно значение гибкости для определения условной гибкости

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1475}{43,1} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,448;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,448 - 0,2) + 0,448^2] = 0,643;$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,643 + \sqrt{0,643^2 - 0,448^2}} = 0,906$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,906 \cdot 11600 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 3731 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{168}{3731} = 0,045 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.2.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Отношение значений изгибающего момента на участке длиной 1475мм:

$$\psi = \frac{444}{616} = 0,721; C_1 = 1,16$$

Критический момент потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,16 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4}{1475^2} \sqrt{\left[\frac{1249 \cdot 10^9}{2142 \cdot 10^4} + \frac{1475^2 \cdot 81000 \cdot 89,3 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 5887 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 5887 \text{ кНм}$$

Условная гибкость потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \cdot 10^3 \cdot 355}{5887 \cdot 10^6}} = 0,364$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

По Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатаного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_{LT} = 0,49$.

Значит,

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

$$\beta = 0,75$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5[1 + 0,49(0,364 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,364^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,541$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,541 + \sqrt{0,541^2 - 0,75 \cdot 0,364^2}} = 1,02 < 1,0$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии изгибающего момента:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1,0 \cdot 2194 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6} / 1,0 = 779 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{616}{779} = 0,79 < 1,0.$$

Устойчивость плоской формы изгиба обеспечена.

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия:

$$\bar{\lambda}_z = 0,448 > 0,4$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right]$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$$

$$\psi = \frac{444}{616} = 0,721$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot 0,721 = 0,888$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,448}{(0,888 - 0,25)} \cdot \frac{168}{3731} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,888 - 0,25)} \cdot \frac{168}{3731} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max[(0,996); (0,993)] = 0,996$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3731} + 0,996 \cdot \frac{616}{779} = 0,832 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Д.4.1.3.2.3 Устойчивость колонны (нижний участок колонны L=3800мм)

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Z-Z – «b». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_z = 0,34$.

Величина гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость нижней части колонны:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3800}{43,1} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,15;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(1,15 - 0,2) + 1,15^2] = 1,32;$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,32 + \sqrt{1,32^2 - 1,15^2}} = 0,508$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,508 \cdot 11600 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 2092 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{168}{2092} = 0,08 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.2.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Отношение значений изгибающих моментов на участке длиной 3800 мм:

$$\psi = \frac{0}{444} = 0; C_1 = 1,77$$

Критический момент потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,77 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4}{3800^2} \sqrt{\left[\frac{1249 \cdot 10^9}{2142 \cdot 10^4} + \frac{3800^2 \cdot 81000 \cdot 89,3 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2142 \cdot 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 1556 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 1556 \text{ кНм}$$

Условная гибкость потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2194 \cdot 10^3 \cdot 355}{1556 \cdot 10^6}} = 0,708$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

По Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатаного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_{LT} = 0,49$.

Параметры рекомендуемые для сечений прокатных профилей:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4;$$

$$\beta = 0,75;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,708 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,708^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,763;$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,763 + \sqrt{0,763^2 - 0,75 \cdot 0,708^2}} = 0,822 < 1,0$$

$$\chi_{LT} = 0,822$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии изгибающего момента:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,822 \cdot 2194 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 640 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{444}{640} = 0,69 < 1,0$$

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия:

$$\bar{\lambda}_z = 1,15 > 0,4;$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} \right) \right];$$

коэффициент перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi;$$

соотношение значений моментов на участке колонны:

$$\psi = \frac{0}{444} = 0;$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \cdot 1,15}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{168}{2092} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{168}{2092} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max[(0,974); (0,977)] = 0,977$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{2092} + 0,977 \cdot \frac{444}{640} = 0,758 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Д.4.1.3.3 Расчет потери устойчивости в плоскости

Пункт 6.3.3(4), формула 6.61 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Так как $\Delta M_{y,Ed} = 0$ и $\Delta M_{z,Ed} = 0$, то формула 6.61 СН РК EN 1993-1-1 упрощается:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

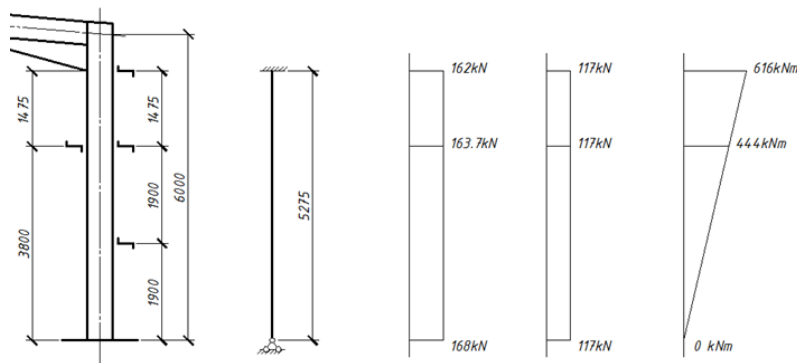


Рисунок Д.6

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

$$t_f = 16 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Y-Y – «а». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости коэффициент, учитывающий начальные несовершенства – $\alpha_y = 0,21$.

Значение гибкости для определения условной гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{6000}{204} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,385 > 0,2;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(0,385 - 0,2) + 0,385^2] = 0,594;$$

понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,594 + \sqrt{0,594^2 - 0,385^2}} = 0,956$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,956 \cdot 11600 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 3937 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{168}{3937} = 0,043 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Расчетная несущая способность колонны в плоскости рамы определяется минимальным значением из расчетных способностей участков колонны: верхнего и нижнего участков:

$$M_{b,Rd} = \min(M_{b,Rd}(l = 1475 \text{ мм}); M_{b,Rd}(l = 3800 \text{ мм}))$$

$$M_{b,Rd} = \min(779; 640) = 640 \text{ кНм}$$

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.61 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия:

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$$

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi$$

Величина отношения значений моментов на участке колонны:

$$\psi = \frac{0}{616} = 0;$$

коэффициент перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6$$

$$k_{yy} = \min \left[0,6 \left(1 + (0,385 - 0,2) \frac{168}{3937} \right); 0,6 \left(1 + 0,8 \frac{168}{3937} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[(0,605); (0,620)] = 0,605$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{168}{3937} + 0,605 \frac{616}{640} = 0,625 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Д.4.2 Расчет ригеля рамы (прокатный профиль IPE 450)

Расчетные действующие внутренние усилия:

$$V_{Ed} = 118 \text{ кН}$$

$$N_{Ed} = 127 \text{ кН}$$

$$M_{Ed} = 356 \text{ кНм}$$

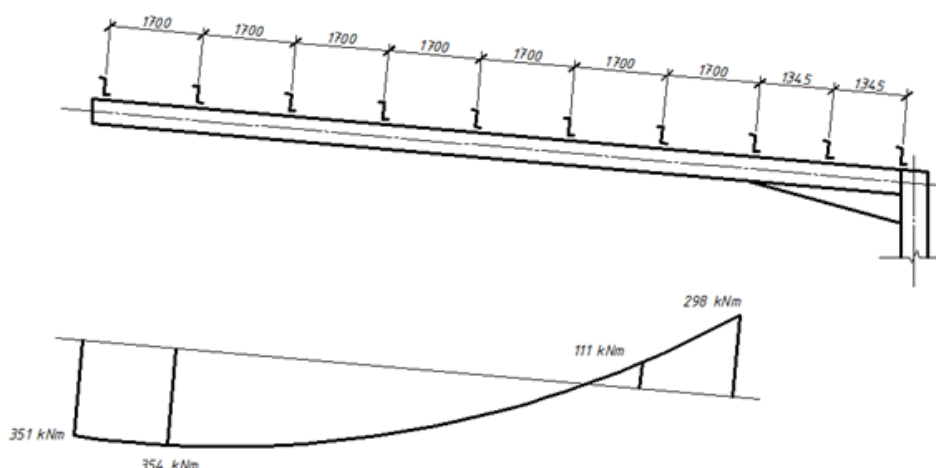


Рисунок Д.7

Д.4.2.1 Определение класса сечения (Пункт 5.5.2 СН РК EN 1993-1-1)

Коэффициент, зависящий от предела текучести стали (Таблица 5.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Д.4.2.1.1 Определение класса полки двутавра ригеля

Отношение длины полки к толщине полки:

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} = \frac{(190 - 9,4 - 2 \cdot 21)/2}{14,6} = \frac{69,3}{14,6} = 4,7$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$9\varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

$$4,7 < 7,3$$

Полка двутавра – сечение класса 1.

Д.4.2.1.2 Определение класса стенки двутавра ригеля

Отношение высоты стенки к толщине стенки:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,3$$

Коэффициент α :

$$d_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{127000}{9,4 \cdot 355} = 38,0$$

$$\alpha = \frac{d_w + d_N}{2d_w} = \frac{378,8 + 38,0}{2 \cdot 378,8} = 0,55 > 0,5$$

По Таблице 5.2 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \cdot 0,81}{13 \cdot 0,55 - 1} = 52,2$$

$$c/t_w = 40,3 < 52,1$$

Стенка двутавра – сечение класса 1.

Таким образом, сечение двутавра – класс 1.

Д.4.2.2 Несущая способность по прочности

Д.4.2.2.1 Несущая способность при поперечной силе (Пункт 6.2.6(3) СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности (формула 6.17 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная действующая поперечная сила:

$$V_{Ed} = 118 \text{ кН}$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Коэффициент, определяемый по НП.2.4 СН РК EN 1993-1-5:

$$\eta = 1,2$$

Определение площади сдвига A_V по Пункту 6.2.6(3) СН РК EN 1993-1-1:

$$A_V = \max[A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f; \eta h_w t_w]$$

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 9880 - 2 \cdot 190 \cdot 14,6 + (19,4 + 2 \cdot 21) \cdot 14,6 = 5082 \text{ мм}^2$$

$$\eta h_w t_w = 1,2 \cdot 420,8 \cdot 9,4 = 4746 \text{ мм}^2$$

$$A_V = 5082 \text{ мм}^2$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг (формула 6.18 СН РК EN 1993-1-1):

$$V_{Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{5082 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,0} \cdot 10^{-3} = 1042 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 118 / 1042 = 0,11 > 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.2.2.2 Несущая способность при изгибающем моменте (Пункт 6.2.5 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетный действующий изгибающий момент:

$$M_{y,Ed} = 356 \text{ кН}$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 1 при изгибе (формула 6.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 604 \text{ кНм}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd}} = \frac{356}{604} = 0,59 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.2.2.3 Несущая способность при продольной сжимающей силе (Пункт 6.2.4 СН РК EN 1993-1-1)

Условие прочности (формула 6.9 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Расчетная действующая продольная сжимающая сила:

$$N_{Ed} = 127 \text{ кН}$$

Частный коэффициент безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Расчетное значение несущей способности поперечного сечения для 1, 2 и 3 класса сечения (формула 6.10 СН РК EN 1993-1-1):

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9880 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-3} = 3507 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{127}{3507} = 0,036 < 1,0$$

Условие прочности выполняется.

Д.4.2.2.4 Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы (Пункт 6.2.8 СН РК EN 1993-1-1)

Согласно Пункту 6.2.8 СН РК EN 1993-1-1 при условии если:

$$V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$$

$$118 \text{ кН} < 0,5 \cdot 1042 = 521 \text{ кН}$$

влиянием поперечной силы на прочность сечения при изгибающем моменте можно принять незначительным.

Д.4.2.2.5 Совместное действие изгибающего момента и продольной сжимающей силы (Пункт 6.2.9 СН РК EN 1993-1-1)

Пункт 6.2.9.1(4) СН РК EN 1993-1-1 требует проверить два условия:

а) первое условие формулы 6.33 СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

Частные коэффициенты безопасности (НП.2.13 СН РК EN 1993-1-1):

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$\gamma_{M1} = 1,0$$

Расчетная действующая продольная сжимающая сила:

$$N_{Ed} = 127 \text{ кН}$$

Значит,

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 3507 = 877 \text{ кН}$$

$$127 \text{ кН} < 877 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

б) второе условие формулы 6.33 СН РК EN 1993-1-1:

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 420,8 \cdot 9,4 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 702 \text{ кН}$$

$$127 \text{ кН} < 702 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Следовательно, влияние продольной силы на несущую способность при изгибе учитывать не следует.

Д.4.2.3 Несущая способность по устойчивости

Д.4.2.3.1 Расчет потери устойчивости из плоскости

Ригель рамы раскреплен балками покрытия шагом 1700мм в продольном направлении.

По формуле 6.62

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

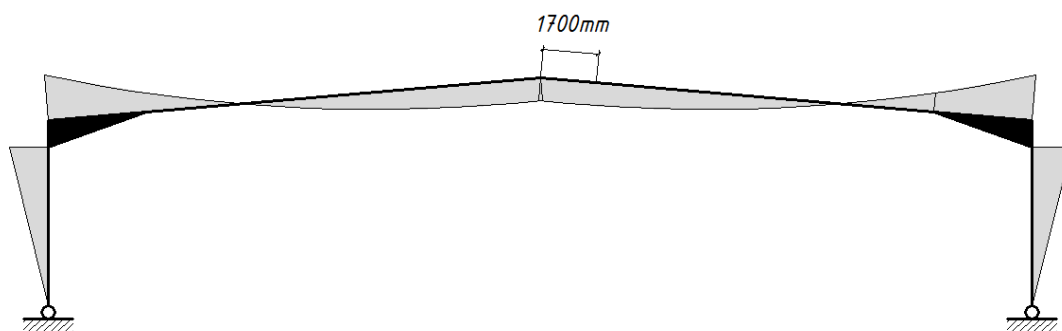


Рисунок Д.8

Д.4.2.3.1.1 Устойчивость среднего сегмента пролета ригеля

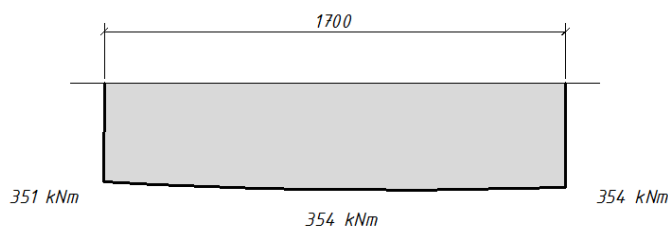


Рисунок Д.9

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 по формуле 6.46 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Z-Z – «b». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для

данной кривой потери устойчивости коэффициент, учитывающий начальные несовершенства – $\alpha_z = 0,34$.

Значит, значение гибкости для определения условной гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1700}{41,2} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,54;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,54 - 0,2) + 0,54^2] = 0,704;$$

понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,704 + \sqrt{0,704^2 - 0,54^2}} = 0,865$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,865 \cdot 9880 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 3034 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{127}{3034} = 0,04 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.2.1 по формуле 6.54 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

На данном участке эпюры изгибающего момента – значение примерно постоянное ($M_y \in [351; 356]$). Следовательно:

$$C_1 = 1,0$$

Критический момент потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,0 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1676 \cdot 10^4}{1700^2} \sqrt{\left[\frac{791 \cdot 10^9}{1676 \cdot 10^4} + \frac{1700^2 \cdot 81000 \cdot 66,9 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1676 \cdot 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 2733 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 2733 \text{ кНм}$$

Условная гибкость потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \cdot 10^3 \cdot 355}{2733 \cdot 10^6}} = 0,47$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = 2,37$$

По Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_{LT} = 0,49$.

Параметры рекомендуемые для сечений прокатных профилей:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4;$$

$$\beta = 0,75;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(0,47 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,47^2] = 0,60$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,75 \cdot 0,47^2}} = 0,961$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии изгибающего момента (формула 6.55 СН РК EN 1993-1-1):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,961 \cdot 1702 \cdot 10^3 \cdot \frac{355 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 581 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{356}{581} = 0,61 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия:

$$\bar{\lambda}_z = 0,54 > 0,4$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$$

Соотношение значений моментов на участке ригеля:

$$\psi = \frac{351}{354} \approx 1,0;$$

коэффициент перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot 1,0 = 1,0$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,540}{(1,0 - 0,25)} \cdot \frac{127}{3034} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(1,0 - 0,25)} \cdot \frac{127}{3034} \right) \right]$$

$$k_{zy} = \max[(0,997); (0,994)] = 0,997$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{3034} + 0,997 \frac{356}{581} = 0,653 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Д.4.3.2 Крайний сегмент пролета

Д.4.3.3.1 Предельное максимальное расстояние между элементами раскрепления

Нижняя полка поперечного сечения ригеля рамы в крайнем сегменте пролета находится в сжатой зоне. Поэтому необходимо выполнить проверку максимального расстояния между элементами раскрепления.

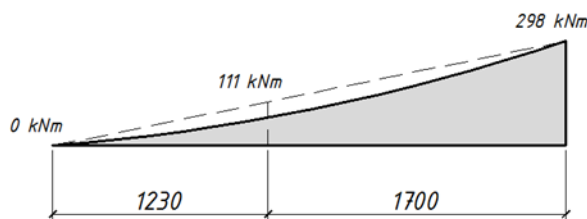


Рисунок Д.10

Согласно Пункту ВВ.3.2.1 и формуле ВВ.9 СН РК EN 1993-1-1 предельно допустимое расстояние между закреплениями:

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \frac{W_{pl,y}^2}{A I_t} \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

Соотношение значений изгибающих моментов на участке длиной 1700мм:

$$\psi = \frac{111}{298} = 0,37; \rightarrow C_1 = 1,42$$

Значит,

$$L_m = \frac{38 \cdot 41,2}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{127 \cdot 10^3}{9880} \right) + \frac{1}{756 \cdot 1,42^2} \cdot \frac{(1702 \cdot 10^3)^2}{9880 \cdot 66,9 \cdot 10^4} \left(\frac{355}{235} \right)^2}} = 1669 \text{ мм}$$

Расстояние между элементами раскрепления:

$$L = 1700 \text{ мм}$$

Проверка условия устойчивости:

$$1700 \text{ мм} > 1669 \text{ мм}$$

Устойчивость ригеля не обеспечена. Необходимо выполнить расчет по проверке устойчивости.

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Z-Z – «b». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости – $\alpha_z = 0,34$.

Значение гибкости для определения условной гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{2930}{41,2} \cdot \frac{1}{76,4} = 0,931;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,931 - 0,2) + 0,931^2] = 1,06;$$

понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,06 + \sqrt{1,06^2 - 0,931^2}} = 0,638$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,638 \cdot 9880 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 2238 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{127}{2238} = 0,57 < 1,0$$

Условие выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.2.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Отношение значений изгибающего момента на участке длиной 2930мм:

$$\psi = \frac{0}{298} = 0; \rightarrow C_1 = 1,77;$$

критический момент потери устойчивости:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,77 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1676 \cdot 10^4}{2930} \sqrt{\left[\frac{791 \cdot 10^9}{1676 \cdot 10^4} + \frac{2930^2 \cdot 81000 \cdot 66,9 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1676 \cdot 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 1763 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 1763 \text{ кНм}$$

Условная гибкость потери устойчивости:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1702 \cdot 10^3 \cdot 355}{1763 \cdot 10^6}} = 0,585$$

Геометрические характеристики:

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5$$

По Таблице 6.5 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатаного двутавра тип кривой потери устойчивости – «с». По Таблице 6.3 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенств – $\alpha_{LT} = 0,49$.

Параметры рекомендуемые для сечений прокатных профилей:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4;$$

$$\beta = 0,75;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49 (0,585 - 0,4) + 0,75 \cdot 0,585^2];$$

$$\Phi_{LT} = 0,95;$$

понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,674 + \sqrt{0,674^2 - 0,75 \cdot 0,926^2}} = 0,685 < 1,0$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии изгибающего момента:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,685 \cdot 1702 \cdot 10^3 \cdot 355 \cdot 10^{-6}}{1,0} = 540 \text{ кНм}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{298}{540} = 0,55 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.62 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия:

$$\bar{\lambda}_z = 0,931 > 0,4$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \right) \right]$$

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi$$

Соотношение значений моментов на участке ригеля:

$$\psi = \frac{0}{298} = 0;$$

$$k_{zy} = \max \left[\left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,931}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{127}{2238} \right); \left(1 - \frac{0,1}{(0,6 - 0,25)} \cdot \frac{127}{2238} \right) \right];$$

$$k_{zy} = \max[(0,985); (0,983)] = 0,985.$$

Проверка условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2238} + 0,985 \cdot \frac{298}{540} = 0,601 \leq 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Д.4.4 Расчет потери устойчивости в плоскости

а) от продольного сжатия (Пункт 6.3.1 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости согласно Пункту 6.3.1.1 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Геометрические характеристики (Пункт 6.3.1.2 СН РК EN 1993-1-1):

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37$$

$$t_f = 14,6 \text{ мм}$$

Расчетная критическая длина ригеля рамы:

$$L_{cr} = 15057 \text{ мм}$$

По Таблице 6.2 СН РК EN 1993-1-1 для сечения горячекатанного двутавра тип кривой потери устойчивости относительно оси Y-Y – «а». По Таблице 6.1 СН РК EN 1993-1-1 для данной кривой потери устойчивости значение коэффициента, учитывающего начальные несовершенства – $\alpha_y = 0,21$.

Значение гибкости для определения условной гибкости:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4;$$

условная гибкость:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{15057}{185} \cdot \frac{1}{76,4} = 1,065;$$

величина для определения понижающего коэффициента:

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(1,065 - 0,2) + 1,065^2] = 1,158;$$

понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,158 + \sqrt{1,158^2 - 1,065^2}} = 0,620$$

Расчетная несущая способность по устойчивости при действии продольной сжимающей силы:

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,620 \cdot 9880 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,0} = 2175 \text{ кН}$$

Проверка условия:

$$\frac{127}{2175} = 0,06 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

б) от изгибающего момента (Пункт 6.3.2 СН РК EN 1993-1-1)

Расчетная несущая способность ригеля в плоскости рамы определяется минимальным значением из расчетных способностей участков ригеля: среднего и крайнего сегментов:

$$M_{b,Rd} = \min(M_{b,Rd}(l = 2930 \text{ мм}); M_{b,Rd}(l = 1700 \text{ мм}))$$

$$M_{b,Rd} = \min(540; 581) = 540 \text{ кНм}$$

в) от взаимодействия продольной сжимающей силы и изгибающего момента (Пункт 6.3.3 СН РК EN 1993-1-1)

Условие устойчивости по формуле 6.61 СН РК EN 1993-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Определение коэффициента взаимодействия k_{yy} (Таблица В.2 Приложения В СН РК EN 1993-1-1):

$$k_{yy} = \min \left[C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) \right]$$

Параметр C_{my} завит от значений двух коэффициентов α_h и ψ :

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{351}{356} = 0,986;$$

соотношение значений изгибающих моментов на участке ригеля:

$$\psi = -\frac{298}{351} = -0,849$$

коэффициент перехода к эквивалентной прямоугольной эпюре моментов:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05\alpha_h = 0,95 + 0,05 \cdot 0,986 \approx 1,0$$

Таким образом,

$$k_{yy} = \min \left[1,0 \left(1 + (1,065 - 0,2) \frac{127}{2175} \right); 1,0 \left(1 + 0,8 \cdot \frac{127}{2175} \right) \right]$$

$$k_{yy} = \min[(1,05); (1,047)] = 1,047$$

Проверка условия:

НТП РК 03-01-1.1-2011

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{127}{2175} + 1,047 \cdot \frac{356}{540} = 0,749 < 1,0$$

Условие устойчивости выполняется.

Ресми басылым

*ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ*

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰЖАТТАР**

**ҚР НТҚ 03-01-1.1-2011
БОЛАТ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
1-1 бөлімі. Гимараттарға арналған жалпы ережелер**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 03-01-1.1-2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
Часть 1-1. Общие правила для зданий**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная