

РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 и национальными приложениями Украины



РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 и национальными приложениями Украины



РАСЧЕТ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 и национальными приложениями Украины

М. Бреттл, бакалавр инженерных наук, SCI

Д. Браун, бакалавр инженерных наук, сертифицированный инженер, член Общества гражданских инженеров, SCI

Н.А. Беляев, магистр технических наук, ведущий инженер-конструктор Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

А.С. Билык, кандидат технических наук, доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, руководитель Инженерного Центра Украинского Центра Стального Строительства

Эта публикация содержит краткое введение в Еврокоды и дополнительную информацию касательно расчета распространенных типов строительных металлоконструкций. Кратко изложена информация об основных нагрузках, воздействиях и их комбинациях, которые учитываются для наиболее распространенных типов зданий. Приводятся правила ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 для расчета на изгиб и осевые усилия. Указываются требования ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 для предотвращения хрупкого разрушения, правила расчета простых болтовых и сварных соединений в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Приложения содержат инструкции по выбору самой неблагоприятной комбинации воздействий, упрощенные выражения коэффициентов взаимодействия для совместного действия изгибающих моментов и осевых усилий, а также упрощенный подход к расчету изгибно-крутильной формы потери устойчивости (формы плоского изгиба) нераскрепленных балок.

Данная публикация не может переиздаваться, сберегаться или передаваться в любой форме и любыми средствами без предварительного письменного разрешения автора, кроме случаев передачи в целях исследования, персонального изучения, критики или обзора, или случаев репродукции по лицензии УЦСС, или другого соответствующего органа лицензирования за пределами Украины. Хотя были приняты меры для обеспечения корректности данной публикации в пределах известных фактов или принятых на момент публикации практик, Украинский Центр Стального Строительства, авторы и редакторы не несут ответственности за любые ошибки или неверные толкования этой информации и за любые потери, связанные с ее использованием.

Копии публикации не предназначены для перепродажи.

© Украинский Центр Стального Строительства, 2014

ISBN 978-617-696-264-9

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование металлоконструкций до 1 июля 2013 года в Украине осуществлялось исключительно в соответствии с национальными нормативными документами (ДБН, СНиП, ДСТУ и т. д.). После указанной даты была утверждена нормативная база, позволяющая альтернативное использование при проектировании строительных конструкций европейских норм – Еврокодов. Полностью использование Еврокодов стало правомерным с 1 июля 2014 после утверждения к ним национальных приложений, учитывающих специфику строительной отрасли в Украине.

Для металлоконструкций базовым документом является ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 и его национальное приложение. Другими основополагающими нормами, используемыми в данной публикации, также являются части Еврокодов ДСТУ-Н Б EN 1990 и ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 с соответствующими национальными приложениями, которые определяют основные нагрузки и воздействия. Указанные документы охватывают все аспекты проектирования наиболее применимых типов зданий и сооружений из стальных конструкций.

Настоящая публикация предназначена для первого ознакомления инженера-проектировщика с основными правилами проектирования согласно гармонизированным европейским нормам при расчете зданий в кратком изложении. Все неосвещенные в публикации положения расчета являются тематикой последующих публикаций Украинского Центра Стального Строительства.

Публикация содержит ключевые требования ДСТУ-Н Б EN 1990, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1 и отдельных частей ДСТУ-Н Б EN 1993 (в основном Части 1-1, но также Частей 1-5, 1-8 и 1-10). Вспомогательная информация выделена серым фоном для отличия от положений Еврокодов и их национальных приложений.

Подготовка настоящей публикации проводилась совместно с Институтом Стального Строительства (Великобритания).

Авторы публикации выражают огромную признательность экспертам и рецензентам, которые помогли в ее создании:

А.В. Перельмутер, д.т.н., академик РААСН, главный научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.В. Юрченко, к.т.н., доцент Киевского национального университета строительства и архитектуры, старший научный сотрудник НПО SCAD Soft

В.М. Гордеев, д.т.н., профессор, заместитель генерального директора по научной работе ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

А.И. Кордун, начальник отдела технического развития ООО «Украинский институт стальных конструкций им. В.Н. Шимановского»

В.С. Дорофеев, д.т.н., профессор, заслуженный деятель науки и техники Украины, действительный член АСУ, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, ректор Одесской государственной академии строительства и архитектуры

А.А. Михайлов, к.т.н., профессор кафедры металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

И.В. Шеховцов, к.т.н., член-корреспондент АСУ, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры

С.В. Петраш, к.т.н., доцент кафедры сопротивления материалов Одесской государственной академии строительства и архитектуры

Н.В. Савицкий, д.т.н., профессор, проректор по научной работе Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры

С.Ф. Пичугин, д.т.н., профессор, заведующий кафедрой конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

В.А. Семко, к.т.н., доцент, докторант кафедры конструкций из металла, дерева и пластмасс Полтавского национального технического университета им. Юрия Кондратюка

С.Б. Пчельников, к.т.н., доцент кафедры теоретической и прикладной механики Донбасской национальной академии строительства и архитектуры

СОДЕРЖАНИЕ

РАЗДЕЛ 1. ВВЕДЕНИЕ

1.1	Область применения	6
1.2	Структура	6
1.3	Определения	6
1.4	Обозначения	7
1.5	Основные отличия от национальной нормативной базы	7

РАЗДЕЛ 2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

2.1	Основные требования	8
2.2	Расчетные ситуации	10
2.3	Применение частных коэффициентов надежности	11
2.4	Общие требования к стальным конструкциям	16

РАЗДЕЛ 3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ

3.1	Основные положения	18
3.2	Классификация нагрузок и воздействий	18
3.3	Удельный вес складываемых материалов и конструкций	18
3.4	Вес конструкций и грунтов	19
3.5	Полезные нагрузки	19
3.6	Снеговые нагрузки	23
3.7	Ветровые нагрузки	24
3.8	Нагрузки на конструкции на этапе возведения	24
3.9	Эпизодические (аварийные) воздействия	26

РАЗДЕЛ 4. МАТЕРИАЛЫ

4.1	Строительные стали	28
4.2	Соединительные элементы	32
4.3	Другие конструктивные элементы заводского изготовления	33

РАЗДЕЛ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

5.1	Моделирование конструкций	34
5.2	Учет геометрической нелинейности конструкции	34
5.3	Учет несовершенств	35
5.4	Методы расчета	38
5.5	Классификация поперечных сечений	39

РАЗДЕЛ 6. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.1	Частные коэффициенты надежности при определении несущей способности	42
6.2	Несущая способность сечений	42
6.3	Несущая способность элементов по устойчивости	47
6.4	Несущая способность стенок при действии локальных нагрузок	57
6.5	Проверка местной устойчивости стенок элементов при действии поперечных сил	60
6.6	Решетчатые конструкции	62

РАЗДЕЛ 7. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

7.1 Общие положения	64
7.2 Вертикальные перемещения	64
7.3 Горизонтальные перемещения	66
7.4 Динамический расчет	66

РАЗДЕЛ 8. СОЕДИНЕНИЯ

8.1 Основные требования к расчету соединений	67
8.2 Расчет, классификация и моделирование	68
8.3 Болтовые соединения	69
8.4 Сварные соединения	76

ПРИЛОЖЕНИЕ А. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ

A.1 Шарнирно опертые горячекатаные балки двутавровых сечений	82
A.2 Растянутые элементы	83
A.3 Центально-сжатые элементы	83
A.4 Сжато-изгибаемые и внецентренно сжатые элементы	84

ПРИЛОЖЕНИЕ В. НАИБОЛЕЕ ЧАСТО ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

B.1 Размеры	85
B.2 Свойства материалов	85

B.3 Геометрические характеристики сечений	85
B.4 Характеристики элементов	85
B.5 Нагрузки и воздействия	86
B.6 Несущая способность сечений, элементов и соединений	86
B.7 Коэффициенты использования	86
B.8 Частные коэффициенты надежности для несущей способности	86

ПРИЛОЖЕНИЕ С. КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ КОМБИНАЦИЙ НАГРУЗОК	87
---	----

ПРИЛОЖЕНИЕ D. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ	88
---	----

ПРИЛОЖЕНИЕ E. КОЭФФИЦИЕНТЫ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ К И КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЕСТАБИЛИЗИРУЮЩИХ НАГРУЗОК D

E.1 Коэффициенты расчетной длины однопролетных балок без промежуточного раскрепления	92
E.2 Коэффициент дестабилизирующих нагрузок D	93
E.3 Консоли	93

РАЗДЕЛ 1. ВВЕДЕНИЕ

1.1 Область применения

- (1) Данная публикация содержит краткое изложение основных принципов и правил применения Еврокодов, которые относятся к расчету наиболее распространенных типов зданий. Расчеты, приведенные в этой публикации, автоматически соответствуют Еврокодам и национальным приложениям Украины в объеме, указанном в (4).
- (2) Использование Еврокодов на территории Украины в соответствии с постановлением Кабинета министров Украины №547 от 23 мая 2011 года при проектировании строительных конструкций ограничено I-IV категориями сложности объекта.
- (3) Публикация охватывает части ДСТУ-Н Б EN 1990 Еврокод: «Основы проектирования конструкций», ДСТУ-Н Б EN 1991, Еврокод 1: Воздействия на конструкции и Еврокод 3: Проектирование стальных конструкций.
- (4) В публикации освещены лишь наиболее распространенные элементы стальных каркасов 1-3 классов сечений согласно Еврокоду. В него не включены правила проектирования элементов 4 класса сечений, конструкции из нержавеющей стали и холодногнутых профилей. Также публикация не освещает вопросы огнезащиты, кручения, динамических воздействий и усталостных явлений.

Особенно важно дополнительно отметить ограничение расчетных методик в данной публикации 1-3 классами сечений. Использование представленных методик для класса сечений 4 приведет к некорректным расчетам, поскольку не будет учитывать потерю местной устойчивости частей сечений, соответствующие редуцированные характеристики и потенциальную необходимость в дополнительных элементах жесткости.

Все неосвещенные в данном пособии вопросы будут освещены в последующих публикациях Украинского Центра Стального Строительства.

1.2 Структура

Все разделы и параграфы публикации имеют сквозную нумерацию. Ссылки на разделы и пункты норм указываются на поле справа каждой страницы.

- (1) В Еврокодах разделяют принципы и правила применения. Принципы маркируются буквой Р после номера раздела. Правила применения – это общепринятые положения, которые соответствуют принципам и удовлетворяют их требованиям. Это разделение сохранено и в данной публикации.

Дополнительная информация в публикации приведена на сером фоне, например, как этот текст. Есть три типа такой информации:

- пояснения правил Еврокодов;
- общие пояснения к расчетам (такие, как предпочтения по выбору материалов и решений);
- дополнительные правила проектирования, взятые из вспомогательных источников.

Обратите внимание, что в Еврокодах нет понятия дополнительной информации. Это просто информация, взятая из другого источника, которая дополняет Еврокоды, но не противоречит им.

- (2) В Приложении А содержатся краткие описания процедур расчета для наиболее распространенных стальных элементов в виде блок-схем. Приложение А охватывает:
 - шарнирно опертые балки;
 - растянутые элементы;
 - сжатые элементы;
 - сжато-изогнутые элементы.

1.3 Определения

- (1) Определение специальных терминов в данной публикации приведены там, где они впервые встречаются по тексту. Терминология Еврокодов в большинстве случаев дана таким образом, чтобы избежать неточностей и двусмысленностей.

1.4 Обозначения

- (1) Обозначения в данной публикации в основном поясняются по месту, где они впервые встречаются в тексте.
- (2) Система символов в Еврокодах и данной публикации, как правило, совпадает с общепринятой в практике проектирования. Для разделения близких по смыслу переменных, например, осевое усилие и несущую способность на сжатие, широко применены подстрочные индексы. Если необходимо, используются несколько индексов, например, для разделения сопротивления изгибу в осях: y - y и z - z . Каждый подстрочный индекс при перечислении разделяется запятой.
- (3) Список наиболее распространенных символов приведен в Приложении В.

1.5 Основные отличия от национальной нормативной базы

Среди основных отличий в подходах к проектированию стальных конструкций по Еврокодам в сравнении с соответствующими ДБН можно отметить:

- В большей степени ориентированность на компьютерные методы расчета.
- В зависимости от характера работы конструкции, необходимость учитывать геометрическую и физическую нелинейность. На практике, в зависимости от коэффициентов запаса устойчивости системы, при статическом расчете чаще учитывается геометрическая нелинейность.
- При статическом расчете Еврокоды требуют учитывать теоретические несовершенства системы и предлагают два подхода: 1 – моделирование системы с геометрическими отклонениями; 2 – задание эквивалентных усилий, которые будут моделировать данные несовершенства. На практике рекомендуется применять второй подход.
- Разделение поперечных сечений стальных элементов на 4, а не 3 класса. Определение класса сечений по сути является проверкой потери местной устойчивости при действии нормальных напряжений. Класс сечения определяет тип расчета элемента.
- Система частных коэффициентов надежности по материалу, условиям работы, нагрузкам и т. п. в ДБН фактически соответствует Еврокодам. Однако в общем случае Еврокоды приводят их к общим (комбинированным) коэффициентам надежности по нагрузкам и несущей способности, которые наилучшим образом проиллюстрированы на Рисунке 1.1.



Рисунок 1.1 Зависимость между отдельными частными коэффициентами надежности

- В Еврокодах отсутствуют ограничения по гибкости и перемещениям элементов. В вопросе регулирования деформаций Еврокоды ссылаются на национальные приложения каждой страны, принимающей данную систему нормативных документов.
- В Еврокодах основной геометрической характеристикой сварных швов является не катет шва, а его высота (перпендикуляр из вершины условного сечения шва к внешней грани).
- Нет разделения проверки прочности сварного шва по металлу шва и границе сплавления.
- В Еврокодах к основным проверкам болтовых соединений добавлена проверка на вырывание части сечения соединяемого элемента.

РАЗДЕЛ 2. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Данный раздел содержит основные принципы и правила применения ДСТУ-Н Б EN 1990, которые относятся к расчету стальных конструкций, а также некоторые основные требования ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Для более глубокого изучения основ расчета конструкций и метода частных коэффициентов надежности следует использовать базовый ДСТУ-Н Б EN 1990.

2.1 Основные требования

2.1.1 Общие положения

2.1(1)Р-(4)Р
(объединены)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(1) Р Конструкции должны быть рассчитаны и выполнены (возведены) так, чтобы они:

- обеспечивали соответствующий уровень надежности и экономичности в пределах срока эксплуатации;
- выдерживали все нагрузки и воздействия, которые могут возникнуть во время возведения и эксплуатации;
- сохраняли необходимые эксплуатационные показатели;
- обеспечивали требуемую долговечность;
- не допускали несоизмеримых повреждений от аварийных ситуаций наподобии взрыва, пожара, удара или отказа элемента конструкции.

Более полный список основных требований к расчету конструкций приведен в Разделе 2.1 ДСТУ-Н Б EN 1990.

2.1(6) ДСТУ-Н Б
EN 1990

(2) Основные требования в соответствии с (1) должны обеспечиваться благодаря:

- применению соответствующих требованиям строительных материалов;
- корректным расчетам и чертежам;
- проведению контроля на этапах проектирования, изготовления, строительства и эксплуатации с привязкой к конкретному объекту.

2.1(5)Р ДСТУ-Н Б
EN 1990

(3)Р Чтобы избежать или ограничить потенциальное повреждение, должно выполняться одно или несколько из следующих правил:

- избегать, исключать или снижать риски, которым может быть подвержена конструкция;
- выбирать такую конструктивную схему, которая маловосприимчива к возможным рискам;
- предусматривать конструктивные мероприятия, которые позволят конструкции перераспределить усилия в случае исключения из работы одного из элементов или возможного локального повреждения;
- избегать применения конструктивных схем с возможным внезапным разрушением;
- применять максимально надежные соединения.

2.1.2 Понятие о теории предельных состояний

Информация, приведенная в Еврокодах, основана на расчетах по предельным состояниям конструкций. В нормативном документе ДСТУ-Н Б EN 1990 предельное состояние определяется как такое, после которого конструкция больше не соответствует минимальным проектным требованиям. Предельные состояния определяют границу между допустимыми и недопустимыми (запредельными) состояниями. Недопустимое состояние соответствует отказу, а сами предельные состояния разделяются на две группы:

Предельные состояния по несущей способности (первая группа предельных состояний, ultimate limit state) – включает состояния, переход конструкции через которые приводит к потере несущей способности или полной непригодности к любой дальнейшей эксплуатации, что обычно происходит в результате потери прочности или устойчивости.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (вторая группа предельных состояний, serviceability limit state) – состояния, осложняющие нормальную эксплуатацию объекта, чаще всего, когда некоторые эксплуатационные критерии достигают предельных, неприемлемых значений. В основном под такими критериями подразумевают перемещения и деформации здания, повреждение защитных покрытий и другие.

Расчет по предельным состояниям гарантирует, что при заданных физико-механических характеристиках материалов, а также прогнозируемых нагрузках и воздействиях, обеспеченных с некоторым уровнем надежности, несущие конструкции не потеряют своих нормируемых свойств и будут удовлетворять критериям, выдвигаемым к их целостности и безопасности функции, которую они обслуживают.

2.1.3 Обеспечение надежности

2.2(1)Р ДСТУ-Н Б
EN 1990

(1) Р Надежность конструкций, рассматриваемых в рамках этой публикации, должна достигаться:

- расчетом в соответствии с этой публикацией, которая соответствует Еврокодам;
- качественным выполнением работ и методами контроля качества.

2.2(4) ДСТУ-Н Б
EN 1990

(2) Уровни надежности могут определяться в соответствии с классификацией всей конструкции или/и классификации отдельных ее элементов.

2.2(5) ДСТУ-Н Б
EN 1990

(3) Уровни надежности относительно несущей способности и эксплуатационной пригодности могут достигаться соответствующей комбинацией:

- a) превентивных и защитных мер;
- b) мер, относящихся к проектным расчетам;
- c) мер, относящихся к менеджменту качества;
- d) мероприятий, направленных на исключение ошибок;
- e) других мероприятий, относящихся к проектированию;
- f) эффективного строительства;
- g) адекватного контроля и обслуживания.

Наиболее важной мерой, относящейся к проектным расчетам, является метод обеспечения надежности путем введения частных коэффициентов. Частные коэффициенты надежности в нормах учитывают вариации нагрузок и воздействий, характеристик материалов, типы расчетов, предназначение элементов и степень ответственности объекта строительства. Краткое описание выбора частных коэффициентов надежности по нагрузкам и несущей способности согласно Еврокоду приведено в Разделах 1.5 и 2.3 данной публикации.

НБ.3.3 Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(4) Как путь реализации дифференциации надежности по ответственности конструкции для нагрузок и воздействий используется коэффициент-множитель K_{FI} , значения которого принимаются в зависимости от класса объекта, категории конструкции и типа расчетной ситуации по Таблице 2.1.

В национальных нормативных документах (ДБН В.1.2-2:2006*) эквивалентным обозначением для K_{FI} является коэффициент надежности по ответственности γ_n .

Таблица 2.1 Значения коэффициентов надежности по ответственности

Таблица НБ.3.3
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Класс ответственности сооружения	Категория ответственности конструкции	Значения коэффициентов K_{FI} , которые используются в расчетных ситуациях:		
		постоянных	переходных	аварийных
СС3	A	1,250	1,050	1,050
	Б	1,200	1,000	
	B	1,150	0,950	
СС2	A	1,100	0,975	0,975
	Б	1,050	0,950	
	B	1,000	0,925	
СС1	A	1,000	0,950	0,950
	Б	0,975	0,925	
	B	0,950	0,900	

Классификация зданий и конструкций по уровню ответственности выполняется согласно Национальному приложению ДСТУ-Н Б EN 1990, Разделы НБ.3.1-НБ.3.3 и соответствует классификации ДБН В.1.2-14:2009 «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений, строительных конструкций и оснований».

2.1.4 Проектный срок эксплуатации

(1) При проектировании зданий и сооружений следует устанавливать проектный срок эксплуатации.

В Таблице 2.2 приведены классы проектного срока эксплуатации.

Таблица 2.2 Классификация проектных сроков эксплуатации

Категории проектного срока эксплуатации	Проектный срок эксплуатации (в годах)	Примеры
1	10	Временные сооружения (1)
2	10-25	Заменяемые части несущих конструкций, например, подкрановые балки, некоторые опоры, связи
3	не менее 25	Здания и сооружения, эксплуатируемые в сильно агрессивной среде (резервуары и трубопроводы нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях прибрежной зоны и шельфа и т. д.)
3	15-30	Сельскохозяйственные и подобные
4	50	Строительные и другие конструкции общего назначения в нормальных условиях эксплуатации
5	100	Монументальные сооружения, мосты и другие гражданские инженерные сооружения

50 лет – это стандартный проектный срок эксплуатации для большинства зданий и сооружений, за исключением этапа строительства. Это значение соответствует стандартному термину повторяемости, при котором определяются характеристические значения нагрузок и воздействий, зависящих от времени в Еврокоде 1 и его национальных приложениях. Срок эксплуатации влияет на расчетные значения нагрузок и воздействий, в частности снеговых, и на проверки эффектов во времени, таких как расчет на усталость.

2.2 Расчетные ситуации

(1) Р Расчетные ситуации могут классифицироваться как:

ПОСТОЯННЫЕ, соответствующие нормальным условиям эксплуатации;

ПЕРЕХОДНЫЕ, относящиеся к состояниям несущей конструкции, ограниченным во времени, например, этапу строительства или ремонта;

АВАРИЙНЫЕ, относящиеся к чрезвычайным условиям или их влияниям, например, пожар, взрыв или последствия локального отказа;

СЕЙСМИЧЕСКИЕ, применяемые к конструкциям при землетрясении.

При проектировании элементов должны быть рассмотрены все возможные расчетные ситуации и комбинации внешних воздействий на различных этапах жизненного цикла конструкций с целью выявить наиболее неблагоприятные, но реалистичные их сочетания.

Наиболее распространенные расчетные ситуации – это постоянные. Расчетные ситуации на этапе строительства и ремонта относятся к переходным. Аварийные ситуации охватывают такие случаи, как, например, пожар, взрыв или последствия локального отказа. Расчеты на сейсмику требуют отдельного тщательного представления и в данной публикации не рассматриваются.

2.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица НБ.2.1
НБ.2
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.2(2)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990

2.3 Применение частных коэффициентов надежности

2.3.1 Расчетные значения

6.3.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (1) Расчетное значение воздействия (F_d) в общем виде может быть выражено формулой:

$$F_d = \gamma_F \cdot \psi F_k,$$

где:

γ_F частный коэффициент надежности для воздействия (для постоянных воздействий применяется обозначение γ_G , для переменных – γ_Q);

ψ коэффициент сочетаний, равный 1.0 для постоянных воздействий и ψ_0 , ψ_1 или ψ_2 для переменных воздействий. Коэффициент ψ для переменных воздействий зависит от рассматриваемой комбинации воздействий, см. Таблицу 2.4;

F_k характеристическое значение воздействия.

Расчетное значение воздействия обычно не выражается самостоятельным значением. ДСТУ-Н Б EN 1990 обычно обозначает их $\gamma_F \cdot \psi F_k$ (или просто $\gamma_F F_k$). Постоянные и переменные воздействия обозначаются символами G_k и Q_k соответственно.

6.3.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (2) Расчетное значение параметра строительного материала или изделия (X_d) в общем виде может быть выражено формулой:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m},$$

где:

X_k характеристическое значение параметра материала или изделия;

γ_m частный коэффициент надежности для параметра материала или изделия;

η переводной коэффициент, который может учитывать:

- влияние количества и объема;
- влияние влажности и температуры;
- других существенных параметров.

Расчетные значения характеристик материалов обычно не выражаются самостоятельными значениями.

Коэффициент перерасчета η применяется не для всех типов материалов и изделий, так как нередко он уже учтен в самом характеристическом значении X_k или частном коэффициенте γ_m .

6.3.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (3) Расчетные значения геометрических характеристик, таких как размеры элементов, которые используются при подборе сечений и/или определении несущей способности, могут приниматься равными номинальным значениям.

$$a_d = a_{nom}$$

При расчете строительных элементов учитывается интегрированная система контроля качества изготовления и монтажа конструкций, которая исключает отклонения геометрических размеров выше нормативных. Несовершенства в геометрии должны учитываться только в тех случаях, когда они имеют значительное влияние на надежность конструкции. Все другие отклонения параметров учитываются частными коэффициентами по нагрузке γ_F и по материалу γ_m .

6.3.5(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (4) Расчетное значение несущей способности может выражаться как функция расчетного значения свойств материала и геометрических параметров:

$$R_d = \left\{ \eta \frac{X_k}{\gamma_M}; a \right\},$$

где:

γ_M частный коэффициент надежности для несущей способности, объединяющий частный коэффициент по материалу γ_m , погрешности модели γ_{Rd} и иногда – переводной коэффициент η .

Для однородных материалов (таких, как сталь) расчетное значение несущей способности можно определить прямо из характеристического:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Для примера, несущая способность поперечного сечения на растяжение: $N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{Mo}}$, см. 6.2.3.

В данном случае геометрическая характеристика — это площадь сечения, A ;

f_y - параметр материала (предел текучести); γ_{Mo} - частный коэффициент надежности для несущей способности при проверке на прочность (индекс "0"); произведение Af_y - это характеристическое значение несущей способности (R_k).

2.3.2 Предельное состояние по несущей способности

Предельное состояние по несущей способности (в национальной терминологии — первая группа предельных состояний) обозначает критерии пригодности конструкции к любой эксплуатации и связано с безопасностью людей и самим существованием конструкции. Как правило, предельными состояниями первой группы являются те, достижение которых означает потерю несущей способности вследствие потери прочности либо устойчивости. При достижении первого состояния элемент исключается из работы.

6.4.1(1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(1) P Должны выполняться проверки на следующие предельные состояния по несущей способности:

EQU Потеря равновесия конструкцией или ее частью, рассматриваемой как жесткое тело. При этом даже незначительные вариации величин и пространственного распределения нагрузок для каждой отдельной первопричины являются существенными, а прочность материалов конструкции и грунтов оснований, как правило, не имеет значения и не контролируется.

STR Отказ или чрезмерные деформации конструкции или ее элемента, включая фундаменты, сваи, подвальные стены и т. д., когда прочностные характеристики материалов играют решающую роль и подлежат контролю.

Не следует путать термин «чрезмерные деформации» с проверкой эксплуатационной пригодности, которая относится к второй группе предельных состояний. В данном контексте чрезмерные деформации подразумевают возникновение внутренних дефектов, которые приводят к разрушению конструкции вследствие потери устойчивости.

GEO отказ либо чрезмерная деформация грунта основания. При этом характеристики грунтов оснований играют решающую роль и подлежат контролю.

FAT разрушение конструкции или ее элементов вследствие усталости.

В общем случае рассматривается только предельное состояние по несущей способности STR.

Проверка на предельное состояние EQU применяется редко и может потребоваться для легких металлоконструкций, не закрепленных на отрыв или сдвиг при действии ветра.

Расчет фундаментов GEO и усталостных напряжений FAT не входит в данную публикацию.

6.4.2(3)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(2) P При проверке предельного состояния по разрушению или чрезмерной деформации сечения, элемента или соединения (STR и/или GEO) должно выполняться неравенство:

$$E_d \leq R_d,$$

где:

E_d расчетное значение результата воздействий, такое как: внутреннее усилие, момент или равнодействующая нескольких внутренних усилий или моментов;

R_d расчетное значение соответствующей несущей способности.

2.3.3 Комбинации усилий для расчета предельных состояний по несущей способности

2.3.3.1 Общие положения

6.4.3.1(1)P
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(1) Согласно ДСТУ-Н Б EN 1990 результаты воздействий (E_d) на сооружение в целом или отдельные его конструктивные элементы необходимо определять при наиболее неблагоприятном, но реалистичном расчетном сочетании (критической комбинации) воздействий, которые могут возникать одновременно.

6.4.3.1(2) ДСТУ-Н Б
EN 1990

6.4.3.1(6) ДСТУ-Н Б
EN 1990

4.1.5(2) ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (2) Каждая комбинация воздействий должна включать преобладающую или основную переменную, либо эпизодическую нагрузку.
- (3) Если принудительные смещения опор играют важную роль, они должны учитываться расчетом.
- (4) Если на конструкцию действуют динамические воздействия, которые вызывают значительные ее ускорения, следует дополнительно выполнять динамический анализ системы.

2.3.3.2 Постоянные и переходные расчетные ситуации

Постоянные расчетные ситуации имеют место для периода такого же порядка, как проектный термин эксплуатации строения, в то время как переходные - соответствуют периодам, значительно меньшим проектного термина эксплуатации, например, этапу возведения или ремонта.

- (1) Учитываемые комбинации результатов воздействий должны основываться на:

- расчетных значениях постоянных воздействий;
- расчетных значениях преобладающего переменного воздействия;
- расчетных значениях сопутствующих воздействий.

- (2) Комбинации воздействий могут представляться либо в виде:

$$\sum_{j \in I} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

либо альтернативно для предельных состояний STR и GEO, менее благоприятным из двух следующих выражений:

$$\sum_{j \in I} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

$$\sum_{j \in I} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \in I} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

Формула
(6.10)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Формулы
(6.10a) и (6.10b)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

где:

“+” означает «добавление в комбинацию»;

Σ означает «суммарное воздействие от»;

$G_{k,j}$ характеристические значения постоянных воздействий;

P усилия предварительного напряжения;

γ_P частный коэффициент для усилий предварительного напряжения;

$Q_{k,1}$ характеристические значения первого (преобладающего или главного) из переменных воздействий;

$Q_{k,i}$ характеристическое значение сопутствующих переменных воздействий;

$\gamma_{G,j}$ частный коэффициент для постоянного воздействия $G_{k,j}$ (см. (3));

$\gamma_{Q,i}$ частный коэффициент для переменного воздействия $Q_{k,i}$ (см. (3));

$\psi_{0,i}$ коэффициент ψ_0 сочетания переменного воздействия $Q_{k,i}$ (см. Таблицу 2.4);

ξ коэффициент уменьшения неблагоприятного постоянного воздействия (в формуле 6.10b).

Подход Еврокода предусматривает применение всех переменных воздействий. Каждое переменное воздействие по очереди рассматривается как преобладающее. Все остальные переменные воздействия, кроме преобладающего, в данной комбинации вводятся с коэффициентом сочетания ψ_0 - см. Таблицу 2.4.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990 для проверки по предельному состоянию STR (отказ или чрезмерная деформация конструкций) исключает формулу (6.10) и определяет частные коэффициенты по нагрузкам для формул (6.10a) и (6.10b) - см. Таблицу 2.3.

Для предельного состояния EQU (равновесие) Национальное приложение содержит частные коэффициенты по нагрузкам, которые соответствуют формуле (6.10) - см. Таблицу 2.3.

Для предельного состояния GEO (отказ или чрезмерная деформация основания) Национальное приложение и ДСТУ-Н Б EN 1997-1 применяют формулы (6.10), (6.10a) и (6.10b).

Усилия предварительного напряжения (P) в данной публикации не рассматриваются.

- (3) Частные коэффициенты надежности по нагрузкам и воздействиям представлены в Таблице 2.3, а коэффициенты сочетания для переменных нагрузок – в Таблице 2.4.

Таблица 2.3 Частные коэффициенты γ_F для нагрузок и воздействий предельных состояний по несущей способности

Предельное состояние по несущей способности	Постоянные воздействия $\gamma_{G,j}$		Преобладающее переменное воздействие $\gamma_{Q,1}$	Сопутствующие переменные воздействия $\gamma_{Q,i}$	
	Неблагоприятное	Благоприятное		Главные	Другие
EQU Формула (6.10)	1.1	0.9	1.5	1.4	
GEO Формула (6.10)	1.0	1.0	1.3	1.3	
STR/GEO Формула (6.10a)	1.35	1.0	-	1.5	1.5
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi \gamma_{G,j} = 0.85 \cdot 1.35 = 1.15$	1.0	1.5	-	1.5

Примечание: При благоприятном переменном воздействии Q_k должно приниматься равным 0.

Таблица 2.4 Значение коэффициентов сочетания ψ для зданий

Нагрузки и воздействия	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Полезные нагрузки в зданиях, категории (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1)			
Категория А: жилые помещения	0.7	0.5	0.35
Категория В: офисные помещения	0.7	0.5	0.35
Категория С: помещения с возможным скоплением людей	0.7	0.7	0.6
Категория D: торговые площади	0.7	0.7	0.6
Категория Е: складские площади	1.0	0.9	0.8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом:			
а) не более 30кН	0.7	0.7	0.6
б) более 30кН, но не более 160кН	0.7	0.5	0.3
Категория Н: крыши ^а	0.7	0	0
Снеговые нагрузки на здания ^а (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3)	0.6	0.5	0.3
Ветровые нагрузки на здания ^а (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Температурное воздействие (без пожара) в зданиях (см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

^а при составлении сочетаний воздействий полезные нагрузки на кровли зданий не должны приниматься в расчет вместе с ветровыми и снеговыми нагрузками – см. 3.1(4)

2.3.3.3 Аварийные расчетные ситуации

- (1) Комбинации воздействий для аварийных расчетных ситуаций могут быть выражены в виде:

Таблицы
НБ.2.3,
НБ.2.4,
НБ.2.5
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица
НБ.2.2
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

3.3.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

$$\sum_{j=1}^n G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_d \text{ "+" } (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i=2}^n \psi_{2,i} Q_{k,i},$$

где:

A_d расчетное значение эпизодического воздействия;

$\psi_{1,1}$ коэффициент ψ_1 для частого значения переменного воздействия $Q_{k,1}$ (см. Таблицу 2.4);

$\psi_{2,i}$ коэффициент ψ_2 для квазипостоянного значения переменного воздействия $Q_{k,i}$ (см. Таблицу 2.4).

Еврокод различает аварийные ситуации вследствие установленных и не установленных причин. Аварийные комбинации нагрузок применяются для расчета на воздействия при установленных причинах. Не-установленные причины относятся к вопросам живучести конструкций.

2.3.4 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (в национальной терминологии – вторая группа предельных состояний) связаны с пригодностью конструкции либо здания, или сооружения в целом к нормальной эксплуатации и обеспечению своей основной функции. Основными параметрами, которые контролируются при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности, являются **перемещения, вибрации и повреждения** конструкций. Критерий предельных перемещений связан с недопустимым изменением геометрии конструкции, ее формы либо положения в пространстве. Вибрации происходят, если спектр частот вынужденных колебаний от внешнего воздействия, такого как пульсация ветра либо движение объектов по конструкции, оказывается в диапазоне собственных частот конструкции. Наконец, повреждения означают потерю объектом целостности либо нарушение внутренней структуры.

(1) P Проверка эксплуатационной пригодности состоит в выполнении неравенства:

$$E_d \leq C_d,$$

где:

E_d расчетное значение результата воздействий по критерию эксплуатационной пригодности, определенное на основании соответствующей комбинации воздействий;

C_d предельное значение для соответствующей комбинации.

Для предельного состояния по эксплуатационной пригодности частные коэффициенты надежности для нагрузок (γ_F) условно принимаются равными 1.0 и, следовательно, не указываются в формулах комбинаций воздействий.

2.3.5 Комбинации воздействий для предельных состояний по эксплуатационной пригодности

(1) Разделяются следующие типы комбинаций воздействий для предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

ХАРАКТЕРИСТИЧЕСКИЕ применяются для необратимых предельных состояний;

ЧАСТЫЕ применяются для обратимых предельных состояний;

КВАЗИПОСТОЯННЫЕ применяются для расчета поведения конструкций во времени.

Предельные состояния эксплуатационной пригодности могут быть обратимыми или необратимыми:

- Необратимые (Рисунок 2.1(b) – это такие предельные состояния эксплуатационной пригодности, при которых некоторые следствия воздействий, превышающие предельные требования, остаются после прекращения воздействий, их вызвавших. В стальных конструкциях это в частности относится к необратимым пластическим деформациям или локальным повреждениям.
- Обратимые (Рисунок 2.1(a) – это такие предельные состояния эксплуатационной пригодности, при которых после прекращения воздействий их следствия, превышающие предельные значения, отсутствуют и не развиваются. Например, временные деформации в упругой стадии, трещины в преднапряженных компонентах или чрезмерные вибрации.

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1990 и соответствующий ему Раздел 7 данной публикации предусматривают 4 основных критерия эксплуатационной пригодности: конструктивные, технологические, эстетико-психологические и физиологические.

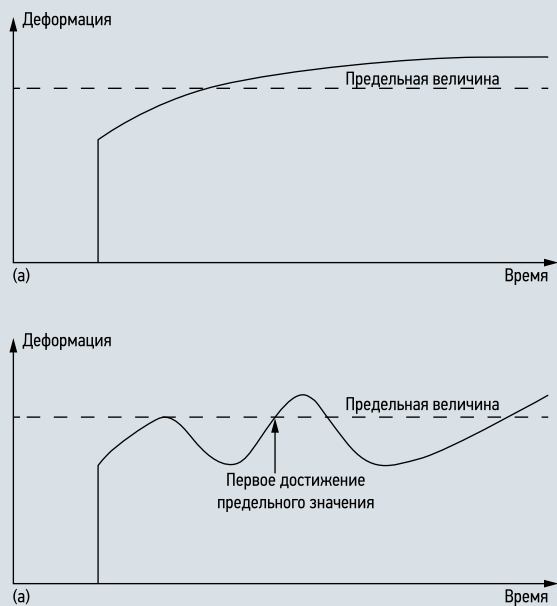


Рисунок 2.1 Обратимые (а) и необратимые (б) предельные состояния

При оценке металлоконструкций по конструктивному критерию, как правило, используют характеристическую комбинацию воздействий. В запас надежности характеристическая комбинация может применяться и для проверки других 3-х критериев.

Часто повторяющуюся комбинацию используют при оценке комфортности и влияния на функциональность оборудования, то есть по эстетико-психологическим, технологическим и физиологическим критериям.

Квазипостоянная комбинация используется при оценке долговременных эффектов (например, ползучести), которые данной публикацией подробно не рассматриваются.

Формула (6.14b)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(2) Выражения для расчета комбинаций в зависимости от типа следующие:

Характеристическая комбинация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} .$$

Формула (6.15b)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Частая комбинация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,i} Q_{k,1} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} .$$

Формула (6.16b)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Квазипостоянная комбинация

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

где:

$\psi_{1,i}$ коэффициент ψ для частого значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 2.4);

$\psi_{2,i}$ коэффициент ψ для квазипостоянного значения переменного воздействия Q_{ki} (см. Таблицу 2.4).

2.4 Общие требования к стальным конструкциям

2.4.1 Общие положения

2.1.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

(1)Р Проектирование стальных конструкций следует осуществлять в соответствии с общими требованиями ДСТУ-Н Б EN 1990 и Раздела 2.1, который соответствует требованиям указанного стандарта.

2.1.1(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

(2) Правила расчетов металлоконструкций по несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности приведены в различных частях ДСТУ-Н Б EN 1993, которому соответствует данная публикация.

2.4.2 Менеджмент качества

2.1.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Необходимый уровень надежности стальных конструкций должен обеспечиваться путем применения сквозной интегрированной системы менеджмента качества на всех этапах жизненного цикла объекта.
- (2) Уровни надежности обеспечиваются выбором соответствующего менеджмента качества при проектировании и выполнении работ согласно Приложению С ДСТУ-Н Б EN 1990 и ДСТУ-Н Б EN 1090.

Приложение С к ДСТУ-Н Б EN 1990 регламентирует контроль на этапе проектирования (классы DSL1, DSL2 и DSL3) и на этапе строительства (классы IL1, IL2 и IL3). Эти классы соответствуют классам последствий CC1, CC2 и CC3.

Нормативный документ ДСТУ-Н Б EN 1090-2 определяет 4 класса требований к изготовлению конструкции в целом и отдельных ее компонентов от EXC1 до EXC4. Требования возрастают от EXC1 к EXC4.

Рекомендуемый порядок определения класса выполнения конструкции включает три этапа:

- a) Определение класса последствий, выраженного показателями прогнозируемых последствий для населения, экономики или окружающей среды вследствие отказа или разрушения элемента (см. Таблицу НБ.3.2 Национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990);
- b) Определение категории использования и производственной категории (см. Таблицы В.1 и В.2 Приложения В ДСТУ-Н Б EN 1090-2);
- c) Определение класса исполнения по Таблице В.3. Приложения В ДСТУ-Н Б EN 1090-2.

Для зданий, которые рассматриваются в данной публикации, класса EXC2 в общем случае будет достаточно.

2.4.3 Обеспечение долговечности

2.1.3.2(3)В, 2.1.3.3(3)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Для элементов конструкции, которые не могут быть запроектированы на полный срок эксплуатации здания (см. 2.1.3), должна предусматриваться возможность их безопасной замены, которая рассматривается как переходная расчетная ситуация.

2.1.3.3(2)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (2) Эффекты от старения металла, коррозии или усталости, если они имеют место, должны учитываться соответствующим выбором материалов, дополнительным запасом прочности и мероприятиями антикоррозионной защиты.

- (3) Для элементов стальных конструкций должны использоваться защитные покрытия согласно ДСТУ-Н Б EN 1090.

4(6)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (4) Допускается не наносить антикоррозионную защиту на металлоконструкции, расположенные внутри зданий и сооружений, если относительная влажность внутри помещения не превышает 80%.

4(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (5) Детали и участки элементов, подверженные коррозии, механическому износу или усталостному разрушению, должны проектироваться таким образом, чтобы обеспечивалась возможность осмотра, ремонта и реконструкции, а также обеспечивался доступ для инспекции и технического обслуживания в процессе эксплуатации.

4(4)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Еврокоды также содержат требования по долговечности с учетом усталостных воздействий. Расчет на выносливость выполняется обычно только для:

- a) опорных деталей подъемных механизмов или конструкций, подверженных подвижным нагрузкам;
- b) элементов, подверженных повторяющимся циклам от вибрации оборудования;
- c) элементов, подверженных вибрациям от пульсационной составляющей ветра;
- d) элементов, подверженных вибрациям при скоплении людей.

Расчет на выносливость не рассматривается данной публикацией.

РАЗДЕЛ 3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗДАНИЯ

3.1 Основные положения

3.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

(1) Р Для каждой отдельной расчетной ситуации должны рассматриваться соответствующие постоянные и переменные нагрузки.

3.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

(2) Суммарный собственный вес конструктивных и постоянных неконструктивных элементов должен учитываться расчетом как одно отдельное загружение.

3.3.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

(3) Р Для участков, на которые могут действовать различные типы нагрузок, расчетом должна учитываться наиболее неблагоприятная расчетная ситуация.

(4) В Еврокодах принято, что на покрытиях полезные нагрузки не должны прикладываться одновременно со снеговыми или ветровыми.

3.2 Классификация нагрузок и воздействий

4.1.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(1) Р Воздействия по их изменению во времени подразделяются на:

- постоянные воздействия G, например, собственный вес конструкций, стационарного оборудования или дорожных покрытий, а также не прямые воздействия от усадок и неравномерных деформаций оснований;
- переменные воздействия Q, например, полезные нагрузки на перекрытия или покрытия, ветровые и снеговые нагрузки;
- эпизодические воздействия A, например, взрывы или удары об конструкции транспортных средств.

4.1.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

(2) Некоторые воздействия, например, сейсмические воздействия или снеговые нагрузки, в зависимости от местоположения строения, допускается рассматривать как чрезвычайные или переменные воздействия - см. ДСТУ-Н Б EN 1991.

5.1(5)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

(3) Р Нагрузки от временных перегородок следует рассматривать как переменные.

3.3 Удельный вес складированных материалов и конструкций

4.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

(1) Для складированных материалов и изделий необходимо устанавливать характеристические значения удельного веса, которые принимают по средним значениям. Средние значения удельного веса даны в приложении А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1.

Для примера некоторые значения удельного веса материалов и конструкций показаны в Таблице 3.1.

Таблица 3.1 Удельный вес некоторых строительных материалов

Материал	Удельный вес γ , кН/м ³
Сталь	77,0 – 78,5
Бетон при плотности от 800 до 1000 кг/м.куб.	9,0 – 10,0 ^(1,2)
то же от 1000 до 1200 кг/м.куб.	10,0 – 12,0 ^(1,2)
— « — от 1200 до 1400 кг/м.куб.	12,0 – 14,0 ^(1,2)
— « — от 1400 до 1600 кг/м.куб.	14,0 – 16,0 ^(1,2)
— « — от 1600 до 1800 кг/м.куб.	16,0 – 18,0 ^(1,2)
— « — от 1800 до 2000 кг/м.куб.	18,0 – 20,0 ^(1,2)
Обычный железобетон	24,0 ^(1,2)
Тяжелый железобетон	>24,0 ^(1,2)
Цементный раствор	19,0 – 23,0
Песок	14,0 – 19,0
Обычный щебень (например, гранит, гнейс и т. д.)	15,0 – 20,0
1) Увеличить на 1 кН/м ³ при обычном армировании железобетона и преднапряженной арматуре.	
2) Увеличить на 1 кН/м ³ для не затвердевшего бетона.	

Выдержки из
Таблиц А.1 и А.4,
А.7
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

4.1(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (2) При использовании материалов с существенным расхождением удельного веса, например, в связи с особенностями происхождения, производства или влажностью, характеристическое значение необходимо определять в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1990.

3.4 Вес конструкций и грунтов

2.1(1) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (1) Собственный вес конструкций и сооружений следует учитывать как постоянную неподвижную нагрузку.

5.1(1) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (2) Собственный вес конструкций и сооружений в общем случае представляется одним характеристическим нагружением и рассчитывается на основании номинальных размеров и характеристических значений удельного веса.

5.1(2) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (3) Собственный вес конструкций и сооружений включает вес конструктивных и неконструктивных элементов, в том числе коммуникаций, стационарного оборудования, естественных и насыпных грунтов.

3.5 Полезные нагрузки

6.1(1) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (1) Полезные нагрузки в зданиях зависят от функционального назначения и условий их эксплуатации. Значения, приведенные в этом разделе, включают:

- нагрузки от людей в условиях нормальной эксплуатации здания;
- мебель и перемещаемые объекты (например, передвижные перегородки, складываемые материалы, содержимое контейнеров);
- периодические события, например, скопление людей, перестановка мебели или складываемых объектов, которые могут возникнуть во время реорганизации и ремонта здания.

6.1(2) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (2) Полезные нагрузки в данном разделе рассматриваются как равномерно распределенные, сосредоточенные либо их комбинации.

6.1(3) ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (3) Для определения полезных нагрузок перекрытия и кровли следует разделять на зоны по категориям в зависимости от их функционального предназначения.

Основывается на
6.3.2.2(3), 6.3.2.2 (5)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (4) Характеристические значения вертикальных нагрузок от складываемых материалов (в т. ч. хранилищ книг, документов и т. д.) следует определять на основании площади и высоты складирования, используя соответствующие значения удельного веса - см. Раздел 3.3.

6.3.2.2(6)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (5) Нагрузки в производственных зонах следует определять в соответствии с их предполагаемым функциональным назначением и оборудованием, которое планируется устанавливать. Если планируется установка кранов, подвижных механизмов и т. д., то нагрузки следует определять по ДСТУ-Н Б EN 1991-3.

Нагрузки от вилочных погрузчиков, посадки вертолета, транспортных средств и другие подвижные нагрузки данной публикацией не рассматриваются и определены в ДСТУ-Н Б EN 1991.

3.5.1 Схемы приложения нагрузок

3.5.1.1 Перекрытия, балки и покрытия

6.2.1(1)Р, 6.2.1(3)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Полезные нагрузки на перекрытия, балки и покрытия принимаются в основном равномерно распределенными. Также дополнительно рассматривают проверку на действие сосредоточенного усилия, которое без обоснования не комбинируется с распределенной нагрузкой.

В большинстве случаев равномерно распределенная нагрузка q_k является определяющей.

Все нагрузки должны прикладываться с наиболее неблагоприятным расположением.

6.2.1(4), 6.3.1.2(10)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1
и НБ 2.9
национального
приложения

- (1) К равномерно распределенным полезным нагрузкам q_k , принадлежащим к одной категории, для перекрытий и категории «I» покрытий по Таблице 3.5 (эксплуатируемые покрытия) допускается применять коэффициенты снижения α_1 или α_2 . Данные коэффициенты учитывают малую вероятность возникновения предельной нагрузки по всей грузовой площади и зависят от ее величины:

- для помещений категорий А и В (при $A > A_l = 9 \text{ м}^2$):

6.2.2(2), 6.3.1.2(11)
ДСТУ-НБ
ЕН 1991-1-1
и
НБ 2.10
национального
приложения

АВ.2(1)В
ДСТУ-НБ EN
1993-1-1

$$\alpha_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} \geq 0,6;$$

- для помещений категорий С и D (при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$):

$$\alpha_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_1}} \geq 0,6,$$

где:

A площадь поверхности, к которой прикладывается нагрузка, м^2 ;

A_1 и A_2 соответственно равны 9 м^2 и 36 м^2 ;

- для помещений категории E1 $\alpha_1 = \alpha_2 = 1,0$;
- для помещений категории E2 α_1 и α_2 определяются в задании на проектирование, но не менее

$$\alpha_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_1}}.$$

3.5.1.2 Колонны и стены

- (1) В случае, когда на несущие колонны, пилоны и стены действуют нагрузки от нескольких этажей, переменные нагрузки для категорий помещений А-D допускается уменьшать с использованием понижающих коэффициентов α_3 или α_4 , которые определяются следующим образом:

- для помещений категорий А и В:

$$\alpha_3 = 0,4 + \frac{\alpha_1 - 0,4}{\sqrt{n}};$$

- для помещений категорий С и D (при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$):

$$\alpha_4 = 0,5 + \frac{\alpha_2 - 0,5}{\sqrt{n}},$$

где

n общее количество перекрытий, от которых учитывается нагрузка при расчетах соответствующего вертикального несущего элемента.

В необходимых случаях нагрузки определяют опытным путем или на основе технических данных соответствующего функционального назначения конструкции. В таком случае понижающие коэффициенты не применяются.

Понижающие коэффициенты α_1 , α_2 и α_3 , α_4 не могут использоваться вместе.

3.5.1.3 Неразрезные стальные балки перекрытий

- (1) Для неразрезных стальных балок без консолей, воспринимающих преимущественно равномерно распределенную нагрузку, достаточно учитывать только следующие сочетания нагрузок:

- расчетная постоянная нагрузка $\gamma_G G_k$ действует во всех пролетах, а расчетные переменные нагрузки, включая полезную ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$) – через пролет;
- расчетная постоянная нагрузка $\gamma_G G_k$ действует во всех пролетах, а расчетные переменные, включая полезную ($\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$) – в любых двух смежных пролетах.

Комбинация (а) определяет максимальный пролетный изгибающий момент, а комбинация (б) – максимальный изгибающий момент на опоре.

3.5.2.Характеристические значения полезных нагрузок

- (1) Классификация функциональных зон жилых, общественных, торговых и административных зданий и соответствующие характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k указаны в Таблице 3.2.

Значение q_k предназначено для общего статического расчета и определения параметров сечений, а Q_k применяется для расчетов на сосредоточенные усилия. Если не указано иного, Q_k прикладывается к пло-

6.3.1.2(7)P
ДСТУ-Н Б EN
1991-1-1

Выдержки из
Таблиц НБ2.1. и
НБ2.2
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

щади квадрата 50х50 мм в наиболее неблагоприятных местах с точки зрения напряженно-деформированного состояния конструкции. Совместное действие q_k и Q_k не рассматривается.

- (2) Если перекрытие имеет многоцелевое назначение, то расчетом должна быть принята самая неблагоприятная категория использования.

Таблица 3.2 Категории использования жилых, общественных и административных помещений и соответствующие значения полезных нагрузок

Категория	Описание	q_k (кН/м²)	Q_k (кН)
A1	Жилые помещения, кухни, туалеты		
	- перекрытия	1.5	2.0
	- лестницы	2.0	2.0
	- балконы	2.5	2.0
A2	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы, прилегающие к помещениям категории A1	3.0	3.0
B1	Помещения административного, инженерно-технического, научного персонала, бытовые помещения промышленных предприятий и гражданских зданий		
	- перекрытия	2.0	2.0
	- лестницы	2.5	2.5
	- балконы	2.5	2.5
B2	Кабинеты и лаборатории, компьютерные залы, помещения бытового обслуживания (парикмахерские, ателье и т. д.)		
	- перекрытия	≥ 2.0	≥ 3.0
	- лестницы	2.5	3.5
	- балконы	2.5	3.5
B3	Технические помещения жилых и гражданских зданий высотой менее 75 м, подвальные помещения	≥ 2.0	≥ 3.0
B4	Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы, прилегающие к помещениям категорий B1, B2 и B3	3.0	4.5
C1	Помещения со столами (классы, кабинеты, кафе, рестораны, залы собраний, совещаний, ожидания, театральные, концертные, спортивные, выставочные, читальные)	3.0	4.0
C2	Зоны со стационарными сиденьями, например, в церквях, кинозалах, конференц-залах, аудиториях, приемных, залах ожидания вокзалов	4.0	4.0
C3	Зоны свободного перемещения людей, например, в музеях, выставочных залах, отелях, больницах и т. д.	5.0	4.0
C4	Зоны активной деятельности людей, например, танцевальные и физкультурные залы, сцены	5.0	7.0
C5	Зоны с возможным скоплением людей, например, в зданиях, где проводятся общественные мероприятия, такие как концертные и спортивные залы, трибуны, террасы, перроны	5.0	4.5
D1	Зоны розничной торговли	4.0	4.0
D2	Торговые дома и универсамы	5.0	7.0

- (3) Классификация складских и производственных зон и соответствующие характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k указаны в Таблице 3.3.

Таблица 3.3 Категории складских и производственных зон и соответствующие значения полезных нагрузок

Категория	Описание	q_k (кН/м²)	Q_k (кН)
E1	Зоны с возможным складированием грузов, включая подъездные зоны, книгохранилища и архивы	7.5	7.0
E2	Промышленное использование	определяются ТЗ (см. 3.5(5))	

Выдержки из
Таблиц 6.3 и 6.4
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

Выдержки из
Таблиц 6.7 и НБ.2.3
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (4) Классификация транспортных и парковочных зон и соответствующие характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k указаны в Таблице 3.4.

Таблица 3.4 Категории транспортных и парковочных зон и соответствующие значения полезных нагрузок

Категория	Описание	q_k (кН/м ²)	Q_k (кН)
F	Общий вес транспортного средства ≤ 30 кН	2.5	20
G	$30 \text{ кН} < \text{Общий вес транспортного средства} \leq 160$ кН	5.0	90

Модель нагрузки для транспортных и парковочных зон состоит из одной оси с нагрузкой Q_k , распределенной в соответствии с Рисунком 3.1, и равномерно распределенной нагрузкой q_k . Значение q_k предназначено для общего расчета каркаса здания, а Q_k - для локальных проверок.

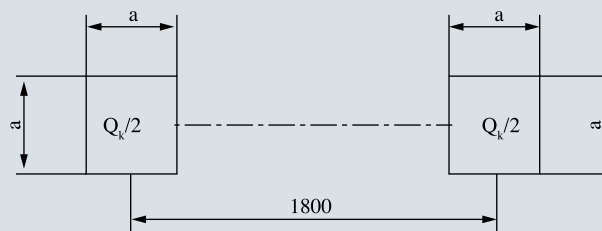


Рисунок 3.1 Размеры осевой нагрузки

Для Категории F - $a = 100$ мм; для категории G - $a = 200$ мм.

- (5) Классификация покрытий и соответствующие характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k указаны в Таблице 3.5.

Таблица 3.5 Категории покрытий и соответствующие значения полезных нагрузок

Категория	Описание	q_k (кН/м ²)	Q_k (кН)
H	Неэксплуатируемые покрытия, за исключением случаев проведения технического осмотра и ремонтных работ	0.4	1.0
I	Эксплуатируемые покрытия с использованием по категориям A-D	По Таблице 3.2 в зависимости от Категории	
K	Эксплуатируемые покрытия специального назначения, например, посадочные зоны для вертолетов	Данной публикацией не рассматриваются	

Покрытия, кроме обшитых кровельным листом, должны рассчитываться на локальную нагрузку 1.5 кН, приложенную к площади 50x50 мм.

В местах проемов, крепления элементов подвесных потолков или аналогичных конструкций необходимо прикладывать равномерно распределенную нагрузку 0.25 кН/м² и проверять на локальную нагрузку 0.9 кН. Нагрузки на проходы, поручни и т. д. - см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1.

3.5.3 Временные перегородки

6.3.1.2(8)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (1) Если конструкции перекрытия допускают поперечное перераспределение нагрузок, для собственного веса временных перегородок можно применять равномерно распределенную нагрузку (q_k), которую следует добавлять к полезной нагрузке по Таблице 3.2. В зависимости от собственного веса временных перегородок, эта нагрузка составляет:

- для временных перегородок с собственным весом ≤ 1.0 кН на погонный метр длины стены: $q_k = 0.5$ кН/м²;
- для временных перегородок с собственным весом 1-2.0 кН на погонный метр длины стены: $q_k = 0.8$ кН/м²;
- для временных перегородок с собственным весом 2-3.0 кН на погонный метр длины стены: $q_k = 1.2$ кН/м²

В большинстве случаев временные легкие перегородки имеют вес ≤ 1.0 кН/м, а следовательно $q_k = 0.5$ кН/м².

6.3.1.2(9)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-1

- (2) Для тяжелых временных перегородок следует учитывать:

- расположение и направления перегородок;
- тип перекрытия.

3.6 Снеговые нагрузки

(1) Р Снеговые нагрузки следует определять следующим образом:

а) для постоянных/переходных расчетных ситуаций по формуле:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k;$$

б) для аварийных расчетных ситуаций, в которых снеговая нагрузка является эпизодическим воздействием (при чрезвычайных снегопадах), кроме случаев согласно (1)с, по формуле:

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad};$$

Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 исключает чрезвычайные снегопады на территории Украины, поэтому указанный вариант нагрузки в практических расчетах не применяется.

с) для аварийных расчетных ситуаций, в которых снеговые заносы являются эпизодическим воздействием (чрезвычайный перенос снега), по формуле

$$s = \mu_i s_k,$$

где:

μ_i коэффициент формы снеговой нагрузки (см. 5.3, Приложение В и Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3). К примеру, для плоской кровли коэффициент формы $\mu_i = 0,8$;

s_k характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт (см. Национальное приложение НБ.Г ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3);

s_{Ad} расчетное значение чрезвычайных снеговых нагрузок на грунт для определенной местности (на территории Украины не применяется);

C_e коэффициент окружающей среды;

C_t температурный коэффициент.

Характеристические значения s_k снеговых нагрузок определяются для среднего периода повторяемости в 50 лет и указаны в Приложении НБ.Е., которое соответствует карте районирования Украины по характеристическим значениям снегового покрова и Приложению Е ДБН В.1.2-2:2006 «Нагрузки и воздействия».

Для других периодов повторяемости, которые для объектов массового строительства принимаются равными проектному сроку эксплуатации, вводится коэффициент по Приложению НБ.Г Национального Приложения ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3.

Значения коэффициента C_e следует принимать согласно Таблице 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3. Обычно принимается $C_e = 1,0$, если иное не определено для конкретных топографических условий.

При определении снеговых нагрузок для неутепленных кровель цехов с повышенной теплоотдачей и уклонами кровли более 3% при обеспечении надлежащего отвода талой воды следует принимать $C_t = 0,8$. Во всех остальных случаях $C_t = 1,0$.

При проектировании зданий и сооружений на площадках выше 500 м над уровнем моря в горной местности характеристическое значение снеговой нагрузки следует умножать на коэффициент:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3,$$

где H - высота строительной площадки над уровнем моря, км.

В районах, где возможны осадки в виде дождя на снеговой покров с последующим его подтаиванием и повторным замерзанием, снеговые нагрузки приконтурных зон шириной не менее 3 м и возле желобов следует увеличивать на 10%.

На территории Украины Национальное приложение ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3 исключает чрезвычайные снегопады (1б). Считается, что они не возникают и не учитываются. Следовательно снеговые нагрузки должны учитываться следующими расчетными ситуациями:

5.1(1)Р
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-4

Таблица 5.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-4

- Постоянная/временная расчетная ситуация:
 - а) без учета заноса $\mu_i C_e C_{it} s_k$ (равномерное распределение снега);
 - б) с учетом заноса $\mu_i C_e C_{it} s_k$ (неравномерное распределение снега).
- Аварийная расчетная ситуация с учетом чрезвычайного переноса снега $\mu_i s_k$ (для форм покрытия по Приложению Б ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3).

3.7 Ветровые нагрузки

(1) Р Общие ветровые воздействия на конструкции и конструктивные элементы следует определять с учетом внешнего и внутреннего ветрового давления.

Расчетные процедуры для определения ветровых воздействий представлены в Таблице 3.6.

Таблица 3.6 Последовательности расчетов для определения ветровых нагрузок

Параметр	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4
Пиковое значение скоростного напора q_p	
Базовое значение скорости ветра v_b	4.2(2)Р
Базовая высота z_e	Раздел 7
Тип местности	Таблица 4.1
Характеристическое пиковое значение скоростного напора q_p	4.5(1)
Интенсивность турбулентности I_v	4.4
Средняя скорость ветра v_m	4.3.1
Коэффициент рельефа $c_o(z)$	4.3.3
Коэффициент, учитывающий тип местности $c_r(z)$	4.3.2
Ветровое давление, например, для покрытий, несущих и ограждающих конструкций	
Аэродинамический коэффициент внешнего давления c_{pe}	Раздел 7
Аэродинамический коэффициент внутреннего давления c_{pi}	Раздел 7
Внешнее ветровое давление: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2(1)
Внутреннее ветровое давление: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2(2)
Ветровая нагрузка, действующая на здания и инженерно-технические сооружения	
Конструктивный коэффициент: $c_s c_d$	Раздел 6
Ветровая нагрузка F_w , рассчитанная по аэродинамическим коэффициентам усилия	5.3(2)
Ветровая нагрузка F_w , рассчитанная по аэродинамическим коэффициентам давления	5.3(3)

Данная таблица рассматривает наиболее часто учитываемые воздействия ветра - характеристические ветровые нагрузки, которые состоят из среднего значения и пульсационной составляющей ветра.

Как и в национальной нормативной базе, Еврокод (ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4) предусматривает необходимость учитывать и другие воздействия ветра, такие как:

- резонансное вихревое возбуждение, которое должно учитываться, если отношение максимально-го размера конструкции к минимальному в плоскости, нормальной к ветру, превышает 6;
- аэродинамические неустойчивые колебания, такие как галопирование, флаттер и дивергенция.

3.8 Нагрузки на конструкции на этапе возведения

4.11.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-6

(1) Нагрузки на конструкцию при выполнении строительных работ (Q_k) могут учитываться либо как одна отдельная переменная нагрузка, либо как сочетание нескольких типов монтажных нагрузок,

объединенных в одно переменное загрузку. Отдельные и/или суммарные нагрузки при выполнении строительных работ следует учитывать одновременно с нагрузками, не связанными с выполнением работ.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-6 рассматривает множество типов нагрузок на этапе строительства.

В качестве примера, одним из наиболее распространенных вариантов нагрузок на этапе строительства в объектах с железобетонными перекрытиями по профилированному настилу являются нагрузки при бетонировании. Для такого типа перекрытий рекомендуется следующий алгоритм определения нагрузок:

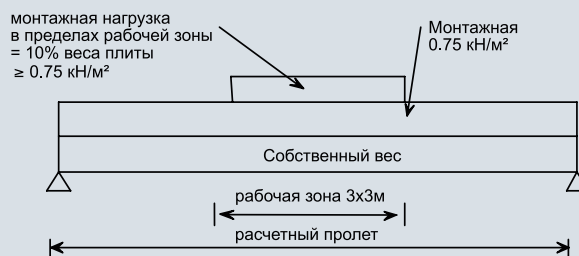


Рисунок 3.2 Нагрузки для расчета настила

Рабочая зона представляет собой пятно полезной нагрузки размером 3х3 м. Эта зона должна располагаться в самом неблагоприятном положении.

Бетонная смесь при укладывании и до набора необходимой прочности должна учитываться как переменная нагрузка. Однако армирование должно учитываться как постоянная нагрузка.

Для этапа возведения рекомендуются следующие комбинации нагрузок:

$$1.35G_{k,1a} + 1.5Q_{k,1a} + 1.5Q_{k,1b} + 1.5Q_{k,1c},$$

где:

$G_{k,1a}$ постоянная нагрузка (собственный вес настила и армирования);

$Q_{k,1a}$ переменные нагрузки от людей и накопления материалов и т. д. в рабочей зоне (в общем случае 0.75 кН/м²);

$Q_{k,1b}$ переменная нагрузка от людей и т. д. по всей площади (0.75 кН/м²);

$Q_{k,1c}$ переменная нагрузка от бетонной смеси по всей площади, с учетом возможного неравномерного распределения бетона.

При определении прогибов металлических настилов перекрытий на этапе бетонирования должна применяться следующая комбинация:

$$1.0G_{k,1a} + 1.0Q_{k,1c}.$$

Дополнительные нагрузки от неравномерного распределения бетона должны учитываться, если прогибы превышают 10% от толщины перекрытия.

Для проверки предельного состояния по эксплуатационной пригодности на этапе возведения характеристические и частые комбинации нагрузок должны использоваться с $\psi_0 = 1.0$ и $\psi_2 = 0.2$.

Чтобы обеспечить отсутствие остаточных деформаций профиля на этапе возведения, должна быть выполнена проверка по условию эксплуатационной пригодности на комбинацию нагрузок: $G_{k,1a} + Q_{k,1a} + Q_{k,1b} + Q_{k,1c}$.

Нагрузки для расчета несущих балок композитных перекрытий

Для проверки балок композитных перекрытий рекомендуется применять следующую комбинацию:

$$1.35G_{k,1a} + 1.35G_{k,1b} + 1.5Q_{k,1b} + 1.5Q_{k,1c},$$

где:

$G_{k,1b}$ собственный вес балки, а остальные символы указаны выше.

Если при расчете настила учитывалась возможность неравномерного распределения бетона (в $Q_{k,1c}$), она также должна быть включена в проверку балки.

При определении прогибов балки на стадии возведения рекомендуется использовать следующую комбинацию нагрузок:

$$1.0G_{k,1a} + 1.0G_{k,1b} + 1.0Q_{k,1c}$$

3.9 Эпизодические (аварийные) воздействия

3.2(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

(1) Должны быть приняты меры по снижению риска от эпизодических (аварийных) воздействий, включающие, если это уместно, одну или несколько стратегий:

- a) предотвращение появления воздействия, снижение вероятности появления и/или величины воздействия;
- b) защита конструкции путем уменьшения эффекта от эпизодического воздействия;
- c) обеспечение достаточной живучести.

3.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-7

(2) Должны быть приняты меры по уменьшению масштабов разрушения вследствие локального отказа при неустановленных причинах:

- a) резервирование надежности и проектирование ключевых элементов таким образом, чтобы они могли воспринимать эпизодическую нагрузку A_d ;
- b) проектирование конструкций таким образом, чтобы в случае локального отказа общая прочность и устойчивость конструкции или большей ее части была обеспечена;
- c) применение правил расчета и конструирования, обеспечивающих приемлемую живучесть конструкции.

Таблица А.1
ДСТУ-Н Б
EN 1991-1-3

(3) Нагрузки при чрезвычайных заносах снега, определенные в Приложении В ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3, должны рассматриваться как эпизодические (аварийные) с соответствующими комбинациями.

В ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 делается различие между установленными и неустановленными эпизодическими (аварийными) воздействиями.

К установленным эпизодическим воздействиям относятся, например, взрывы или удары. Такие воздействия можно анализировать с помощью классической строительной механики.

Для неустановленных причин необходимо обеспечить достаточную живучесть конструкции, что достигается:

- a) постановкой дополнительных эффективных **горизонтальных связей**;
- b) постановкой дополнительных эффективных **вертикальных связей**;
- c) проверкой того, что конструкция здания сохранит общую устойчивость и что степень локального повреждения не превысит определенных пределов при условном удалении из расчетной схемы одного (любого) конструктивного элемента (колонны, балки и т.д.).

Если условное удаление конструктивных элементов вызывает превышение установленных пределов повреждения, то такие элементы следует рассчитывать как **ключевые элементы**;

- d) для наиболее ответственных зданий выполняется системный анализ рисков.

Требования к проектированию с учетом последствий локального отказа конструкции здания по неустановленной причине даны в Приложении А ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7 и зависят от классов последствий СС1, СС2 и СС3. Для СС1 учет отказа по неустановленным причинам не требуется; СС2 требует постановки эффективных дополнительных связей, проверки на живучесть (исключением элементов) и, при необходимости, расчета ключевых элементов.

3.9.1 Живучесть конструкций

Конструктивная схема здания, а также его отдельные узлы и элементы должны быть запроектированы таким образом, чтобы была обеспечена живучесть каркаса. Под живучестью подразумевают способность конструкции в случае возникновения особого воздействия, которое вызывает отказ, сохранять заданные функции без прогрессирующего разрушения. Прогрессирующими являются разрушения, которые непропорциональны причине, их вызвавшей.

3.9.1.1 Требования к вертикальным связям

А.6(1)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(1) Каждая колонна и стена должна быть раскреплена по высоте от основания до уровня покрытия в необходимых плоскостях с целью обеспечения устойчивости, живучести и выполнения других конструктивных требований.

А.6(2)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(2) В рамных конструкциях колонны и стены, воспринимающие вертикальные нагрузки, должны выдерживать аварийное растягивающее усилие, равное наибольшей реакции от расчетных вертикальных постоянных и переменных нагрузок, приложенных к колонне любого этажа. Предполагается, что такое эпизодическое растягивающее усилие не действует одновременно с проектными постоянными и переменными воздействиями на конструкцию.

3.9.1.2 Горизонтальные связи

А.5.1(1)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(1) По периметру каждого междуэтажного перекрытия и в уровне покрытия следует предусматривать горизонтальные связи в плоскости перекрытия в двух перпендикулярных направлениях, для того чтобы надежно раскрепить колонны и стены с конструкциями здания. Связи не должны иметь разрывов, располагаться, по возможности, ближе к краям перекрытия и проходить по осям элементов. Как минимум 30 % связей должно размещаться в непосредственной близости к осевым линиям колонн и стен.

Связями могут считаться стальные элементы, а при достаточно жестком соединении с конструкциями – профнастилы, железобетонные и сталежелезобетонные настилы.

А.5.1(3)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(2) Каждая горизонтальная связь должна выдерживать следующие растягивающие усилия:

Внутренние связи $T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL$ или 75 кН, а именно большее из двух;

Связи по периметру $T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL$ или 75 кН, а именно большее из двух,

где:

s шаг связей;

L длина связи;

g_k характеристическое значение собственного веса на единицу площади;

q_k характеристическое значение распределенной нагрузки на единицу площади;

ψ коэффициент сочетания нагрузок для соответствующей аварийной расчетной ситуации (ψ_1 или ψ_2).

3.9.1.3 Ключевые элементы

А.8(1)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(1) Ключевые элементы должны рассчитываться на расчетную эпизодическую (аварийную) нагрузку (A_d) в 34 кН/м², приложенную в горизонтальном и вертикальном направлениях к самому элементу и любой присоединяемой детали (поочередно в каждом направлении). Такая аварийная нагрузка рассчитывается в соответствии с выражением 2.3.3.3(1) и может приниматься как распределенной, так и равнодействующей сосредоточенной.

А.8(1)
ДСТУ-НБ
EN 1991-1-7

(2) При расчете ключевых элементов необходимо рассматривать также прочность примыкающих элементов и узлов.

РАЗДЕЛ 4. МАТЕРИАЛЫ

4.1 Строительные стали

4.1.1 Области применения

- (1) Данная публикация и ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 охватывают вопросы проектирования металлоконструкций из сталей соответствующих ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10219.

4.1.2 Свойства горячекатаной стали

4.1.2.1 Номинальные значения

- (1) В Таблице 4.1 приведены номинальные значения предела текучести (f_y) и предела прочности (f_u), которые принимаются в качестве характеристических значений.

Таблица 4.1 Номинальные значения предела текучести (f_y) и предела прочности (f_u)

Стандарт и класс стали	Номинальная толщина элемента t , мм			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²	f_y , Н/мм ²	f_u , Н/мм ²
ДСТУ 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
ДСТУ 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
ДСТУ 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
ДСТУ EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
ДСТУ EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
ДСТУ 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
ДСТУ 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		

3.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.1(1),
3.2.1(1)
и
Таблица 3.1
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Для формирования понимания и проведения аналогий с национальной нормативной базой в Таблице 4.2 приведена информация по соответствию классов сталей в разных нормативных документах. **Данная таблица приведена исключительно с целью проведения аналогий и не является основанием для использования при проектировании по Еврокодам параметров материалов из национальных документов (например, ДБН В.2.6-163:2010).**

Таблица 4.2 Таблица условного соответствия классов и марок сталей

Класс стали	Класс или марка стали, толщина проката, мм	ГОСТ, ДСТУ, нормативный документ
C235	C235	ГОСТ 27772
	Ст3кп2	ДСТУ 2651/ГОСТ 380 ДСТУ 4484/ГОСТ 535 ГОСТ 14637
	S235JR, S235J0, S235J2	ДСТУ EN 10025-2:2007
C275	C275	ГОСТ 27772
	S275JR, S275J0, S275J2	ДСТУ EN 10025-2
	S275N, S275NL	ДСТУ EN 10025-3
	S275M, S275ML	ДСТУ EN 10025-4
C355	09Г2СЮч	ТУ 14-1-5065-2006
	06ГБ-355, 06ГБД-355	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
	S355J2, S355K2	ДСТУ EN 10025-2
	S355N, S355NL	ДСТУ EN 10025-3
	S355M, S355ML	ДСТУ EN 10025-4
C420	09Г2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	S420N, S420NL	ДСТУ EN 10025-3
	S420M, S420ML	ДСТУ EN 10025-4
C440	C440	ГОСТ 27772
	09Г2СЮч-У 09ХГ2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	06Г2Б, 06Г2БД-440	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
	06Г2БДП	ТУ У 27.1-05416923-078-2005
	S460M, S460ML	ДСТУ EN 10025-4
	06Г2Б	ТУ У 27.1-05416923-085-2006
C460	09ХГ2СЮч-У	ТУ 14-1-5065-2006
	S460N, S460NL	ДСТУ EN 10025-3
	S460M, S460ML	ДСТУ EN 10025-4
	06Г2Б	ТУ У 27.1-05416923-085-2006

4.1.2.2 Пластичность

3.2.2(1), 3.2.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Для сталей минимально необходимая пластичность определяется предельными значениями отношения f_u / f_y , относительного удлинения при разрушении, и критической деформации, которая соответствует пределу прочности. Классы стали, указанные в Таблице 4.1, допускается считать удовлетворяющими этим требованиям.

4.1.2.2 Хрупкое разрушение

3.2.3(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Материал должен иметь достаточную ударную вязкость, чтобы исключить хрупкое разрушение растянутых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах проектного срока службы конструкции.
- (2) Допустимая толщина стальных элементов из условия трещиностойкости должна определяться согласно Разделу 2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10, которому соответствует настоящая публикация и Таблица 4.3.

Таблица 4.3 Максимально допустимые значения толщины элемента t , мм

Класс стали	Под- класс стали	Ударная вязкость по Шарпи		Расчетная температура T_{Ed} [°C]																							
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
		при T [°C]	J_{min}	$\sigma_{Ed}=0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed}=0,50 f_y(t)$								$\sigma_{Ed}=0,25 f_y(t)$							
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60			
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75			
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100			
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55			
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70			
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95			
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110			
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145			
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45			
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60			
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80			
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95			
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130			
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85			
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120			
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70			
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80			
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95			
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115			
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130			

Примечания:

- указанные в таблице значения отвечают требованиям надежности ДСТУ-Н Б EN 1990 для общих свойств материала;
- при получении табличных значений принята исходная скорость деформации $\epsilon_0 = 4 \times 10^{-4} \text{ с}^{-1}$ для которой $\Delta T_\epsilon = 0$;
- предполагается не холодноформованный материал с $\epsilon_{cf} = 0\%$, для которого $\Delta T_{\epsilon cf} = 0$;
- для табличных значений используется $\Delta T_\sigma = 0^\circ \text{C}$;
- при применении табличных значений рекомендуется принимать $\Delta T_R = 0^\circ \text{C}$;

Таблица 2.1
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-102.2(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-10

- (3) Расчетная температура T_{Ed} в месте потенциального разрушения должна определяться следующим образом:

$$\Delta T_{Ed} = T_{md} + \Delta T_\gamma + \Delta T_\sigma + \Delta T_R + \Delta T_\epsilon + \Delta T_{\epsilon cf},$$

где:

T_{md} самая низкая температура воздуха за указанный период, см. (4);

ΔT_γ поправка на потери при излучении тепла, см. EN 1991-1-5;

ΔT_σ поправка на напряжение и предел текучести материала, наличие трещин, а также форму и размеры элемента, см. примечания к Таблице 4.3;

ΔT_R поправка на безопасность, если необходимо отразить разные уровни надежности для разных сфер применения, см. примечания к Таблице 4.3;

ΔT_ϵ поправка на скорость деформации, отличную от начальной скорости деформации ϵ_0 , см. примечания к Таблице 4.3;

$\Delta T_{\epsilon cf}$ поправка на степень холодной формовки ϵ_{cf} , см. примечания к Таблице 4.3;

- (4) Самая низкая температура эксплуатации определяется следующим образом:
- самая низкая суточная температура по ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Строительная климатология»;
 - технологическая температура (при необходимости) по заданию на проектирование.
- (5) Максимальное расчетное напряжение σ_{Ed} является номинальным напряжением в месте возникновения потенциального разрушения. Напряжение σ_{Ed} должно быть рассчитано как для предельного состояния по эксплуатационной пригодности.

Этапы определения предельно допустимой толщины стали:

- Из статического расчета определяют максимальное расчетное напряжение $\frac{\sigma_{Ed}}{f_y(t)}$ и толщину элемента, где $f_y(t)$ выбирается по Таблице 4.1 в зависимости от класса стали и ее толщины.
- Определяют расчетную температуру T_{Ed} .
- Определяют соответствующий столбик Таблицы 4.3 по значениям T_{Ed} и $\frac{\sigma_{Ed}}{f_y(t)}$.
- Выбирают самый низкий подкласс ударной вязкости по Шарпи, для которого максимальная толщина в выбранном столбике равна или больше толщины рассматриваемого элемента.

4.1.2.4 Свойства сталей в направлении толщины проката

- (1) Если согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 необходимо использовать сталь с улучшенными свойствами в направлении толщины проката, то следует использовать сталь, соответствующую требуемому значению по Таблице 4.4 (ДСТУ EN 10164).

Особое внимание следует уделять стыкам балок и колонн, а также фланцевым соединениям.

Таблица 4.4 Выбор класса качества согласно ДСТУ EN 10164

Требуемое значение Z_{Ed}	Соответствующий класс Z_{Rd} согласно ДСТУ 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

- (2) Необходимое расчетное значение Z_{Ed} определяется по формуле:

$$Z_{Ed} = Z_a + Z_b + Z_c + Z_d + Z_e,$$

в которой Z_a , Z_b , Z_c , Z_d и Z_e принимают согласно Таблице 3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10 в зависимости от конфигурации узла и условий сварки.

Следующие места требуют особого внимания в связи с риском расслоения стали:

- тавровые соединения с $t_z > 35$ мм;
- крестовые соединения с $t_z > 25$ мм;
- угловые соединения с применением материалов, не регламентированных по толщине проката $t_z > 20$ мм,

где:

t_z — одно из двух:

- толщина передающего усилие элемента, наплавленный материал которого образует стыковой шов или шов с проваром, или
- высота самого мощного углового шва.

В тавровых и крестовых соединениях передающий элемент приваривают к тому, в котором существует риск расслоения либо угловыми, либо стыковыми сварными швами (в таком случае в передающем элементе делается разделка кромок). В угловых соединениях передающий элемент либо приваривается к

поверхности расслаиваемого элемента, либо уже расслаиваемый элемент имеет разделку кромок, как это показано на Рисунке 4.1.

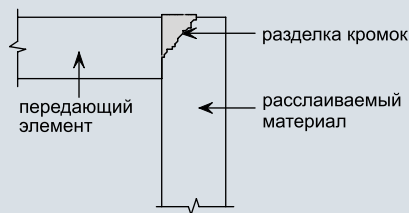


Рисунок 4.1 Разделка кромок в угловом соединении

Для участков с повышенным риском расслоения также рекомендуются следующие конструктивные мероприятия:

- Не завышать высоту сварного шва.
- Уменьшать объем сварки до минимального. В тяжелых тавровых и хрестовых соединениях предпочтение стыкового соединения с полным проваром и больших угловых швов может быть использованием двухстороннего стыкового соединения. Такое соединение выполняют с частичным проваром и выводом усиливающих угловых швов при условии, что преобладающим не является усталостное разрушение по металлу шва.

4.1.2.5 Геометрические допуски

3.2.5(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

3.2.5(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Допуски по массе и размерам прокатных профилей, профилей замкнутого сечения и листового проката должны соответствовать стандартам на продукцию.
- (2) Для сварных профилей допуски устанавливаются ДСТУ Б EN 1090.
- (3) Для расчета и конструирования должны применяться номинальные значения геометрических размеров.

4.1.2.5 Расчетные значения физических характеристик материалов

3.2.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Для конструкционных сталей в рамках Еврокода 3 и данного документа используются следующие значения физических характеристик материалов:

Модуль упругости $E = 210\,000 \text{ Н/мм}^2$;

Модуль сдвига $G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \approx 81\,000 \text{ Н/мм}^2$;

Коэффициент Пуассона в упругой стадии $\nu = 0,3$.

4.2 Соединительные элементы

4.2.1 Болты, гайки и шайбы

Основано
на 3.1.1(1) и
стандартах Группы
4, 1.2.4
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Все болты, гайки и шайбы должны соответствовать следующим стандартам:

а) Болты без предварительного натяжения:

ДСТУ ISO 4014:2001 «Болты с шестигранной головкой классов точности А и В»;

ДСТУ ISO 4017:2001 «Винты с шестигранной головкой классов точности А и В»;

ДСТУ ISO 4032:2002 «Шестигранные гайки, тип 1. Изделия классов А и В»;

ДСТУ ISO 4033:2002 «Шестигранные гайки, тип 2. Изделия классов точности А и В»;

EN ISO 7089 «Плоские шайбы. Номинальная серия. Изделия класса А»;

EN ISO 7090 «Плоские шайбы. Нормальная серия. Изделия класса А»;

б) Болты с предварительным натяжением:

EN 14399-1 «Высокопрочные конструкционные болтовые соединения с предварительным натяжением. Часть 1: Общие требования»;

EN 14399-2 «-/-». Часть 2: Испытания пригодности к предварительному напряжению»;

EN 14399-3 «-/-». Часть 3: Система HR. Шестигранные комплекты болтов и гаек»;

EN 14399-4 «-/-». Часть 4: Система HV. Шестигранные комплекты болтов и гаек»;

EN 14399-5 «-/-». Часть 5: Плоские шайбы для системы HR»;

EN 14399-6 «-/-». Часть 6: Плоские шайбы с фаской для систем HR и HV».

Стоит отметить, что часть этих документов на момент издания данной публикации еще не имплементированы на территории Украины, поэтому рекомендуется обосновывать применение соединительных элементов. В соответствии с ДБН А.1.1-94:2010 в случаях, когда стандарты на материалы, изделия и методы испытаний, на которые есть ссылки в Еврокодах, еще не имплементированы, при достаточном обосновании вместо них могут использоваться соответствующие национальные стандарты Украины. Помимо этого, ДСТУ-Н Б EN 1990 и ДСТУ-Н Б EN 1993 регламентируют возможность проектирования на основании испытаний, что может быть применено и к соединительным элементам.

- (2) Правила, приведенные в этой публикации, относятся к болтам классов, указанных в Таблице 4.5.
- (3) Номинальные значения предела текучести f_{yb} и предела прочности f_{ub} даны в Таблице 4.5. Эти значения должны приниматься расчетом как характеристические.

Таблица 4.5 Номинальные значения предела текучести f_{yb} и предела прочности f_{ub} болтов на растяжение

Класс прочности болта	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000

- (4) В качестве предварительно напряженных болтов могут использоваться только болты классов прочности 8.8 и 10.9, которые соответствуют требованиям стандартов, указанных в (1), и с контролем натяжения согласно ДСТУ Б EN 1090-2.

4.2.2 Сварочные материалы

- (1) Все сварочные материалы и процессы должны соответствовать ДСТУ Б EN 1090-2 и следующим стандартам:

EN 12345:1998 «Сварка. Многоязычные определения сварных швов с иллюстрациями»;

EN ISO 14555:1998 «Сварка. Дуговая сварка упорных анкеров»;

EN ISO 13918:1998 «Сварка. Упорные анкера для дуговой сварки»;

EN 288-3:1992 «Технические условия и контроль процессов сварки металлов. Часть 3: Контроль процессов дуговой сварки сталей»;

EN ISO 5817:2003 «Дуговая сварка сталей. Определение дефектов и уровней качества».

- (2) Значения предела текучести, предела прочности, относительного удлинения при разрыве и минимальной энергии ударной вязкости по Шарпи металла шва должны быть равны или превышать значения для свариваемых материалов.

В общем случае безопасным является использование электродов, которые обеспечивают характеристики наплавленного металла выше, чем у стали свариваемых деталей.

4.3 Другие конструктивные элементы заводского изготовления

- (1) Любые используемые детали, элементы и компоненты, используемые в несущих конструкциях, должны отвечать требованиям соответствующих стандартов на продукцию ДСТУ, EN, ETAG или ETA.

РАЗДЕЛ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

5.1 Моделирование конструкций

5.1.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Расчетная схема и основные допущения при расчетах должны отражать работу конструкции в соответствующем предельном состоянии, а также предполагаемое поведение поперечных сечений, элементов, узлов и опираний с необходимой точностью.

В общем случае расчетные схемы могут учитывать жесткость основания, жесткость узлов и допускать возможные допустимые несовершенства конструкции (см. Раздел 5.3). На практике не вводятся несовершенства отдельных элементов, поскольку они автоматически учитываются при расчете несущей способности согласно Разделу 6.

На практике узлы принимаются либо шарнирными, либо жесткими, а потом обеспечивается выполнение узлом расчетных предположений.

5.2 Учет геометрической нелинейности конструкции

5.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Внутренние усилия и моменты в общем случае могут рассчитываться:

- по теории первого порядка, используя начальную геометрию конструкции;
- по теории второго порядка с учетом деформированной схемы.

5.2.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Эффекты от геометрической нелинейности (эффекты второго порядка) следует учитывать, если они значительно увеличивают внутренние усилия или влияют на характер работы конструкции.

5.2.1(3) и
Формула (5.1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Расчет по теории первого порядка (с начальной геометрией) может использоваться для конструкции, если допускается пренебречь увеличением внутренних усилий или любым другим изменением работы конструкций вследствие деформаций. Это условие считается выполненным, если для сжатых элементов соблюдается следующий критерий:

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

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ для расчета с учетом пластических деформаций,}$$

где:

α_{cr} коэффициент устойчивости, который определяет, во сколько раз необходимо увеличить приложенную нагрузку для потери устойчивости в упругой стадии;

F_{Ed} приложенная расчетная нагрузка;

F_{cr} критическая нагрузка потери устойчивости в упругой стадии, определяемая с использованием начальных жесткостей.

5.2.1(4)В
и Формула (5.2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) Рамные каркасы зданий с небольшими уклонами кровли и балочно-стоечные типы плоских рам зданий могут быть проверены расчетом по теории первого порядка на перекося, если неравенства, указанные в п. (3) выполняются для каждого этажа. При условии, что осевое сжатие в балках незначительно, в этих конструкциях α_{cr} можно вычислить по следующей приблизительной формуле:

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

где:

H_{Ed} расчетное значение горизонтальной реакции в основании этажа от приложения горизонтальных нагрузок, действующих в каркасе (например, ветра), а также эквивалентных горизонтальных нагрузок, заменяющих несовершенства перекося (см. 5.3.2);

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

$\delta_{H,Ed}$ горизонтальное смещение верха этажа относительно его основания под действием горизонтальных нагрузок на уровне каждого этажа;

h высота этажа.

Формула 5.2 часто не распространяется на рамы одноэтажных зданий из-за того, что в их ригелях возникают достаточно большие усилия распора. В таком случае приблизительный расчет не применим. Значительным усилием считается, если:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}},$$

что можно преобразовать в приблизительное выражение $N_{Ed} > 0,09 \cdot N_{cr}$, где N_{cr} - критическое усилие в ригеле при сжатии по формуле Эйлера.

Для одноэтажных рам с $\alpha_{cr} \geq 3,0$ эффект от геометрической нелинейности допускается учитывать увеличением горизонтальных нагрузок H_{Ed} (например, ветровых) и эквивалентных нагрузок $V_{Ed}\phi$, учитывающих несовершенства коэффициентом:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}.$$

Такой же метод применим и к многоэтажным рамам с одинаковым распределением усилий и жесткостей элементов по этажам. Использование этого правила часто позволяет не вводить геометрическую нелинейность в расчетную схему, а задать ее эквивалентным увеличением нагрузок.

Для одноэтажных рам при $\alpha_{cr} < 3,0$ геометрическая нелинейность должна быть учтена расчетным способом.

5.3 Учет несовершенств

5.3.1 Общие положения

5.3.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(1) При расчете конструкций необходимо вводить соответствующие поправки для учета влияния несовершенств, включая остаточные напряжения и геометрические несовершенства, такие как отклонение от вертикали, прямолинейности, плоскопараллельности, отсутствие подгонки, начальные эксцентриситеты в соединениях конструкции и т. д.

5.3.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(2) Расчетom должны учитываться следующие несовершенства:

- а) глобальные несовершенства рам и связевых систем;
- б) локальные несовершенства отдельных элементов.

Глобальные несовершенства учитываются в расчетной схеме одним из следующих способов:

- 1) моделирование перекоса каркаса изменением геометрии в расчетной схеме;
- 2) приложение эквивалентных горизонтальных нагрузок.

Рекомендуется второй подход.

5.3.4(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

Локальные несовершенства отдельных элементов могут:

- 1) учитываться моделью;
- 2) автоматически учитываться при проверках элементов по Разделу 6.

Рекомендуется второй подход, поэтому в настоящей публикации подробная информация по моделированию локальных несовершенств опущена.

5.3.2 Несовершенства при статическом расчете рам

5.3.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(1) Предполагаемую форму глобальных и локальных несовершенств можно получить исходя из формы потери устойчивости конструкции в упругой стадии.

5.3.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Следует учитывать симметричные и асимметричные формы потери устойчивости, включая крутильные, в плоскости и из плоскости наиболее неблагоприятные по направлению и форме.

5.3.2(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) При расчете рам, чувствительных к потере устойчивости, сопровождаемой перекосом, можно учитывать эффект от несовершенств посредством расчета каркаса с эквивалентным начальным перекосом. Начальные несовершенства при этом (см. Рисунок 5.1) могут быть определены как:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m,$$

где:

$$\phi_0 = 1/200;$$

α_h понижающий коэффициент для высоты h , применяемый к колоннам:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 10;$$

h высота конструкции в метрах;

α_m понижающий коэффициент, учитывающий количество колонн в ряду:

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

- m количество колонн в ряду, включая только те колонны, которые несут вертикальную нагрузку не менее 50% от среднего значения нагрузки в рассматриваемой вертикальной плоскости.

Нормативный документ ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1 Раздел 5.2(6) дополняет определение m как «количество вертикальных элементов, передающих горизонтальные нагрузки на связевую систему». В общем случае в зданиях связи не располагаются в каждом ряду.

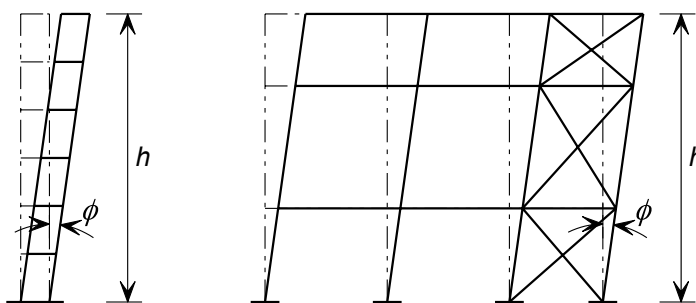


Рисунок 5.1 Эквивалентные несовершенства перекоса

5.3.2(4)В
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) Для каркасов зданий несовершенствами перекоса можно пренебречь при выполнении неравенства

$$H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}.$$

Выполнение указанного условия возможно только при относительно высокой горизонтальной нагрузке (как правило, ветровой). В сочетании нагрузок только гравитационного типа, H_{Ed} формируют эквивалентные горизонтальные силы, которые находятся в пределах $0.05 V_{Ed}$, поэтому и неравенство не соблюдается.

В комбинации с ветровыми нагрузками вероятно, что $H_{Ed} > 0.15 V_{Ed}$, когда несовершенства можно не учитывать.

5.3.2(5)В
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (5) Влияние глобальных несовершенств перекоса может заменяться эквивалентными горизонтальными усилиями, приложенными в уровне дисков перекрытий, в соответствии с формой отклонений, показанной на Рисунке 5.2, где ϕ – несовершенство перекоса, полученное из (3) при высоте одного этажа h – см. (3).

Соединение колонны с диском перекрытия должно быть рассчитано на усилие, указанное на Рисунке 5.2 и которое составляет не более $0.05 N_{Ed}$ (может быть ниже в зависимости от коэффициентов α_h и α_m).

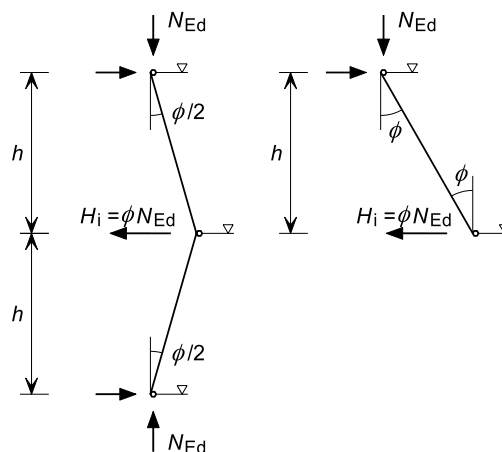


Рисунок 5.2 Конфигурация поперечного отклонения ϕ для определения эквивалентных горизонтальных сил в уровне диска перекрытия

5.3.2(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (6) При условии выполнения статического расчета с последующими проверками элемента согласно Разделу 6.3, локальными изгибными несовершенствами можно пренебречь.

Однако локальные изгибные отклонения должны моделироваться для сильно сжатых элементов, элементов небольшого сечения или с закреплением от поворота хотя бы на одном из концов - см. Раздел 5.3.2 (6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. В общем случае локальные изгибные отклонения проверяются при расчете элементов.

5.3.2(7)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (7) На Рисунке 5.3 показано, как локальные несовершенства можно заменить системами эквивалентных горизонтальных нагрузок.

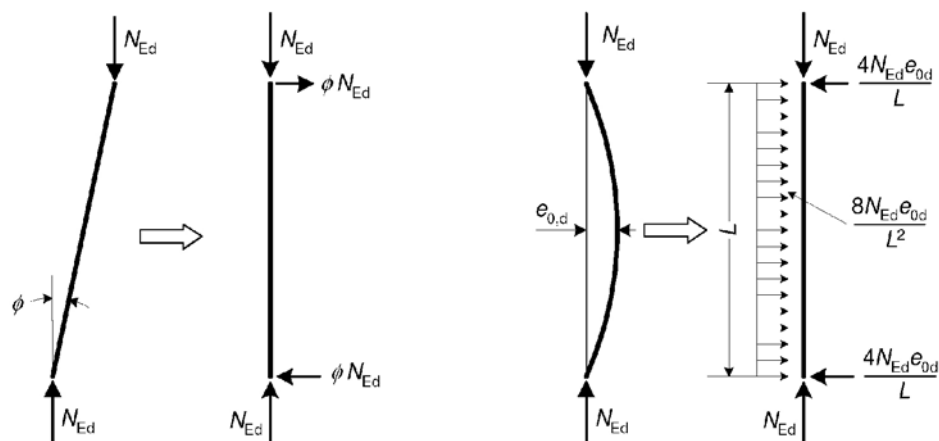


Рисунок 5.3 Замена начальных локальных несовершенств эквивалентными горизонтальными нагрузками

5.3.2(8)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (8) Начальные несовершенства следует рассматривать во всех горизонтальных направлениях, но одновременно учитывать только одно из них.

5.3.2(9)В
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (9) В многоэтажных балочно-стоечных каркасах зданий эквивалентные силы следует прикладывать на уровне каждого этажа и в уровне перекрытия.

5.3.2(10)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (10) Также подлежат рассмотрению возможные эффекты закручивания конструкции, вызванные асимметричными поперечными отклонениями двух противоположных граней.

5.3.3 Несовершенства при расчете систем связей

5.3.3(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) При расчете систем связей, обеспечивающих поперечную устойчивость балок или сжатых элементов, влияние несовершенств может учитываться посредством эквивалентного геометрического отклонения раскрепленных элементов в форме начального изгибного отклонения:

$$e_0 = \alpha_m L/500,$$

где:

L пролет связевого блока;

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}, \text{ где } m - \text{это количество раскрепляемых элементов.}$$

5.3.3(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Для удобства начальные изгибные отклонения элементов, раскрепленных системой связей, могут быть заменены эквивалентной стабилизирующей нагрузкой (см. Рисунок 5.4):

$$q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2},$$

где:

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

В практике проектирования рекомендуется использовать расчет по эквивалентной стабилизирующей нагрузке. Перемещение в плоскости системы связей δ_q может равняться 0, в случае, если учитывается геометрическая нелинейность. Для элементов связей, раскрепляющих сжатые пояса балок постоянного сечения, $N_{Ed} = M_{Ed} / h$

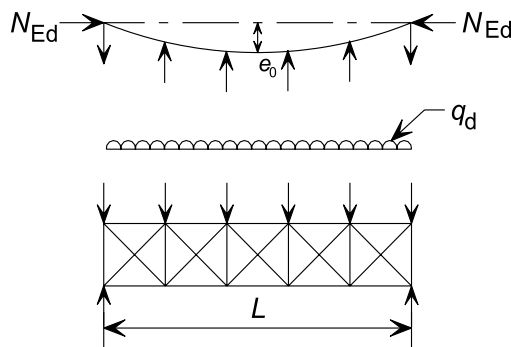


Рисунок 5.4 Эквивалентная стабилизирующая нагрузка

5.3.3(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Элементы связей и их крепление к балкам или сжатым элементам должны быть проверены на действие локальной силы, равной $\alpha_m N_{Ed}/100$, прикладываемой к монтажным узлам каждого из стыкуемых элементов, и на способность передать эту силу в опоры.

5.3.3(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) Для проверки на действие локального усилия по вышеуказанному требованию должны также учитываться другие внешние нагрузки. При этом усилиями от несовершенств связевых систем согласно (1) можно пренебречь.

Вышеизложенные Пункты 5.3.3(3) и (4) относятся к связям, в непосредственной близости от монтажных стыков при их центральном расположении. Боковая нагрузка $\alpha_m N_{Ed}/100$ должна восприниматься связевыми элементами вверх и вниз стыка, в дополнение к внешним нагрузкам. В общем случае каждая связевая система будет воспринимать общую фиктивную нагрузку от нескольких колонн.

5.4 Методы расчета

5.4.1 Общие положения

5.4.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Внутренние усилия и моменты могут определяться:

- статическим расчетом в упругой стадии;
- статическим расчетом в пластической стадии.

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 позволяет использовать расчет либо в упругой, либо в пластической стадии. В данной публикации освещен расчет только в упругой стадии. Пояснения по применению расчета в пластической стадии приведены в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, Раздел 5.4.3.

5.4.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

5.4.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

5.4.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

5.4.2 Упругий статический расчет

- (1) Упругий статический расчет используется в предположении, что независимо от уровня напряжений, работа материала остается линейной.
- (2) Статический расчет в упругой стадии может использоваться во всех случаях.
- (3) Внутренние усилия в конструкциях могут быть определены при упругом статическом расчете, даже если несущая способность поперечного сечения основана на работе в пластической стадии.

5.5 Классификация поперечных сечений

При расчете поперечное сечение каждого элемента каркаса должно быть классифицировано в зависимости от своих геометрических параметров и физико-механических характеристик материалов. Цель классификации состоит в определении границ, при достижении которых несущая способность поперечного сечения ограничивается потерей местной устойчивости.

5.5.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Различают 4 класса поперечных сечений:
 - **КЛАСС 1** – поперечные сечения, в которых может образовываться полный пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета без снижения несущей способности от потери местной устойчивости.
 - **КЛАСС 2** – поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых вращательная способность ограничена вследствие местной потери устойчивости.
 - **КЛАСС 3** – поперечные сечения, в которых при упругой работе напряжения в сжатой зоне могут достигать предела текучести, но потеря местной устойчивости не позволяет развиваться пластическим деформациям.
 - **КЛАСС 4** – поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или нескольких частях сечения.

5.5.2(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

Классификация поперечных сечений зависит от соотношения ширины к толщинам частей сечения, в которых действуют напряжения сжатия. Различные сжатые участки поперечного сечения, например, стенка или полка – могут относиться к разным классам.

5.5.2(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

5.5.2(8)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

5.5.2(8)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.
- (3) Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его **сжатых частей**.
- (4) Предельные соотношения для сжатых частей Классов 1, 2 и 3 определяются по Таблице 5.1.
- (5) Части сечений, которые не соответствуют Классу 3, относятся к Классу 4.

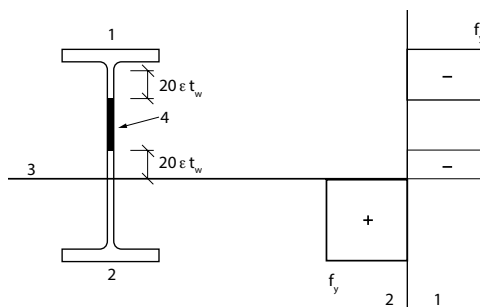


Рисунок 5.5 Эффективная стенка класса 2 в пластической стадии

5.5.2(11),
6.2.2.4(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (6) Поперечные сечения со стенкой Класса 3 и полками Классов 1 или 2 могут классифицироваться как поперечные сечения Класса 2 с эффективной стенкой. В таком случае в пластической стадии необходимо исключить из работы часть стенки и заменить ее участками длиной $20\epsilon t_w$ возле сжатой полки и нейтральной оси – см. Рисунок 5.5.

Для выступающих частей при поперечном изгибе в запас могут использоваться предельные значения для осевого сжатия (Таблица 5.1, страница 2).

Сечения Класса 4 данной публикации не рассматриваются.

Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1,
страница 1

Таблица 5.1 (страница 1 из 3) Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечений

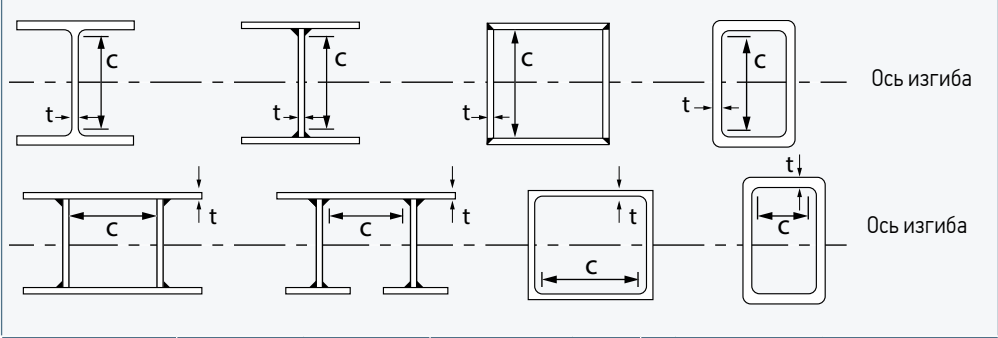
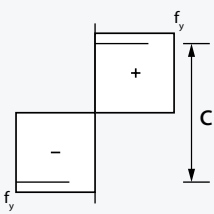
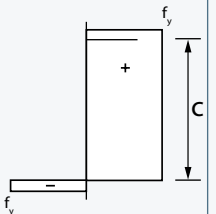
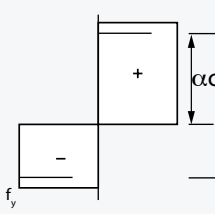
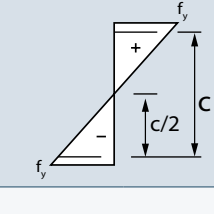
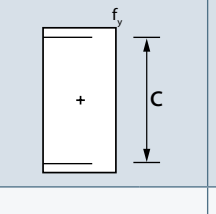
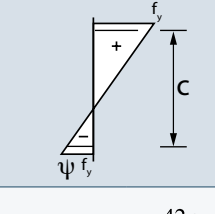
Сжатые внутренние части сечения						
						
Класс	Изгибаемый элемент	Сжимаемый элемент	Сжато-изогнутый элемент			
Распределение напряжений в частях сечений (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	если $\alpha > 0,5$; $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$; $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	если $\alpha > 0,5$; $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1}$ если $\alpha \leq 0,5$; $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Распределение напряжений в частях сечений (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	если $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67+0,33\psi}$ если $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y ε	235 1,00	275 0,92	355 0,81	420 0,75	460 0,71

Таблица 5.1 (страница 2 из 3) Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечений

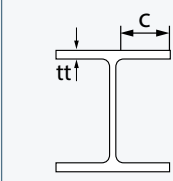
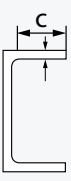
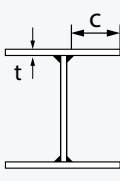
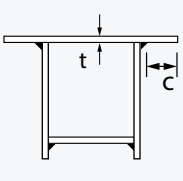
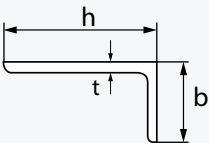
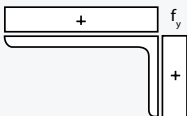
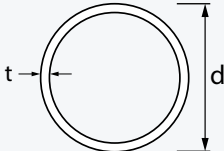
Свесы полок			
			

Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1,
страница 2

Прокатные профили			Сварные профили			
Класс	Сжимаемая часть	Сжато-изогнутая часть				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях сечений (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 сечений (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Для k_σ см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Таблица 5.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1,
страница 3

Таблица 5.1 (страница 3 из 3) Максимальные отношения ширины к толщине для сжатых частей сечений

Угловые профили						
Также относится к свесам полок (см. страницу 2)						Не применяется для уголков при непрерывном раскреплении по длине другими деталями
Класс	Сжатые сечения					
Распределение напряжений в частях сечений (сжатие положительно)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon; \quad \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Трубчатое сечение						
						
Класс	Изгибаемые и/или сжатые сечения					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ Примечание: Касательно $d/t \leq 90\varepsilon^2$ см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	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

РАЗДЕЛ 6. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.1 Частные коэффициенты надежности при определении несущей способности

6.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(1) Должны применяться следующие частные коэффициенты надежности γ_{Mi} для различных характеристических значений несущей способности сечения:

- несущая способность по прочности любого класса сечений: $\gamma_{M0} = 1.00$;
- несущая способность по устойчивости: $\gamma_{M1} = 1.00$;
- несущая способность на растяжение, определяемая по пределу прочности стали: $\gamma_{M2} = 1.25$.

Частный коэффициент γ_{M2} используется с пределом прочности стали, например, при проверке поперечных сечений нетто на растяжение (см. 6.2.3(3)(b)) или проверке узлов на срез. При расчете несущей способности компонентов узла используется другое значение γ_{M2} .

Частные коэффициенты для несущей способности узлов – см. Раздел 8.1.1.

Частные коэффициенты γ_{Mi} для металлоконструкций, которые не входят в части ДСТУ-Н Б EN 1993-2 – ДСТУ-Н Б EN 1993-6, следует принимать по отдельно разработанным техническим условиям.

6.2 Несущая способность сечений

6.2.1 Общие положения

6.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(1) Расчетное значение усилий в каждом поперечном сечении элемента не должно превышать соответствующего расчетного значения несущей способности, и, если несколько нагрузок действуют одновременно, суммарные усилия для соответствующей комбинации не должны превышать несущей способности элемента.

6.2.1(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(2) Если не используются другие формулы сложного напряженного состояния согласно 6.2.7 – 6.2.9, для проверки прочности в упругой стадии может использоваться критерий эквивалентных напряжений по Мизесу, который рассматривается для наиболее напряженной точки поперечного сечения:

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

где:

$\sigma_{x,Ed}$ расчетное продольное нормальное напряжение в точке;

$\sigma_{z,Ed}$ расчетное поперечное нормальное напряжение в точке;

τ_{Ed} расчетное касательное напряжение в точке.

6.2.1(7)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(3) Прочность поперечных сечений всех классов может быть приближенно оценена суммированием коэффициентов использования для каждого усилия. Для поперечных классов 1, 2 и 3, на которые действует комбинация N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$, соответствующее выражение принимает вид:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,$$

где:

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ и $M_{z,Rd}$ расчетные величины несущей способности в зависимости от классификации сечений с учетом всех понижающих эффектов, обусловленных сдвигом (см. 6.2.7).

6.2.2 Характеристики сечений

6.2.2.1 Поперечное сечение брутто

6.2.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Характеристики поперечных сечений брутто следует определять по номинальным размерам. Для сечений брутто не следует вычитать площади отверстий под соединительные элементы, но необходимо учитывать ослабления большего размера. Не следует учитывать стыковые накладки в сечении.

6.2.2.2 Поперечное сечение нетто

6.2.2.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Площадь поперечного сечения нетто необходимо определять путем уменьшения площади брутто за счет отверстий и других вырезов.

6.2.2.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

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

При расположении отверстий в шахматном порядке - см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Раздел 6.2.2.2(4).

6.2.3 Растяжение

6.2.3(1) и
Формула (6.5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Расчетное значение растягивающего усилия N_{Ed} для каждого сечения должно удовлетворять требованию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0.$$

6.2.3(2)
и
Формула (6.6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Для сечений без отверстий расчетная несущая способность на растяжение $N_{t,Rd}$ вычисляется как несущая способность сечения брутто в пластической стадии:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}.$$

6.2.3(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Для сечений с отверстиями расчетная несущая способность $N_{t,Rd}$ вычисляется как меньшее из:

- а) несущей способности сечения брутто в пластической стадии (см. выше);
б) несущей способности сечения нетто по пределу прочности с учетом отверстий под болты:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}.$$

Формула (6.7)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

6.2.3(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) При креплении уголков одной полкой - см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 Раздел 3.10.3. Аналогичные требования выдвигаются к другим типам сечений при креплении через свес полки.

6.4.2 Сжатие

6.2.4(1)
и
Формула (6.9)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Расчетное значение усилия сжатия N_{Ed} для каждого сечения должно удовлетворять требованию:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0.$$

6.2.4(2)
и
Формула (6.10)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Расчетная несущая способность поперечного сечения для осевого сжатия $N_{c,Rd}$ определяется следующим образом:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \text{ для Классов сечений 1, 2 и 3.}$$

6.2.4(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Отверстия болтов, за исключением отверстий с большим припуском и овальных отверстий согласно ДСТУ-Н Б EN 1090, в сжатых элементах можно не учитывать, если в них установлены болты.

Для элементов стандартных сечений без полного раскрепления при осевом сжатии определяющей всегда является несущая способность по устойчивости $N_{b,Rd}$ (см. Раздел 6.3.1), кроме случаев с большими вырезами или овальными отверстиями.

6.2.5. Изгибаемые элементы

6.2.5(1)
и
Формула (6.12)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} для каждого сечения должно удовлетворять требованию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где:

$M_{c,Rd}$ определяется с учетом отверстий под соединительные элементы - см. с (3) по (5).

6.2.5(2)
и
Формула (6.13)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Расчетная несущая способность на изгиб относительно одной из главных осей сечения определяется следующим образом:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ для сечений Класа 1 или 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ для сечений Класа 3,}$$

Формула (6.14)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

где:

$W_{el,min}$ соответствует самым напряженным волокнам.

При изгибе относительно двух осей следует руководствоваться методикой, изложенной в 6.2.8. Для двутавровых профилей может применяться выражение:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1.$$

Указанное условие соответствует Пункту 6.2.8.1(6) для $N_{Ed} = 0$.

6.2.5(4)
и
Формула (6.16)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Отверстия под соединительные элементы в растянутых поясах допускается не учитывать при определении несущей способности на изгиб и условии, что для растянутого пояса:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}},$$

где:

A_f площадь растянутого пояса.

6.2.5(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) Отверстия под соединительные элементы в растянутой зоне стенки допускается не учитывать, если для всей растянутой части сечения, включающей растянутый пояс и растянутый участок стенки, выполняется условие (3).

6.2.5(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (5) Отверстия под соединительные элементы, за исключением отверстий с большим допуском и овальных отверстий, расположенных в сжатой зоне сечения, не учитываются, если в отверстия установлены болты.

6.2.6 Элементы, подверженные воздействию поперечной силы

6.2.6(1)
и
Формула (6.17)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Расчетное значение поперечного усилия V_{Ed} в каждом сечении должно удовлетворять требованию:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0,$$

где:

$V_{c,Rd}$ расчетная несущая способность сечения на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$

6.2.6(2)
и
Формула (6.18)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) При отсутствии кручения расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии определяется выражением:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}},$$

где:

A_v – часть площади сечения, работающая на сдвиг.

Если по какой-либо причине невозможно определить несущую способность на сдвиг в пластической стадии, допускается выполнять проверку касательных напряжений по формуле Журавского – см. 6.2.6(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

При совместном действии перерезывающей силы и кручения несущая способность на сдвиг должна быть уменьшена в соответствии с пунктом 6.2.7(9) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Данная публикация не рассматривает элементы, воспринимающие кручение.

6.2.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(3) Площадь A_v , работающая на сдвиг, принимается согласно следующим выражениям:

а) для прокатных двутавровых профилей с параллельной стенке нагрузкой:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f;$$

б) для сварных двутавровых и коробчатых сечений:

$$1,2 \sum h_w t_w \text{ для сталей до S460};$$

с) для прокатных швеллеров с параллельной стенке нагрузкой:

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f;$$

д) для прокатных тавров с параллельной стенке нагрузкой:

$$0,9(A - bt_f);$$

е) для прокатных прямоугольных замкнутых профилей:

при нагрузке, действующей в плоскости наибольшей жесткости $A \cdot h / (b + h)$;

при нагрузке, действующей в плоскости меньшей жесткости $A \cdot b / (b + h)$.

Основано на
6.2.6(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(4) Местная устойчивость стенок при сдвиге считается обеспеченной без установки ребер, если выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} < 60\epsilon \text{ для сталей до S460.}$$

В случае, когда вышеприведенное условие не удовлетворяется, должна выполняться проверка местной устойчивости при сдвиге и совместном действии усилий по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 – см. Раздел 6.5 настоящей публикации.

Приведенные предельные значения рассчитаны исходя из $\eta = 1,2$ для сталей до S460.

6.2.6(7)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(5) Отверстия под болты не учитываются вышеуказанной проверкой, за исключением расчетов на сдвиг соединений в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8.

Расчет с учетом отверстий выполняется при проверке на вырывание части сечения по ДСТУ-Н Б EN 1991-1-8, Раздел 3.10.2 (см. Раздел 8.3.9 данной публикации).

6.2.7 Элементы, подверженные воздействию изгибающего момента и поперечной силы

6.2.8(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(1) При действии перерезывающей силы следует делать поправку для учета ее влияния на несущую способность при изгибе.

6.2.8(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(2) Если выполняется условие $V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd}$ (см. 6.2.6(2)), допускается пренебречь влиянием сдвига на несущую способность на изгиб, кроме случаев потери местной устойчивости при сдвиге.

6.2.8(3)
и
Формула (6.29)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

(3) Если $V_{Ed} \geq 0,5V_{pl,Rd}$, необходимо снизить несущую способность на изгиб путем снижения предела текучести для площади, работающей на сдвиг:

$$(1 - \rho)f_y,$$

Примечание к 6.2.10(3) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	где: $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2, \text{ а } V_{pl,Rd} \text{ получено из 6.2.6 (2).}$ (4) Взамен снижения предела текучести может быть условно уменьшена толщина листа соответствующей части поперечного сечения.
6.2.8(5) и Формула (6.30) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	При проверке сечений Класа 3 условное уменьшение толщины стенки часто приводит к меньшему снижению несущей способности на изгиб, чем снижение предела текучести. Это происходит за счет работы в упругой стадии, когда несущая способность определяется напряжением в уровне соединения стенки и полки. (5) Сниженная несущая способность в пластической стадии при изгибе относительно главной оси с учетом сдвига для балочных равнополочных двутавров может быть определена по формуле: $M_{v,y,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ но } M_{v,y,Rd} \leq M_{c,y,Rd},$
6.2.8(6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	где: $M_{c,y,Rd}$ рассчитывается в соответствии с 6.2.5(2); $A_w = h_w t_w$ площадь стенки.
6.2.8 Элементы, подверженные воздействию изгибающего момента и осевой силы (сжато-изогнутые и внецентренно сжатые)	
6.2.8.1 Поперечные сечения Класов 1 и 2	
6.2.9.1(2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 6.2.9.1(1) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	В Пункте 6.2.1(3) приведена упрощенная проверка элементов на совместное действие осевой силы и изгиба относительно одной или двух осей. Правила, приведенные ниже, дают более точную методику для Класов сечений 1 и 2. В случае дополнительного действия поперечной силы - см. 6.2.9. (1) При действии осевой силы необходимо учитывать ее влияние на несущую способность при изгибе в пластической стадии.
6.2.9.1(2) и Формула (6.31) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	(2) Для поперечных сечений Класов 1 и 2 должно выполняться следующее условие: $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$
6.2.9.1(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	где: $M_{N,Rd}$ расчетное значение несущей способности при изгибе в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы N_{Ed}. (3) Для двутавровых профилей с двумя осями симметрии или других сечений с полками учитывать влияние осевой силы на несущую способность на изгиб относительно оси у-у не требуется, если одновременно выполняются следующие требования:
Формула (6.33) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	$N_{Ed} \leq 0.25 N_{pl,Rd}$
и Формула (6.34) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	и $N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}.$
6.2.9.1(4) и Формула (6.35) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	(4) Для двутавровых сечений с двумя осями симметрии учитывать влияние осевого усилия на несущую способность при изгибе относительно оси z-z в пластической стадии не требуется, если выполняется условие: $N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}.$
6.2.9.1(5) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 Формулы (6.36), (6.37) и (6.38) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1	(5) Для прокатных и сварных равнополочных двутавров могут использоваться следующие приближенные формулы: $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0.5a), \text{ но } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd};$ для $n \leq a$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd};$

Формулы (6.39) и
(6.40)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

$$\text{для } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right],$$

где:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd};$$

$$a = (A - 2bt_f) / A, \text{ но } a \leq 0.5.$$

Для прямоугольных замкнутых профилей:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a_w), \text{ но } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd};$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0.5a_f), \text{ но } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd},$$

где:

$$a_w = (A - 2bt) / A, \text{ но } a_w \leq 0.5;$$

$$a_f = (A - 2ht) / A, \text{ но } a_f \leq 0.5.$$

(б) Для изгиба в двух плоскостях может применяться следующее условие:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,$$

где α и β - это коэффициенты, которые:

- для двутавровых сечений могут приниматься равными:

$$\alpha = 2; \beta = 5n, \text{ но } \beta \geq 1;$$

- для прямоугольных замкнутых профилей:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2}, \text{ но } \alpha = \beta \leq 6,$$

где:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}.$$

В запас надежности α и β можно принимать равными единице.

6.2.8.2 Поперечные сечения Класса 3

6.2.9.2(1)
и
Формула (6.42)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Для поперечных сечений Класса 3 максимальные нормальные напряжения при действии изгибающего момента с осевым продольным усилием с учетом отверстий под болты и при отсутствии перерезывающего усилия (см. 6.2.3, 6.2.4 и 6.2.5) должны удовлетворять условию:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

Указанное условие в общем случае соответствует 6.2.1 (3).

6.2.9 Элементы, подверженные действию изгибающего момента, поперечной и осевой сил

6.2.10(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1
6.2.10(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) В случае, когда $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,Rd}$, не требуется снижать несущую способность на изгиб в соответствии с 6.2.8.
(2) В случае, когда $V_{Ed} > 0.5V_{pl,Rd}$, несущую способность при совместном действии изгиба и осевой силы следует рассчитывать по сниженному пределу текучести в соответствии с 6.2.7(3).

6.3 Несущая способность элементов по устойчивости

6.3.1 Центально-сжатые элементы постоянного сечения

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 рассматривает три формы потери устойчивости для центально-сжатых элементов:

- **продольный изгиб;**
- **крутильная форма потери устойчивости**, которая может быть определяющей при осевом сжатии для крестообразных и тавровых сечений и тонкостенных профилей;
- **изгибно-крутильная форма потери устойчивости**, которая может быть определяющей при осевом сжатии для асимметричных сечений и тонкостенных профилей.

Крутильная и изгибно-крутильная формы потери устойчивости не являются определяющими для двутавровых сечений с двумя осями симметрии или замкнутых сечений.

6.3.1.1 Несущая способность по устойчивости

6.3.1.1(1)
и
Формула (6.46)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Сжатый элемент следует проверять на устойчивость по формуле:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0,$$

где:

N_{Ed} расчетное значение сжимающего усилия;

$N_{b,Rd}$ расчетная несущая способность по устойчивости сжатого элемента.

6.3.1.1(3)
и
Формула (6.47)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Расчетная несущая способность по устойчивости сжатого элемента определяется выражением:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \text{ для поперечных сечений Классов 1, 2 и 3,}$$

где:

χ понижающий коэффициент для соответствующей формы потери устойчивости.

Коэффициент устойчивости χ численно выражает снижение несущей способности сечения ниже соответствующей несущей способности по прочности вследствие потери устойчивости. Понижающий коэффициент χ зависит от геометрических параметров сечения, сопротивления и модуля упругости стали.

6.3.1.2 Кривые потери устойчивости

6.3.1.2(1)
и
Формула (6.49)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Для центрально-сжатых элементов значение χ в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ определяется по соответствующей кривой потери устойчивости:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ но } \chi \leq 1,$$

где:

$$\phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right],$$

α коэффициент начальных несовершенств.

6.3.1.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется выражением:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \text{ для поперечных сечений Классов 1, 2 и 3,}$$

где:

N_{cr} критическое усилие в упругой стадии для соответствующей формы потери устойчивости по характеристикам сечения брутто.

Для каждой формы потери устойчивости должно определяться свое значение критического усилия N_{cr} и приниматься минимальное из значений $\bar{\lambda}$.

Для уголков гибкость определяется согласно Разделу 6.6.2 данной публикации. Аналогичным образом гибкость должна рассчитываться для швеллеров, которые крепятся только через стенку.

Для продольного изгиба N_{cr} рассчитывается по формуле Эйлера: $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$.

6.3.1.3(1)
и
Формула (6.50)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Для формы продольного изгиба условная гибкость $\bar{\lambda}$ определяется выражением:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ для поперечных сечений Классов 1, 2 и 3,}$$

где:

L_{cr} расчетная длина в рассматриваемой плоскости;

i радиус инерции относительно рассматриваемой оси, определяемый для сечения брутто;

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \epsilon.$$

6.3.1.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (4) Коэффициент несовершенств α берется для соответствующей кривой потери устойчивости по Таблице 6.1, основываясь на выборе согласно Таблице 6.2.

Таблица 6.1 Коэффициенты начальных несовершенств

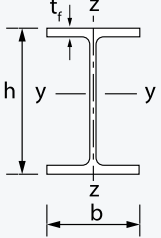
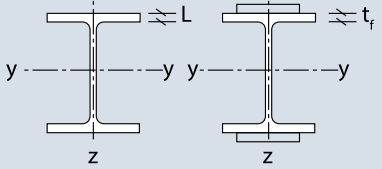
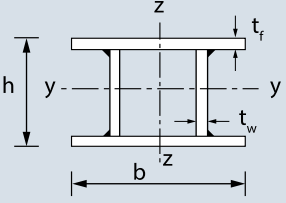
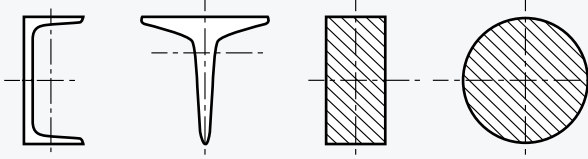
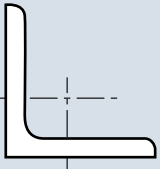
Кривая потери устойчивости	a ₀	a	b	c	d
Коэффициент несовершенств α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Таблица 6.1
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

6.3.1.2(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (5) Значение понижающего коэффициента устойчивости χ для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}$ может приниматься по Рисунку 6.1.

Таблица 6.2 Выбор кривой потери устойчивости при продольном изгибе

Поперечное сечение	Пределы	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Прокатные сечения 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ мм}$	y-y a z-z b	a_0 a_0
		$40 \text{ мм} < t_f \leq 100 \text{ мм}$	y-y b z-z c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ мм}$	y-y b z-z c	a a
		$t_f > 100 \text{ мм}$	y-y d z-z d	c c
Сварные двутавровые сечения 	$t_f \leq 40 \text{ мм}$	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ мм}$	y-y z-z	c d	c d
Замкнутые сечения 	горячекатаные	любой	a	a_0
	холоднокатаные	любой	c	c
Сварные коробчатые сечения 	В общем случае, кроме указанных ниже	любой	b	b
	с толщиной сварных швов: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	любой	c	c
Швеллеры, тавры, профили сплошного сечения 		любой	c	c
Уголки 		любой	b	b

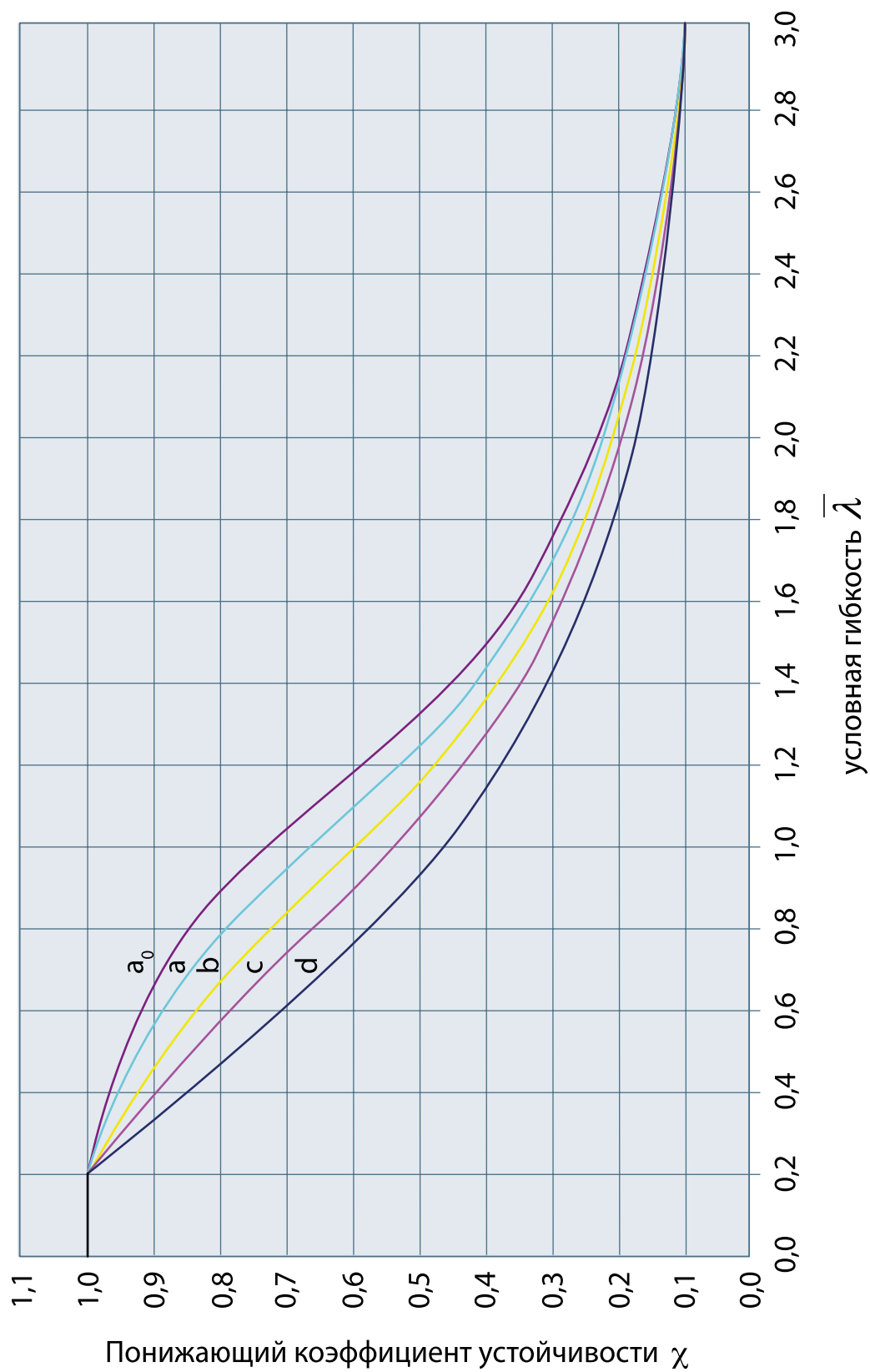


Рисунок 6.1 Кривые потери устойчивости

Альтернативно значения могут определяться по Таблице 6.3.

Таблица 6.3 Понижающий коэффициент χ для потери устойчивости в форме продольного изгиба

$\bar{\lambda}$	Кривая потери устойчивости				
	a_0	a	b	c	d
0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.99	0.99	0.98	0.97	0.96
0.30	0.99	0.98	0.96	0.95	0.92
0.35	0.98	0.97	0.95	0.92	0.89
0.40	0.97	0.95	0.93	0.90	0.85
0.45	0.96	0.94	0.91	0.87	0.81
0.50	0.95	0.92	0.88	0.84	0.78
0.55	0.94	0.91	0.86	0.81	0.74
0.60	0.93	0.89	0.84	0.79	0.71
0.65	0.91	0.87	0.81	0.76	0.68
0.70	0.90	0.85	0.78	0.72	0.64
0.75	0.88	0.82	0.75	0.69	0.61
0.80	0.85	0.80	0.72	0.66	0.58
0.85	0.83	0.77	0.69	0.63	0.55
0.90	0.80	0.73	0.66	0.60	0.52
0.95	0.76	0.70	0.63	0.57	0.49
1.00	0.73	0.67	0.60	0.54	0.47
1.05	0.69	0.63	0.57	0.51	0.44
1.10	0.65	0.60	0.54	0.48	0.42
1.15	0.61	0.56	0.51	0.46	0.40
1.20	0.57	0.53	0.48	0.43	0.38
1.25	0.54	0.50	0.45	0.41	0.36
1.30	0.51	0.47	0.43	0.39	0.34
1.35	0.47	0.44	0.40	0.37	0.32
1.40	0.45	0.42	0.38	0.35	0.31
1.45	0.42	0.39	0.36	0.33	0.29
1.50	0.40	0.37	0.34	0.31	0.28
1.60	0.35	0.33	0.31	0.28	0.25
1.70	0.31	0.30	0.28	0.26	0.23
1.80	0.28	0.27	0.25	0.23	0.21
1.90	0.26	0.24	0.23	0.21	0.19
2.00	0.23	0.22	0.21	0.20	0.18
2.50	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
3.00	0.11	0.10	0.10	0.10	0.09

6.3.2 Изгибаемые элементы

6.3.2.1 Несущая способность

6.3.2.1(1)
и
Формула (6.54)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Элементы постоянного сечения, изгибаемые относительно главной оси и не раскрепленные из плоскости действия изгибающего момента, следует проверять на потерю устойчивости плоской формы изгиба по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0,$$

6.3.2.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

6.3.2.1(3)
и
Формула (6.55)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

где:

M_{Ed} расчетное значение изгибающего момента;

$M_{b,Rd}$ расчетная несущая способность изгибаемого элемента по потере устойчивости плоской формы изгиба.

- (2) Балки с достаточным раскреплением сжатого пояса из плоскости изгиба, замкнутые и сплошные профили, как правило, не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба.
- (3) Расчетная несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба для балок, не раскрепленных из плоскости изгиба, определяется выражением:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}},$$

где:

W_y соответствующий момент сопротивления сечения, определяемый следующим образом:

$W_y = W_{pl,y}$ для поперечных сечений Классов 1 и 2;

$W_y = W_{el,y}$ для поперечных сечений Класа 3;

χ_{LT} понижающий коэффициент для потери устойчивости плоской формы изгиба.

6.3.2.2 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба - общий случай

6.3.2.2(1)
и
Формула (6.56)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (1) Если не указано иного (см. 6.3.2.3), для изгибаемых элементов постоянного сечения значение χ_{LT} , соответствующее условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$, определяется по формуле:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ но } \chi_{LT} \leq 1,$$

где:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right];$$

α_{LT} коэффициент начальных несовершенств

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}},$$

W_y соответствующий классификации сечения момент сопротивления;

M_{cr} критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии.

Примечание к
6.3.2.2(2), Таблица
6.3
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (2) Значения коэффициента несовершенств α_{LT} даны в Таблице 6.4 и зависят от соответствующей кривой потери устойчивости согласно Таблице 6.5.

Значения α_{LT} приведены только в п. 6.3.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1. Подразумевается, что для пункта 6.3.2.3 нормативного документа принимаются такие же значения.

Таблица 6.4 Коэффициенты несовершенств для потери устойчивости плоской формы изгиба

Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
Коэффициент несовершенств α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Примечание к
6.3.2.2(2), Таблица
6.4
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- (3) Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости даны в Таблице 6.5.

Таблица 6.5 Рекомендации по выбору кривой потери устойчивости плоской формы изгиба

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d
Другие сечения	-	d

6.3.2.3 Кривые потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных и эквивалентных им сварных профилей

Вариант согласно п. 6.3.2.2 – общий случай, может быть применен для всех типов сечений, включая прокатные, и в отличие от п. 6.3.2.3, он также может быть применен к нестандартным типам сечений. Например, для сварных балок, больших размеров, чем стандартные прокатные сечения.

В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 не приведено выражение для определения критического момента потери устойчивости плоской формы изгиба M_{cr} . В настоящей публикации приводятся два метода определения M_{cr} . Для случаев, где эти методы не применимы, критический момент следует определять по результатам численных расчетов соответствующей конечно-элементной модели либо использовать другие методы, например, упрощенный, приведенный в пункте 6.3.2.4.

Метод 1

Данный метод подходит для однопролетных балок и консолей постоянного сечения из профилей, симметричных относительно оси изгиба, с различными условиями закрепления на концах, в которых нагрузки приложены к центру изгиба и не вызывают кручение и дестабилизацию. В таком случае критический изгибающий момент в упругой стадии равен:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}},$$

где:

E и G соответственно модуль упругости и модуль сдвига материала;

I_z , I_t , I_w геометрические характеристики сечений;

L геометрическая длина элемента;

k коэффициент расчетной длины при потере устойчивости плоского изгиба согласно Приложению Е;

C_1 коэффициент, зависящий от эпюры распределения изгибающих моментов – см. Таблицу 6.6.

Метод 2

В качестве альтернативного варианта расчета M_{cr} , а следовательно $\bar{\lambda}_{LT}$, значение $\bar{\lambda}_{LT}$ допускается рассчитывать напрямую согласно нижеприведенной методике.

Этот метод применим для однопролетных балок и консолей из двутавров и швеллеров с различными условиями закрепления на концах, при отсутствии действия дестабилизирующих нагрузок. Для таких случаев условная гибкость определяется выражением:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} U V \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w},$$

где:

$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$ коэффициент, зависящий от эпюры распределения изгибающих моментов, который в запас надежности может приниматься равным 1.0 или, при отсутствии дестабилизирующих нагрузок, приниматься согласно Таблице 6.6;

U характеристика сечения, которая может быть представлена в справочных таблицах или в запас надежности быть принята равной 0.9;

V параметр, зависящий от гибкости, и для симметрических прокатных профилей, а также в случае отсутствия дестабилизирующих нагрузок может быть в запас надежности принятым равным 1.0:

$$V = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\lambda_z}{h/t_f} \right)^2}}.$$

В запас надежности произведение UV может быть принято равным 0.9.

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z},$$

k коэффициент расчетной длины при потере устойчивости плоской формы изгиба согласно Приложению Е, который в запас надежности может приниматься равным 1.0 для балок, раскрепленных от кручения на обоих концах. При наличии определенных дополнительных условий раскрепления, коэффициент k может быть меньше 1.0 - см. Приложение Е, Раздел Е.1. Значения коэффициента k для консолей - см. Раздел Е.3.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1},$$

L расстояние между точками раскрепления элемента из плоскости изгиба;

λ_1 приведено в 6.3.1.2(2);

β_w параметр, учитывающий классификацию поперечного сечения, равный 1.0 для Классов сечения 1 и 2 и $\beta_w = W_{el,y}/W_{pl,y}$ для Класса сечения 3.

В запас надежности β_w допускается принимать равным 1.0.

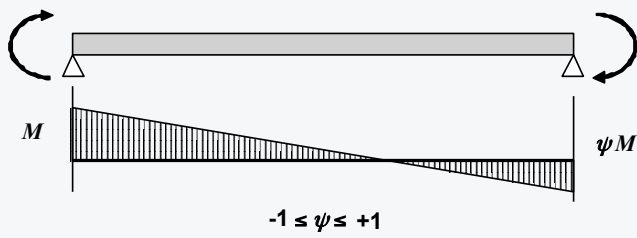
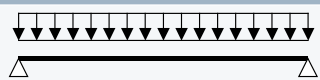
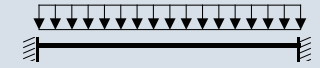
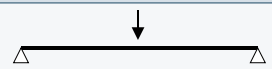
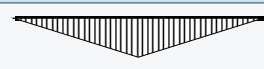
Если перерезывающее усилие превышает 50% соответствующей несущей способности, это необходимо учитывать снижением предела текучести.

В наиболее простой форме для горячекатаных двутавров с двумя осями симметрии, раскреплением сжатой полки на обоих концах рассматриваемого участка и не подверженных дестабилизирующим нагрузкам, значение условной гибкости составляет:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/i_z}{104,3\varepsilon}.$$

При дестабилизирующих нагрузках в выражение $\bar{\lambda}_{LT}$ нужно вводить коэффициент D - см. Приложение Е, Раздел Е.1. Значения D приведены в Разделах Е.1 и Е.3.

Таблица 6.6 Значения $\frac{1}{\sqrt{C_1}}$ и C_1 для различных распределений изгибающих моментов (нагрузки - не дестабилизирующие)

Нагрузка концевыми моментами		ψ	$\frac{1}{\sqrt{C_1}}$	C_1
 $-1 \leq \psi \leq +1$		+1.00	1.00	1.00
		+0.75	0.92	1.17
		+0.50	0.86	1.36
		+0.25	0.80	1.56
		0.00	0.75	1.77
		-0.25	0.71	2.00
		-0.50	0.67	2.24
		-0.75	0.63	2.49
		-1.00	0.60	2.76
Поперечная нагрузка по длине				
			0.94	1.13
	 $\frac{2}{3}$ $\frac{1}{3}$		0.62	2.60
			0.86	1.35
			0.77	1.69

- (4) Значение понижающего коэффициента устойчивости χ_{LT} для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ может приниматься по Рисунку 6.1.

Альтернативно значения могут определяться по Таблице 6.7.

Таблица 6.7 Понижающий коэффициент для потери устойчивости плоской формы изгиба χ_{LT}

$\bar{\lambda}_{LT}$	Прокатные двутавры		Сварные двутавры		Другие сечения
	$h/b \leq 2$	$h/b > 2$	$h/b \leq 2$	$h/b > 2$	
0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96
0.30	0.98	0.96	0.95	0.92	0.92
0.35	0.97	0.95	0.92	0.89	0.89
0.40	0.95	0.93	0.90	0.85	0.85
0.45	0.94	0.91	0.87	0.81	0.81
0.50	0.92	0.88	0.84	0.78	0.78
0.55	0.91	0.86	0.81	0.74	0.74
0.60	0.89	0.84	0.79	0.71	0.71
0.65	0.87	0.81	0.76	0.68	0.68
0.70	0.85	0.78	0.72	0.64	0.64
0.75	0.82	0.75	0.69	0.61	0.61
0.80	0.80	0.72	0.66	0.58	0.58
0.85	0.77	0.69	0.63	0.55	0.55
0.90	0.73	0.66	0.60	0.52	0.52
0.95	0.70	0.63	0.57	0.49	0.49
1.00	0.67	0.60	0.54	0.47	0.47
1.05	0.63	0.57	0.51	0.44	0.44
1.10	0.60	0.54	0.48	0.42	0.42
1.15	0.56	0.51	0.46	0.40	0.40
1.20	0.53	0.48	0.43	0.38	0.38
1.25	0.50	0.45	0.41	0.36	0.36
1.30	0.47	0.43	0.39	0.34	0.34
1.35	0.44	0.40	0.37	0.32	0.32
1.40	0.42	0.38	0.35	0.31	0.31
1.45	0.39	0.36	0.33	0.29	0.29
1.50	0.37	0.34	0.31	0.28	0.28
1.60	0.33	0.31	0.28	0.25	0.25
1.70	0.30	0.28	0.26	0.23	0.23
1.80	0.27	0.25	0.23	0.21	0.21
1.90	0.24	0.23	0.21	0.19	0.19
2.00	0.22	0.21	0.20	0.18	0.18
2.50	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12
3.00	0.10	0.10	0.10	0.09	0.09

6.3.2.4 Упрощенный метод для раскрепленных балок в зданиях и сооружениях

- (1) Балки с отдельными раскреплениями сжатой полки из плоскости не теряют устойчивости плоской формы изгиба, если длина L_c между раскреплениями или соответствующая гибкость $\bar{\lambda}_y$ эквивалентной сжатой полки удовлетворяет требованию:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}},$$

где:

$M_{y,Ed}$ максимальное значение изгибающего момента между раскреплениями;

$M_{c,Ed} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$, где W_y соответствует сжатому поясу;

λ_1 приведено в 6.3.1.2(2);

k_c поправочный коэффициент согласно Таблице 6.6 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, который в запас надежности может приниматься равным 1.0;

$i_{f,z}$ радиус инерции эквивалентной сжатой полки, которая состоит собственно из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части стенки, относительно оси перпендикулярной полке:

$$\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0.1 = 0.4 + 0.1 = 0.5.$$

С учетом всех упрощений условие можно записать в следующем виде:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{L_c / i_{f,z}}{47 \varepsilon} \leq \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}.$$

6.3.3 Сжато-изогнутые элементы постоянного сечения

Данный метод применим, когда выполняются следующие условия:

- рассматриваются элементы постоянного поперечного сечения;
- поперечное сечение элемента имеет две оси симметрии;
- элемент не склонен к потере устойчивости формы сечения (как, например, склонны тонкостенные профили).

Метод разделяет сечения, склонные и не склонные к деформациям кручения, и предлагает для них различные методы определения коэффициентов взаимодействия.

6.3.3(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

- Для элементов стержневых систем проверка устойчивости может выполняться рассмотрением отдельных однопролетных элементов, вырезанных из схемы. Должны учитываться эффекты 2-го порядка от перекоса системы (P-Δ); либо приложением концевых моментов, либо соответствующей расчетной длиной относительно каждой оси для расчета на общую устойчивость.

6.3.3(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-1

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1;$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1.$$

Преобразовано из
Формул (6.61)
и (6.62)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

Вышеприведенные формулы получены преобразованием выражений для критериев из Раздела 6.3.3(4) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Тут:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ расчетные значения соответственно сжимающего усилия и максимальных моментов относительно осей y-y и z-z в элементе;

$N_{b,y,Rd}$ и $N_{b,z,Rd}$ расчетные значения несущей способности по устойчивости относительно главных осей в соответствии с 6.3.1.1 (2);

$M_{b,Rd}$ расчетная несущая способность по потере устойчивости плоской формы изгиба в соответствии с 6.3.2.1(3);

$$M_{cb,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ для сечений Классов 1 и 2,}$$

$$= \frac{W_{el,z} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ для сечений Классов 3;}$$

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ коэффициенты взаимодействия, которые могут быть определены по Приложению А или В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1.

Приложение В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 рекомендовано в качестве упрощенного подхода к ручному расчету. Использование любого из приложений допускается Национальным приложением.

В некоторых случаях для предварительного расчета допускается принимать значения коэффициентов взаимодействия k в запас надежности. Приведенная таблица дает максимальные значения, основанные на Приложении В ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, и предполагает использование для чувствительных к закручиванию поперечных сечений (к примеру, не трубчатого, а открытого сечения).

Коэффициент взаимодействия	Максимальные значения	
	Класс 3	Классы 1 и 2
k_{yy}	$C_{my} \times 1.6$	$C_{my} \times 1.8$
k_{yz}	k_{zz}	$0.6 \times k_{zz}$
k_{zy}	1.0	1.0
k_{zz}	$C_{mz} \times 1.6$	$C_{mz} \times 2.4$

Выражения для расчета коэффициентов взаимодействия даны в Приложении D данной публикации. В качестве альтернативы Приложение D также содержит набор графиков, по которым можно определить коэффициенты взаимодействия. Использование графиков требует значения условной гибкости λ и коэффициента использования, например,

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right).$$

6.4 Несущая способность стенок при действии локальных нагрузок

6.4.1 Общие положения

6.1(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

(1) Стенки прокатных и сварных балок при действии локальных нагрузок должны проверяться на несущую способность по критерию 6.4.2 при условии, что сжатый пояс имеет достаточное раскрепление.

6.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

(2) Нагрузки могут прикладываться следующим образом:

- через пояс с передачей на стенку - см. Рисунок 6.2(a);
- через один из поясов с передачей его напрямую через стенку непосредственно на другой пояс - см. Рисунок 6.2 (b);
- через пояс на неподкрепленном элементе жесткости конце элемента - см. Рисунок 6.2 (c).

Основано на 6.6(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

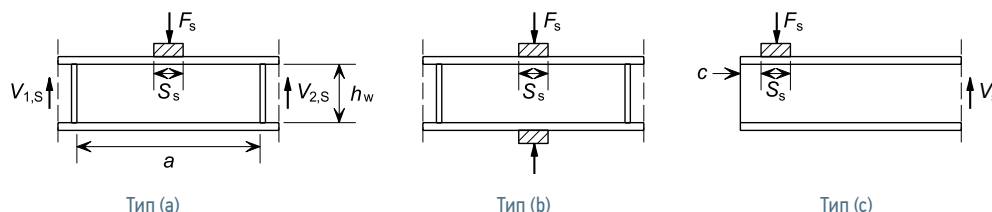


Рисунок 6.2 Варианты приложения нагрузки

- (3) Стенку, воспринимающую локальную нагрузку, следует проверять по формуле:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1.0,$$

где:

F_{Ed} расчетное значение локальной нагрузки;

F_{Rd} расчетная несущая способность стенки по потере местной устойчивости от действия локальной нагрузки (см. 6.4.2).

6.4.2 Расчетная несущая способность

- (1) Для неподкрепленных и подкрепленных элементами жесткости стенок несущая способность по местной устойчивости от действия локальной силы должна приниматься равной:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}},$$

где:

f_{yw} предел текучести стенки;

t_w толщина стенки;

L_{eff} расчетная длина участка стенки, воспринимающего локальную силу:

$$L_{eff} = \chi_F l_y,$$

где:

χ_F понижающий коэффициент, учитывающий потерю стеной местной устойчивости - см. 6.4.4;

l_y эффективная длина приложения нагрузки, соответствующая жесткому опиранию - см. 6.4.5.

6.4.3 Длина жесткого опирания

- (1) Длина жесткого опирания s_s на пояс должна приниматься как расстояние, на которое эффективно распределяется нагрузка при угловом соотношении 1:1 - см. Рисунок 6.3. Однако s_s не может приниматься больше, чем h_w , а там, где нагрузка прикладывается в точку под углом к конструкции, s_s должно приниматься равным нулю.

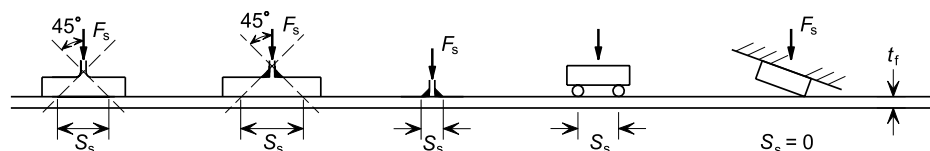


Рисунок 6.3 Длина жесткого опирания

- (2) Если несколько отдельных сосредоточенных усилий расположены рядом, должны выполняться как отдельные проверки на каждое из усилий, так и проверка на суммарную нагрузку со значением s_s , равным расстоянию между крайними точками приложения нагрузок.

6.4.4 Коэффициент уменьшения эффективной длины приложения нагрузки при определении несущей способности

- (1) Понижающий коэффициент χ_F рассчитывается по формуле:

$$\chi_F = \frac{0.5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1.0.$$

где:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}};$$

$$F_{cr} = 0.9 k_F E \frac{t_w^3}{h_w}.$$

6.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

6.3(1), 6.3(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

6.3(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

6.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

6.4(2) и формулы из
Рисунка 6.1
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(2) Для стенок без продольных ребер k_F должен определяться по формулам:

Тип (а) $k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2;$

Тип (b) $k_F = 3.5 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2;$

Тип (с) $k_F = 2 + 6 \left(\frac{s_s + c}{h_w} \right)^2 \leq 6.$

В соответствии с пунктами Национального приложения НБ 2.5.1 и НБ 2.5.2 для элементов с продольными ребрами k_F в случаях (b) и (с) определяется аналогично, а для случая (а) может применяться по формуле для Типа (а) в запас надежности..

6.4.5 Эффективная длина приложения нагрузки

Основано на 6.5
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(1) Эффективная длина приложения нагрузки l_y рассчитывается следующим образом:

а) для случаев опираний типов (а) и (b) по Рисунку 6.2 l_y определяется по формуле:

$$l_y = s_s + 2t_f \left(1 + \sqrt{m_1 + m_2} \right),$$

но не более расстояния между ближайшими поперечными ребрами;

б) для случая опирания типа (с) согласно Рисунку 6.2 l_y определяется как меньшее из значений, рассчитанных по формуле выше и по выражениям:

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{\frac{m_1}{2} + \left(\frac{l_e}{t_f} \right)^2 + m_2};$$

$$l_y = l_e + t_f \sqrt{m_1 + m_2},$$

где:

$$l_e = \frac{k_F E t_w^2}{2 f_{yw} h_w} \leq s_s + c.$$

6.5(1)
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(2) Безразмерные параметры m_1 и m_2 рассчитываются как:

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w},$$

где b_f – это ширина пояса, которая в случае коробчатых сечений ограничивается размером $15\epsilon t_f$ с каждой стороны стенки;

$$m_2 = 0.02 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2, \text{ если } \bar{\lambda}_F > 0.5,$$

$$m_2 = 0, \text{ если } \bar{\lambda}_F \leq 0.5.$$

6.4.6 Опорные ребра

9.4(1)
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(1) Если расчетная несущая способность неподкрепленной стенки недостаточна для передачи усилия, необходимо предусматривать поперечные ребра жесткости.

9.1(3)
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(2) При проверке устойчивости сечения ребра его площадь может приниматься равной площади брутто с учетом включающихся в работу участков стенки длиной по $15\epsilon t$, но не более, чем действительные размеры в стороны от ребра, см. Рисунок 6.4.

Вышеуказанное правило в ДСТУ-НБ EN 1993-1-5, 9.1(3) применимо и к отдельному одностороннему ребру (для предотвращения потери местной устойчивости при сдвиге) и к двусторонним ребрам (для передачи поперечных нагрузок). В настоящей публикации описываются только двусторонние ребра из одиночных пластин, как показано на Рисунке 6.4.

9.4(2)
ДСТУ-НБ
EN 1993-1-5

(3) Несущая способность по устойчивости из плоскости поперечного ребра под действием **поперечного усилия и локальной нагрузки** определяется согласно критериям Пункта 6.3.3 для кривой потери устойчивости. В случае, когда оба торца ребра считаются раскрепленными, его расчетная длина при-

нимается не менее $0.75h_w$. Более высокое значение расчетной длины принимается для случая менее жесткого закрепления торцов. Если в элементах жесткости есть вырезы со стороны приложения нагрузки, должна выполняться проверка несущей способности этого участка.

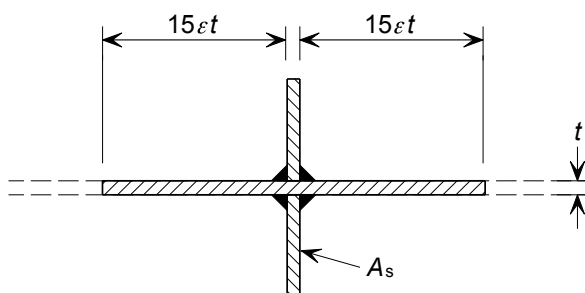


Рисунок 6.4 Эффективная площадь ребра

6.5 Проверка местной устойчивости стенок элементов при действии поперечных сил

6.5.1 Общие положения

- (1) Для пластин без элементов жесткости из сталей до S460 включительно, с отношением

$$\frac{h_w}{t} > 60\varepsilon$$

(см. Пункт 6.2.6 (4)), должна проводиться проверка по потере местной устойчивости от перерезывающих усилий, а на опорах должны предусматриваться поперечные элементы жесткости.

- (2) Для стенок элементов из сталей до S460 как с элементами жесткости, так и без них, расчетная несущая способность по потере местной устойчивости от сдвига определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{1,2 \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}},$$

где:

$V_{bw,Rd}$ составляющая часть несущей способности, обеспечиваемая стенкой;

$V_{bf,Rd}$ составляющая часть несущей способности, обеспечиваемая поясами.

- (3) Проверку несущей способности выполняют по формуле:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0.$$

6.5.1 Составляющая, обеспечиваемая стенкой

- (1) Составляющая часть несущей способности, обеспечиваемая стенкой, определяется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}.$$

- (2) Коэффициент учета потери местной устойчивости стенки при сдвиге χ_w определяется по Таблице 6.8.

Таблица 6.8 Коэффициент учета потери местной устойчивости стенки при сдвиге

Поперечное сечение	Жесткая опорная часть	Гибкая опорная часть
$\bar{\lambda}_w < 0,69$	1,2	1,2
$0,69 \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

5.1(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

5.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

5.5(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

5.2(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

5.3(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-5

- (3) Условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}},$$

где:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{h_w} \right)^2 k_\tau - \text{критическое касательное напряжение.}$$

- (4) Для пластин с жесткими поперечными ребрами и без продольных ребер коэффициент k_τ определяется по формулам:

$$k_\tau = 5,34 + 4,0 (h_w / a)^2, \text{ при } a / h_w \geq 1;$$

$$k_\tau = 4,0 + 5,34 (h_w / a)^2, \text{ при } a / h_w < 1;$$

где a - длина отсека, то есть расстояние между поперечными ребрами.

Значения k_τ для других случаев – см. Приложение А, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5. Стенки, подкрепленные продольными ребрами жесткости, в данной публикации не рассматриваются.

6.5.3 Составляющая, обеспечиваемая поясами

- (1) Если пояса не полностью используются изгибающим моментом ($M_{Ed} < M_{f,Rd}$), составляющую несущей способности, обеспечиваемую поясами, можно рассчитать по формуле:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right),$$

где:

b_f и t_f принимаются для пояса, имеющего меньшую прочность при действии осевого усилия, и при этом b_f принимается из расчета не более $15\epsilon t_f$ с каждой стороны от стенки;

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$ расчетное значение несущей способности поперечного сечения поясов по изгибающему моменту.

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right)$$

- (2) Если в сечении дополнительно действует продольное усилие N_{Ed} , то значение $M_{f,Rd}$ уменьшают, используя коэффициент:

$$\left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}} \right),$$

где A_{f1} и A_{f2} соответственно площади верхнего и нижнего поясов.

6.5.4 Совместное действие усилий

- (1) Если $V_{Ed} / V_{bw,Rd} > 0,5$ при совместном действии в сечении перерезывающего усилия, изгибающего момента и продольной силы, необходимо проводить дополнительную проверку по формуле:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot \left(2 \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} - 1 \right)^2 \leq 1,0.$$

Проверка не выполняется в двух случаях: когда $V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0,5$, снижение несущей способности не требуется, и когда $N_{Ed} \leq M_{f,Rd}$, считается, что весь момент воспринимается поясами, а стенка работает на срез.

- (2) Если на сжатый пояс балки действует локальная сосредоточенная нагрузка, изгибающий момент и продольное усилие, необходимо проводить дополнительную проверку по формуле:

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} + 0,8 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \right) \leq 1,4 \text{ для сечений классов 1,2 и 3.}$$

6.6 Решетчатые конструкции

6.6.1 Общие положения

5.1.5(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-8
ВВ.1.1(1)В ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Распределение осевых усилий в фермах можно рассчитывать, предполагая шарнирное сопряжение стержней в узлах.
- (2) Расчетную длину поясов и элементов решетки ферм из плоскости L_{cr} допускается применять равной конструктивной длине L , если уменьшение данного значения не подтверждено расчетом.

Расчетная длина элементов верхнего или нижнего пояса в плоскости должна быть принята как расстояние между узлами элементов решетки, а длина из плоскости – как расстояние между прогонами или продольными связями. При этом должно выполняться условие, что связи крепятся надлежащим образом и образуют необходимую связевую систему.

ВВ.1.1(2)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (3) Расчетная длина L_{cr} поясов двутаврового сечения может приниматься равной не менее $0.9L$ в плоскости и $1.0L$ из плоскости, если уменьшение данного значения не подтверждено расчетом.

ВВ.1.1(3)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (4) Элементы решетки могут рассчитываться на устойчивость в плоскости с использованием расчетной длины менее геометрической, если пояса обеспечивают необходимое раскрепление, а соединения – соответствующую фиксацию (при болтовом соединении – не менее 2-х болтов).

ВВ.1.1(4)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (5) При выполнении указанных условий в решетчатых конструкциях, в общем случае расчетную длину элементов решетки L_{cr} в их плоскости допускается принимать равной $0.9L$, кроме элементов из уголков – см. 6.6.2.

Основано на 6.4.4
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (6) Для обеспечения совместной работы сжатых элементов составного сечения на планках (см. Рисунок 6.5) расстояние между планками должно удовлетворять требованиям Таблицы 6.9.

Таблица 6.9 Максимальное расстояние между соединительными элементами составных сечений сжатых элементов

Тип составного элемента	Максимальный шаг между осями планок
Элементы Типов (1)–(4) согласно Рисунку 6.5, которые соприкасаются или соединены через планки болтами или на сварке	$15i_{min}$
Элементы Типа (5) согласно Рисунку 6.5, которые соединены парами планок на болтах или сварке	$70i_{min}$

i_{min} – минимальный радиус инерции одного пояса или уголка

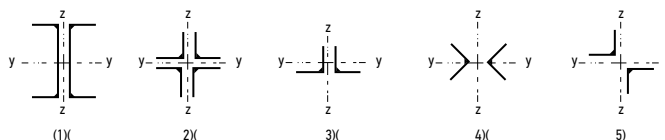


Рисунок 6.5 Составные сечения с прокладками

6.6.2 Решетки из одиночных уголков

ВВ.1.2(1)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) При условии, что пояса обеспечивают необходимое раскрепление, а соединения – соответствующую фиксацию (при болтовом соединении – не менее 2-х болтов) элементов решетки из одиночных уголков, допускается пренебречь эксцентриситетами и жесткостью узлов и рассчитывать элементы решетки как центрально-сжатые. Эффективную гибкость $\bar{\lambda}_{eff}$ в таком случае можно определить по формулам:

$$\bar{\lambda}_{eff,v} = 0,35 + 0,7\lambda_v \quad \text{для расчета относительно оси } v-v,$$

$$\bar{\lambda}_{eff,y} = 0,50 + 0,7\lambda_y \quad \text{для расчета относительно оси } y-y,$$

$$\bar{\lambda}_{eff,z} = 0,50 + 0,7\lambda_z \quad \text{для расчета относительно оси } z-z,$$

где

$\bar{\lambda}$ определяется в соответствии с 6.3.1.2.

(ВВ.1)
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

ВВ.1.2(2)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (2) Если элементы решетки в узле крепятся только одним болтом в соответствии с 6.2.8 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1, должен учитываться эксцентриситет, а расчетная длина L_{cr} приниматься равной геометрической длине L .

6.6.3 Решетки из замкнутых профилей

ВВ.1.3(1)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (1) Расчетную длину L_{cr} поясов из профилей замкнутого сечения можно принимать равной не менее $0,9L$ 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 точками поперечного раскрепления, если уменьшение данных значений не обосновано соответствующим расчетом.

ВВ.1.3(2)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (2) 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.

ВВ.1.3(3)В
ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1

- (3) Для ферм из профилей замкнутого сечения с параллельными поясами, в которых отношение диаметров или ширин элементов решетки и поясов $\beta < 0,6$, расчетную длину L_{cr} стержня решетки можно принимать равной не менее $0,75L$. Это допустимо, только если элемент решетки приваривается по периметру к поясам из замкнутых профилей и в нем не выполняются подрезки или сплющивание торцов. Дополнительное уменьшение данного значения должно быть обосновано соответствующим расчетом.

РАЗДЕЛ 7. ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

7.1 Общие положения

А1.4.2(2)
ДСТУ-Н Б EN 1990
и 7.2 ДСТУ-Н Б
EN 1993-1-1
НБ.2.10 (1)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (1) Критерии эксплуатационной пригодности должны определяться для каждого проекта и утверждаться заказчиком.
- (2) Эксплуатационная пригодность относительно допустимых прогибов и перемещений формулируется, исходя из следующих условий:
 - а) технологических (обеспечения нормальных условий эксплуатации оборудования и приборов);
 - б) конструктивных (обеспечение целостности конструкций и узлов, сохранение заданных уклонов);
 - в) физиологических (обеспечения комфорта людей и надлежащих условий работы);
 - г) эстетико-психологических (обеспечение надлежащего внешнего вида конструкций).

Комбинации нагрузок для предельного состояния по эксплуатационной пригодности и расчетные ситуации, в которых они применяются - см. Раздел 2.3.5 данной публикации.

7.2 Вертикальные перемещения

НБ.2.10 (2)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

- (1) Предельные значения вертикальных прогибов следует принимать по Таблице 7.1, если обоснованно не указаны более жесткие требования.

Таблица 7.1 Вертикальные предельные перемещения элементов конструкций

Таблица НБ.2.6
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы $f_{\text{л}}$
1 Балки, фермы ригели, прогоны, плиты, настилы (включая поперечные ребра плит и настилов):		
а) покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете L , м:	Эстетико-психологические	
$L \leq 1$		$L / 120$
$L = 3$		$L / 150$
$L = 6$		$L / 200$
$L = 24$ (12)		$L / 250$
$L \geq 36$ (24)		$L / 300$
б) покрытий и перекрытий при наличии перегородок под ними	Конструктивные	$L / 300$
в) покрытий и перекрытий при наличии на них элементов, подверженных растрескиванию (стяжек, полов, перегородок)	Конструктивные	$L / 150$
с) покрытий и перекрытий при наличии тельферов (талей), подвесных кранов, управляемых:	Технологические Физиологические	
с пола		$L / 300$ или $a / 150$ (меньшее из двух)
из кабины		$L / 400$ или $a / 200$ (меньшее из двух)
д) перекрытий, подверженных действию: перемещаемых грузов, материалов, узлов и элементов оборудования и других подвижных нагрузок (в том числе при безрельсовом напольном транспорте):	Физиологические и технологические	
нагрузок рельсового транспорта:		$L / 350$
узкоколейного		$L / 400$
ширококолейного		$L / 500$

Элементы конструкций	Предъявляемые требования	Вертикальные предельные прогибы f_u
2 Элементы лестниц (марши, площадки, косоуры), балконов, лоджий	Эстетико-психологические	То же, что и в поз.1,а
3 Плиты перекрытий, лестничные марши и площадки, прогибу которых не препятствуют смежные элементы	Физиологические	0,7 мм
4 Перемычки и навесные стеновые панели над оконными и дверными проемами (ригели и прогоны остекления)	Конструктивные	$L/200$
	Эстетико-психологические	То же, что и в поз. 1,а
Обозначения, принятые в таблице: L – расчетный пролет элемента конструкции; a – шаг балок или ферм, к которым крепятся подвесные крановые пути. Примечание 1. Для консолей следует вместо L принимать удвоенный ее вылет. Примечание 2. Для промежуточных значений L в поз. 2 предельные значения следует определять линейной интерполяцией. Примечание 3. В поз. 1,а цифры, данные в скобках, следует принимать при высоте помещений до 6 м включительно. Примечание 4. Прогибы стропильных конструкций при наличии подвесных крановых путей (поз. 1,д) следует принимать как разность между прогибами смежных стропильных конструкций.		

- (2) Предельные прогибы элементов перекрытий (балок, ригелей, плит), лестниц, балконов, лоджий, помещений жилых и гражданских зданий, а также бытовых помещений производственных зданий, исходя из физиологических требований, следует определять по формуле:

$$f_u = \frac{g(p + p_1 + q)}{30n^2(bp + p_1 + q)},$$

где:

- g ускорение свободного падения;
- p эксплуатационное значение удельной нагрузки от людей, которые создают колебания, принимается по Таблице 7.2;
- p_1 значение удельной нагрузки на перекрытие;
- q эксплуатационное значение удельной нагрузки от веса рассчитываемого элемента и конструкций, которые на него опираются, кПа;
- n частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимается по Таблице 7.2;
- b коэффициент, принимается по Таблице 7.2.

Таблица 7.2 Параметры нагрузок от людей

Категория помещения	p , кПа	p_1 , кПа	n , Гц	B
Категории А, В (кроме классных и бытовых помещений) Категории Н, которые не используются для отдыха	0,25	Принимается по ДСТУ-НБ EN 1991-1-1 (Раздел 3.5.2 данной публикации)	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Категории В – классные и бытовые Категории С и D (кроме танцевальных залов) Категории Н с возможным скоплением людей	0,5	Принимается по ДСТУ-НБ EN 1991-1-11 (Раздел 3.5.2 данной публикации)	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha paL}}$
Танцевальные залы	1,5	0,2	2,0	50
Обозначения, принятые в таблице: Q – вес одного человека принимается равным 0,8 кН (80 кгс); α – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме; $\alpha = 0,5$ – в других случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам); a – шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м; L – расчетный пролет элемента конструкции, м.				

НБ.2.10 (4)
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Таблица НБ.2.8
Национальное
приложение
ДСТУ-Н Б
EN 1990

Основано на
НБ.2.10 (5)
Национального
приложения
ДСТУ-Н Б
EN 1990

A1.4.4(1)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

A1.4.4(2)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

A1.4.4(3)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

A1.4.4(4)
ДСТУ-Н Б
EN 1990

7.3 Горизонтальные перемещения

- (1) Предельные горизонтальные перемещения каркасных зданий, которые ограничиваются исходя из конструктивных требований (обеспечение целостности заполнения стен, перегородок, оконных проемов и дверных элементов), следует принимать согласно Таблице 7.3, если обоснованно не указаны более жесткие требования.

Таблица 7.3 Предельные горизонтальные перемещения

Здания, стены и перегородки	Крепление стен и перегородок к каркасу здания	Предельное перемещение f_u
1 Многоэтажные здания	Любое	$h/500$
2 Один этаж многоэтажных зданий	Податливое	$h_s/300$
а) стены и перегородки из кирпича, гипсокартона, железобетонных панелей	Жесткое	$h_s/500$
б) стены, облицованные естественным камнем, из керамических блоков, из стекла (фасадные системы)	Жесткое	$h_s/700$
3 Одноэтажные здания (с самонесущими стенами) высотой этажа h_s , м:	Податливое	
$h_s \leq 6$		$h_s/150$
$h_s = 15$		$h_s/200$
$h_s \geq 30$		$h_s/300$
Обозначения, принятые в таблице: h – высота многоэтажных зданий, равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля покрытия; h_s – высота этажа в одноэтажных зданиях, равная расстоянию от верха фундамента до низа стропильных конструкций; в многоэтажных зданиях: для нижнего этажа – равная расстоянию от верха фундамента до оси ригеля перекрытия; для остальных этажей – равная расстоянию между отметками ригелей перекрытий.		
Примечание 1. Для промежуточных значений h_s (поз. 3) горизонтальные предельные перемещения следует определять линейной интерполяцией. Примечание 2. К податливым креплениям относятся крепления стен или перегородок к каркасу, не препятствующие смещению каркаса (без передачи на стены или перегородки усилий, способных вызвать повреждения конструктивных элементов); к жестким – крепления, препятствующие взаимным смещениям каркаса, стен и перегородок.		

- (2) Предельные горизонтальные перемещения стоек и ригелей фахверка, а также навесных стеновых панелей от ветровой нагрузки, которые ограничиваются из конструктивных требований, следует принимать равными $l/200$, где L – расчетный пролет стоек или панелей.

7.4 Динамический расчет

- (1) Для достижения удовлетворительных параметров каркасов зданий, сооружений и их частей в отношении возможных вибраций следует выполнять дополнительные проверки по эксплуатационной пригодности согласно следующим критериям:

- комфорт пользователей;
- функциональная пригодность конструкции или ее частей, например, образование трещин, повреждение облицовки, чувствительность содержимого здания к вибрациям.

Иные возможные критерии и требования следует согласовывать с заказчиком в каждом отдельном случае.

- (2) Для обеспечения эксплуатационной пригодности по критерию устойчивости к вибрациям собственная частота колебаний конструкции или ее части должна быть выше частот возбуждаемых источниками колебаний, значения которых согласовываются с заказчиком и/или компетентным ведомством.

- (3) Если частоты собственных колебаний конструкции ниже соответствующих значений, должен проводиться более подробный расчет на динамические воздействия, включая рассмотрение мероприятий по гашению колебаний.

Более подробные указания – см. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1, ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4.

- (4) Возможными источниками колебаний, которые необходимо учитывать, являются шаги, синхронное движение людей, машин и подземного транспорта, а также работа механизмов и ветровые нагрузки. Эти и другие возможные источники должны указываться для каждого проекта и согласовываться с заказчиком.

РАЗДЕЛ 8. СОЕДИНЕНИЯ

Расчет узлов и соединений изложен в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Узел – область пересечения двух или более элементов. При расчете узлом является группа всех основных компонентов, необходимых для описания работы по передаче действующих внутренних сил и моментов между соединенными элементами. Например, узел соединения балки с колонной состоит из участка стенки колонны и одного (при односторонней конфигурации узла) или двух (при двусторонней конфигурации узла) соединений.

Соединение – место, в котором крепятся две или более детали. При расчете соединением называется группа основных компонентов, необходимых для описания работы по передаче внутренних сил и моментов.

8.1 Основные требования к расчету соединений

8.1.1 Общие положения

- (1) Все соединения должны обеспечивать такую несущую способность, чтобы конструкция удовлетворяла всем основным требованиям Раздела 2.1.
- (2) Частные коэффициенты надежности (γ_{M_i}) для расчета узлов даются в Таблице 8.1.

Таблица 8.1 Частные коэффициенты надежности для расчета узлов

Несущая способность элементов и поперечных сечений	$\gamma_{M0} = 1.0$ $\gamma_{M1} = 1.0$ $\gamma_{M2} = 1.25$ по ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
Несущая способность болтов	$\gamma_{M2} = 1.25$
Несущая способность сварных швов	
Несущая способность пластин на смятие	
Несущая способность фрикционных соединений:	$\gamma_{M3} = 1.25$ $\gamma_{M3,ser} = 1.1$
В предельном состоянии по несущей способности (Категория С)	
В предельном состоянии по эксплуатационной пригодности (Категория В)	
Несущая способность узлов ферм из замкнутых профилей	$\gamma_{M5} = 1.0$
Предварительное натяжение высокопрочных болтов	$\gamma_{M7} = 1.1$

8.1.2 Действующие в узлах усилия

- (1) Усилия и моменты, прикладываемые к узлам при расчете предельных состояний по несущей способности, должны определяться в соответствии с положениями Разделов 2.4. и 5.

8.1.3 Несущая способность узлов

- (1) Несущую способность узла следует определять исходя из несущих способностей отдельных его компонентов.
- (2) Если в соединениях, работающих на сдвиг, используются соединительные элементы различных жесткостей, то расчетное усилие должно восприниматься наиболее жесткими из них.

8.1.4 Расчетные предположения

- (1) Узлы должны рассчитываться на основании реалистичных предположений о распределении внутренних усилий и моментов. Для этого применяются следующие основные предположения:

2.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

НБ 2.2
Национального
приложения
и
Таблица 2.1
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.3(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.4(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.4(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.5(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- а) Внутренние усилия, учитываемые в расчете, должны быть в равновесии с усилиями, приложенными к узлам.
- б) Каждый элемент узла должен иметь достаточную несущую способность для передачи внутренних усилий в узле.
- в) Деформации, вызываемые усилиями, не должны превышать предельных деформаций соединительных элементов, сварных швов и соединяемых деталей.
- г) Принятое распределение внутренних усилий должно быть реалистичным с точки зрения жесткостей в пределах узла.
- е) Деформации, предполагаемые любой расчетной схемой в упруго-пластической стадии, должны основываться на физически возможных перемещениях твердых тел.
- ф) Любая модель должна соответствовать результатам испытаний.

8.1.5 Узлы, подверженные удару, вибрациям и/или изменению нагрузки

Если в соединении возможно действие вибрации или подобных воздействий, которые могут привести к ослаблению крепления болтов, обычно применяются преднапряженные болты с мерами против раскручивания или сварка. Изменение ветровых нагрузок и полезных нагрузок на перекрытия допускается не считать основанием для применения таких специальных мероприятий.

8.1.6 Эксцентриситеты и соосность

- (1) В случае наличия эксцентриситетов в узлах, их необходимо рассчитывать на результирующие моменты и усилия, кроме отдельных типов конструкций, для которых можно обосновать отсутствие такой необходимости, например, ферм и труб (см. Раздел 8.2.2).

Инструкции касательно эксцентриситетов в соединениях из уголков и швеллеров (например, в фермах), когда болты не соосны с элементом, представлены в Разделе 2.7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

8.2 Расчет, классификация и моделирование

8.2.1 Статический расчет

- (1) Следует учитывать влияние характера работы узлов на распределение внутренних усилий, моментов и деформаций в конструкции, но им допускается пренебрегать, когда оно незначительно.
- (2) Чтобы установить, должно ли учитываться влияние работы узла на выполнение статического расчета, различают три типа упрощенных моделей узлов:
 - шарнирный, в котором можно допустить, что узел не передает изгибающий момент;
 - жесткий, когда допускается, что характер работы узла не влияет на расчет;
 - податливый, когда расчетом необходимо учитывать характер работы узла.
- (3) Соответствующая модель узла принимается согласно Таблице 8.2.

Таблица 8.2 Модели узлов

Метод расчета	Классификация узла	Тип модели узла
Упругий	Номинально шарнирный	Шарнирный
	Жесткий	Жесткий
	Податливый	Податливый

Вышеприведенная таблица является только частью Таблицы 5.1 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Она ограничена классификациями для расчета в упругой стадии, стандартного для наиболее распространенных типов каркасов. Статический расчет с учетом пластических деформаций данной публикацией не рассматривается.

2.7(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

5.1.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

5.1.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

5.1.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Таблица 5.1
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

8.2.2 Статический расчет ферм

5.1.5(2)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Распределение осевых усилий в фермах допускается рассчитывать из предположения, что элементы соединяются шарнирно.

5.1.5(3)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Дополнительными моментами в узлах, обусловленными их изгибной жесткостью, допускается пренебречь как при расчете элементов, так и при расчете узлов, если выполняется ряд требований.

Условия, при которых допускается пренебречь дополнительными моментами, требуют, чтобы замкнутые сечения соответствовали ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 (Раздел 7). Второе важное условие требует, чтобы отношение геометрической длины к высоте сечения в плоскости фермы не было менее определенных минимальных значений, которое для зданий может приниматься равным 6.

5.1.5(4)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (3) Моменты от поперечных нагрузок между узлами фермы должны учитываться в расчете элементов, к которым они приложены. Если выполняются условия (2), то:

- элементы решетки допускается считать шарнирно прикрепленными к поясам и не учитывать действие на них моментов от приложенных к поясам поперечных нагрузок;
- пояса ферм допускается рассчитывать как неразрезные балки с шарнирными примыканиями элементов решетки в узлах.

Раздел 5.1.5(6) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 содержит предельные значения для ферм из труб, которые определяют, когда допускается пренебрегать эксцентриситетами в узлах.

8.2.3 Классификация узлов

5.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Детали всех узлов должны соответствовать принятым в расчете предположениям без неблагоприятного воздействия на другие части конструкции.

5.2.1(2)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Узлы могут классифицироваться по их жесткости и по их прочности.

При расчете в упругой стадии узлы должны классифицироваться по их жесткости. Соответствующий расчет содержится в Разделе 5.1.2 нормативного документа. Также в Разделе 5.2.2.1(2) ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 содержится альтернативный подход к классификации.

5.2.2.1(2)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (3) Узел можно классифицировать на основе экспериментальных данных, опыта предыдущей удовлетворительной эксплуатации или по результатам расчетной модели, основанной на испытаниях.

8.3 Болтовые соединения

8.3.1 Общие положения

3.1.1(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Все болты, гайки и шайбы должны соответствовать стандартам по списку Раздела 4.2.1.

3.1.1(3)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (2) Пределы текучести f_{yb} и временные сопротивления f_{ub} для болтов классов 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 даны в Пункте 4.2.1(3). Эти значения в расчетах следует принимать как характеристические.

8.3.2 Болты с предварительным натяжением

3.1.2(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) В качестве предварительно напряженных болтов могут использоваться только болты классов прочности 8.8 и 10.9, которые соответствуют требованиям стандартов, указанных в Разделе 4.2.1, и с контролем натяжения по ДСТУ Б EN 1090-2.

8.3.3 Категории болтовых соединений

3.4.1(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Болтовые соединения, работающие на срез, следует по расчету относить к одной из таких категорий:

- Категория А: работающие на смятие;
- Категория В: фрикционные соединения, рассчитываемые по эксплуатационной пригодности;

Соединения Категории В не рассматриваются в национальных нормативных документах. Такие соединения могут применяться там, где при превышении нагрузками эксплуатационных значений допускается

сдвиговое перемещение в соединении. В условиях нормальной эксплуатации такое соединение работает как фрикционное, а для предельного состояния по несущей способности оно рассчитывается как работающее на смятие (Категория А) без учета фрикционной составляющей.

Описанные соединения могут применяться, например, в монтажных стыках без изгибающих моментов, где небольшое смещение не вызовет значительного увеличения рычажных усилий. Это может выполняться с целью уменьшить количество болтов в фрикционном соединении.

- Категория С: фрикционные соединения, рассчитываемые по несущей способности.

Кроме того, при соединении растянутых элементов следует проверять расчетную несущую способность поперечного сечения нетто в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий – см. 6.2.3.

Проверки указанных типов болтовых соединений сведены в Таблицу 8.3.

- (2) Болтовые соединения, работающие на растяжение, следует относить к одной из таких категорий:

- Категория D: без предварительного натяжения болтов;
- Категория E: с предварительным натяжением болтов.

Проверки болтовых соединений на растяжение сведены в Таблицу 8.3.

Таблица 8.3 Категории болтовых соединений

Категория	Критерии	Примечания
Соединения, работающие на сдвиг		
А Работающие на смятие	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Не требуется предварительное натяжение болтов Классы болтов – 4.6-10.9.
В Фрикционные, рассчитываемые по эксплуатационной пригодности	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Следует использовать предварительно напряженные болты классов 8.8 или 10.9. Требования к фрикционным соединениям по эксплуатационной пригодности – см. 8.3.8.1.
С Фрикционные, рассчитываемые по несущей способности	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Следует использовать предварительно напряженные болты классов 8.8 или 10.9. Требования к фрикционным соединениям в предельном состоянии по несущей способности – см. 8.3.8.1.
Соединения, работающие на растяжение		
Д Без предварительного натяжения болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Не требуется предварительное натяжение болтов Классы болтов – 4.6-10.9.
Е С предварительным натяжением болтов	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Следует использовать предварительно напряженные болты классов 8.8 или 10.9.
Расчетное растягивающее усилие $F_{t,Ed}$ должно учитывать любое рычажное усилие – см. 8.3.10. Болты под действием и сдвига, и растяжения должны также удовлетворять критериям согласно Таблице 8.5.		

- (3) Для связей могут использоваться болтовые соединения Категории А.

- (4) Болтовые соединения Категории D допускается использовать в узлах, воспринимающих обычные ветровые воздействия, но не рекомендуется использовать при значительных знакопеременных нагрузках.

8.3.4. Расположение отверстий под болты

- (1) Минимальные и максимальные расстояния между болтами и от болта до краев элемента указаны в Таблице 8.4.

3.4.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Таблица 3.2
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

2.6(3)
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

3.4.2(1)(а)
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

3.5(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993 1 8

Таблица 3.3
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Таблица 8.4 Минимальные и максимальные расстояния между болтами и от болта до краев элемента

Расстояния и шаги - см. Рисунок 8.1	Минимальное значение	Максимальное значение ^{1) 2) 3)}	
		Стальные элементы, подверженные атмосферным или другим факторам коррозии	Стальные элементы, не подверженные атмосферным или другим факторам коррозии
Расстояние до края e_1 вдоль усилия	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-
Расстояние до края e_2 поперек усилия	$1.2d_0$	$4t+40$ мм	-
Шаг p_1 вдоль усилия	$2.2d_0$	Меньшее из: $14t$ или 200 мм	Меньшее из: $14t$ или 200 мм
Шаг p_2 поперек усилия	$2.4d_0$	Меньшее из: $14t$ или 200 мм	Меньшее из: $14t$ или 200 мм
Расстояние для овальных отверстий e_3	$1.5d_0^{4)}$	-	-
Расстояние для овальных отверстий e_4	$1.5d_0^{4)}$	-	-

1) Максимальные расстояния между болтами и от болта до краев элемента не ограничиваются, кроме случаев:
- сжатых элементов в целях предотвращения потери местной устойчивости и коррозии незащищенных элементов;
- незащищенных растянутых элементов в целях предотвращения коррозии;

2) Местная устойчивость пластин между соединениями при сжатии должна проверяться согласно Разделу 6.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1 с расчетной длиной $0.6p_1$. Указанная проверка не требуется, если p_1/t менее 9ε. Расстояние до краев поперек нагрузки не должно превышать требований по обеспечению местной устойчивости для свесов в сжатых элементах по Таблице 5.1. К расстоянию вдоль нагрузки это требование не относится.

3) t - толщина наиболее тонкого из соединяемых внешних элементов.

4) Ограничения размеров овальных отверстий приведены в ДСТУ Б EN 1090-2.

3.5(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Таблица 8.4 является только выдержкой из Таблицы 3.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. Раздел 3.5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дополнительно дает информацию по размещению болтов в шахматном порядке и для атмосферостойких сталей.

Минимальные и максимальные значения расстояний между болтами и от болта до края элемента вдоль и поперек усилия для конструкций с усталостными растягивающими усилиями приводятся в ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9.

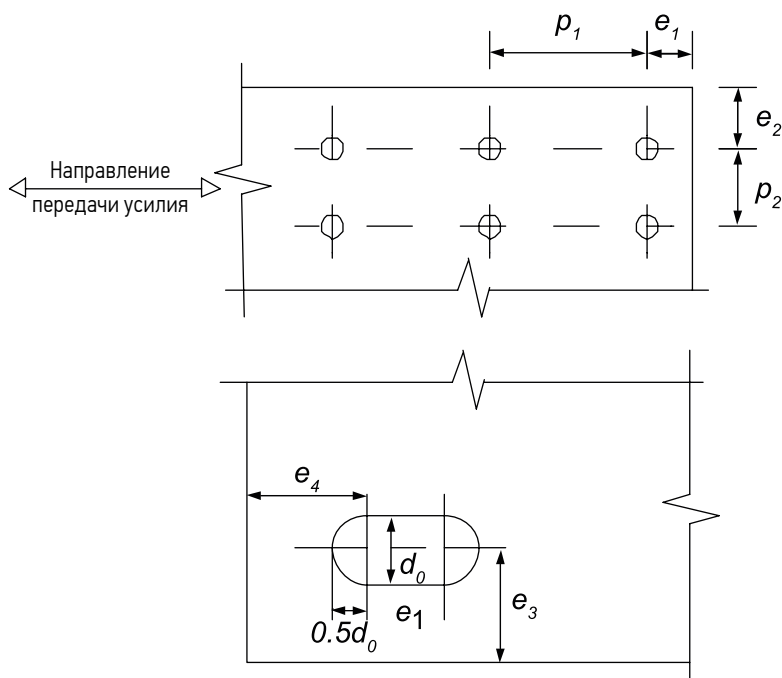


Рисунок 8.1 Обозначение расстояний в болтовых соединениях

8.3.5 Расчетная несущая способность отдельных соединительных элементов

3.6.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетные значения несущей способности отдельных соединительных элементов, работающих на срез и/или растяжение, приведены в Таблице 8.5.

3.6.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Расчетное значение усилия предварительного натяжения $F_{p,Cd}$ болтов в соответствии с 8.3.2(1) определяется по формуле:

$$F_{p,Cd} = 0,7 f_{ub} A_s / \gamma_{M7}.$$

3.6.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) Расчетные значения несущей способности на срез и растяжение по резьбовой части болта, приведенные в Таблице 8.5, должны использоваться только для болтов, соответствующих стандартам, указанным в 4.2.1. Для болтов с нарезной резьбой, таких как анкерные болты и стержни связей согласно ДСТУ Б EN 1090, следует использовать соответствующие значения Таблицы 8.5. Для болтов, с резьбой не соответствующей ДСТУ Б EN 1090, значения Таблицы 8.5 следует умножать на коэффициент 0.85.

3.6.1(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (4) Расчетное значение несущей способности на срез $F_{v,Rd}$, приведенное в Таблице 8.5, следует использовать только для болтов в отверстиях с номинальной чернотой не более значений для нормальных отверстий, установленных в ДСТУ Б EN 1090-2.

Для самых распространенных болтов M16, M20 и M24 номинальный диаметр отверстия на 2 мм больше диаметра болта.

3.6.1(10)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (5) В нахлесточном соединении с одним рядом болтов (см. Рисунок 8.2) следует предусматривать шайбы как под головку болта, так и под гайку. Расчетное значение несущей способности болта $F_{b,Rd}$ не должно превышать

$$F_{b,Rd} \leq 1.5 f_u d t / \gamma_{M2}.$$

3.6.1(11)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (6) При нахлесточном соединении одним болтом или одним рядом болтов класса прочности 8.8 или 10.9 следует использовать шайбы повышенной прочности.

3.6.1(12)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (7) В соединениях, где работающие на срез и смятие болты передают усилия через накладку общей толщиной t_p более одной трети номинального диаметра d (см. Рисунок 8.3), несущая способность на срез $F_{v,Rd}$, рассчитанная по Таблице 8.5, должна умножаться на понижающий коэффициент β_p , равный:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p}, \text{ но } \beta_p \leq 1.$$

Поскольку ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 не регламентирует максимальную толщину пакета накладок, рекомендуется, чтобы она не превышала $4d/3$.

3.6.1(13)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (8) В соединениях с двумя плоскостями среза и накладками с двух сторон стыка значение t_p следует принимать равным толщине более толстой из накладок.

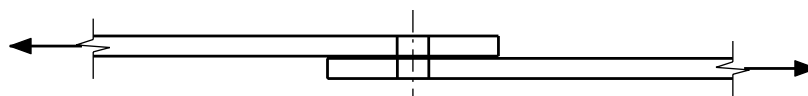


Рисунок 8.2 Обычное нахлесточное соединение с одним рядом болтов

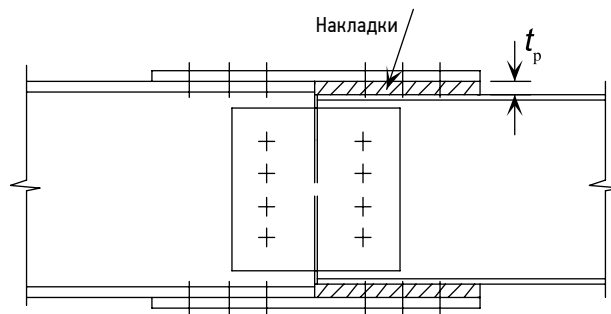


Рисунок 8.3 Болтовое соединение пакетов элементов

Таблица 3.4
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Таблица 8.5 Расчетная несущая способность отдельных соединительных элементов, работающих на срез и растяжение

Тип отказа соединения	Расчетная несущая способность
Несущая способность болтов на срез по одной плоскости среза	Для болтов классов 4.6, 5.6 и 8.8, если плоскость среза проходит через резьбовую часть болта: $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ где A_s – площадь сечения болта при работе на растяжение Для болтов классов 4.8, 5.8 и 6.8, если плоскость среза проходит через резьбовую часть болта: $F_{v,Rd} = \frac{0.5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ Если плоскость среза проходит через плоскую часть болта: $F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}},$ где A – площадь сечения болта брутто
Несущая способность соединяемых элементов на смятие ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}},$ где: d – это номинальный диаметр болта α_b – это меньшее из: α_d, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ или 1.0 Для крайних болтов: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$ Для внутренних болтов: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ Для крайних болтов k_1 меньше из: $2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7$ или 2.5 Для внутренних болтов k_1 меньше из: $1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7$ или 2.5
Несущая способность болтов на растяжение ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}},$ где: $k_2 = 0.63$ – для болтов с потайной головкой; $k_2 = 0.9$ – в остальных случаях
Несущая способность на продавливание	$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}}$
Совместное действие	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1.0$
1) Несущая способность болтов на смятие $F_{b,Rd}$ составляет: - Для отверстий с увеличенной чернотой 0.8 несущей способности болтов с нормальными отверстиями. - Для овальных отверстий при действии усилий перпендикулярно оси отверстия – 0.6 несущей способности болтов с нормальными отверстиями. 2) Для болтов с потайной головкой: - Несущая способность соединения на смятие $F_{b,Rd}$ определяется для толщины пластины t, равной толщине соединяемой пластины за вычетом половины глубины зенкерования. - При определении несущей способности на растяжение $F_{b,Rd}$ угол и глубина зенкерования должны соответствовать стандартам, указанным в 4.2.1. В противном случае несущая способность $F_{t,Rd}$ должна корректироваться соответствующим способом. 3) Если нагрузка на болт не параллельна краю, то расчет на смятие может выполняться отдельно на действие компонентов усилия, приложенных параллельно и перпендикулярно краю элемента.	

Например, расчетная несущая способность обычного болта М20 класса прочности 8.8 на срез по одной плоскости (без предварительного напряжения; Категория А по Таблице 8.3) составляет 94.1 кН.

Для сравнения, в соответствии с национальным ДБН В.2.6-163:2010 для коэффициента условий работы 0.9 (балки, фермы) несущая способность болта М20 класса прочности 8.8 на срез по одной плоскости составляет 90,4 кН.

Несущая способность на смятие будет зависеть от толщины соединяемых элементов, шага и расстояний до краев, поэтому ее нужно рассчитывать индивидуально.

8.3.6 Группа соединительных элементов

3.7(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Несущая способность группы соединительных элементов может приниматься равной сумме расчетных несущих способностей отдельных соединительных элементов на смятие $F_{b,Rd}$ при условии, что расчетная несущая способность этих элементов на срез больше или равна их несущей способности на смятие $F_{b,Rd}$. В противном случае расчетную несущую способность группы соединительных элементов следует принимать равной наименьшей несущей способности одного соединительного элемента, умноженной на их количество.

В разных группах соединительных элементов несущие способности могут отличаться (благодаря влиянию расположения болтов). Несущая способность в то же время будет одинаковой. Следует учитывать три случая:

СЛУЧАЙ (I) Несущая способность каждого из болтов на смятие меньше, чем на срез - тогда несущая способность всего соединения равна сумме отдельных значений на смятие.

СЛУЧАЙ (II) Несущая способность на срез для части соединительных элементов (не всех) больше несущей способности на смятие - тогда несущая способность всего соединения равна наименьшей из несущих способностей на смятие, умноженной на количество болтов.

СЛУЧАЙ (III) Несущая способность каждого из болтов на срез меньше, чем на смятие - тогда несущая способность всего соединения равна сумме отдельных значений на срез.

8.3.7 Длинные соединения

3.8(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Если расстояние L_j между центрами крайних соединительных элементов в узле вдоль усилия (см. Рисунок 8.4) более $15d$, то расчетную несущую способность всех соединительных элементов на срез $F_{v,Rd}$ по Таблице 8.5 следует умножать на понижающий коэффициент β_{Lf} , равный:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d},$$

$$\text{но } \beta_{Lf} \leq 1.0 \text{ и } \beta_{Lf} \geq 0.75.$$

3.8(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Указания Пункта 8.3.7(1) не распространяются на случаи, когда имеется равномерная передача усилий по длине узла, например, при передаче усилий среза между стенкой и поясом сечения.

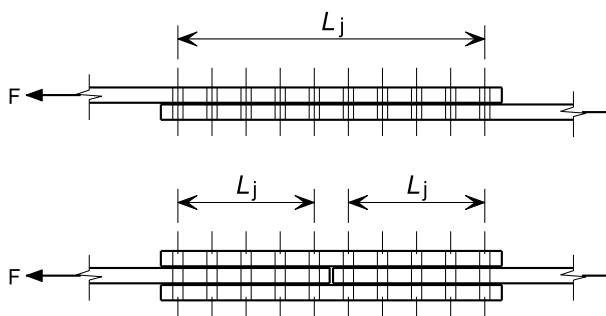


Рисунок 8.4 Длинные соединения

8.3.8 Фрикционные соединения

8.3.8.1 Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения

3.9.1(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Расчетная несущая способность на сдвиг поверхностей трения предварительно напряженных болтов классов прочности 8.8 и 10.9 в фрикционном соединении определяется по формуле:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\lambda_{M3}} F_{p,C},$$

где:

k_s принимается по Таблице 8.6;

n количество поверхностей трения;

μ коэффициент трения по Таблице 8.7.

3.9.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Для болтов классов прочности 8.8 и 10.9, которые соответствуют вышеуказанным стандартам для преднапряженных болтов согласно п. 4.2.1, с контролем натяжения в соответствии с указаниями ДСТУ Б EN 1090-2, усилие предварительного натяжения $F_{p,C}$ для подстановки в формулу пункта (1) следует принимать равным:

$$F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s.$$

Таблица 8.6 Значения k_s

Таблица 3.6
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Описание	k_s
Болты с нормальными отверстиями	1.00
Болты с отверстиями увеличенного допуска или короткими овальными отверстиями с осью отверстия, перпендикулярной действующему усилию	0.85
Болты, установленные в длинные овальные отверстия при передаче усилия перпендикулярно продольной оси отверстия	0.70
Болты, установленные в короткие овальные отверстия при передаче усилия параллельно продольной оси отверстия	0.76
Болты, установленные в длинные овальные отверстия при передаче усилия параллельно продольной оси отверстия	0.63

Таблица 8.7 Коэффициент трения μ для преднапряженных болтов

Таблица 18
ДСТУ Б EN
1090-2

Подготовка поверхности	Класс поверхности трения	Коэффициент трения μ
Дробеструйная или пескоструйная обработка поверхности без ржавчины, загрязнений, окалины и дефектов поверхности	A	0,5
Дробеструйная или пескоструйная обработка поверхности: а) металлизированные покрытия с алюминиевым или цинковым напылением б) лакокрасочное покрытие силикатами щелочных металлов (цинк) толщиной от 50 мкм до 80 мкм	B	0,4
Поверхности, очищенные металлической щеткой или обработанные горелкой без ржавчины, окалины и загрязнения	C	0,3
Прокатная или аналогичная поверхность	D	0,2
Примечания: 1) Требования к испытаниям и приемке даются в ДСТУ Б EN 1090-2. 2) Классификация любого другого типа подготовки поверхности должна основываться на результатах испытаний образцов методами, предусмотренными ДСТУ Б EN 1090-2. 3) Для окрашенных поверхностей должна учитываться потеря усилия предварительного натяжения со временем.		

Раздел 3.9.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дополнительно рассматривает совместное действие растяжения и сдвига, а также момента и сдвига в фрикционном соединении, которое не описано в данной публикации.

8.3.9 Расчет на вырывание части сечения

3.10.2 (1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Вырывание части сечения происходит вследствие среза основного материала по ряду болтов в направлении действия усилия, сопровождаемое разрывом по линии болтов, перпендикулярной усилию. Варианты разрушения при вырывании части сечения показаны на Рисунке 8.5.

Следует обратить внимание, что на Рисунке 8.5 в двух случаях нагрузка прикладывается по оси соединения, а в остальных случаях - с эксцентриситетом.

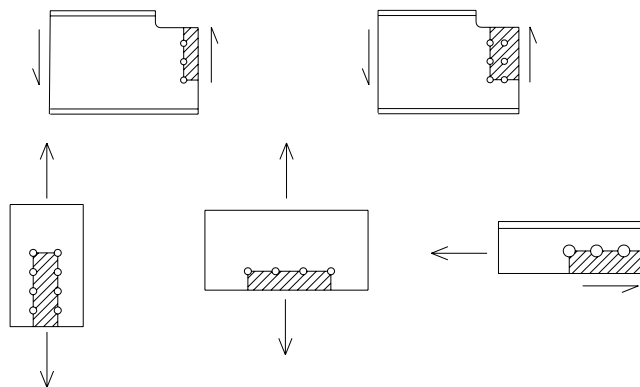


Рисунок 8.5 Примеры вырывания части сечения

3.10.2(2)
и
Формула (3.9)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Для симметричной группы болтов без эксцентриситета приложения нагрузки расчетная несущая способность из условия вырывания части сечения $V_{eff,1,Rd}$ равна:

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{(1/\sqrt{3})f_y A_{nv}}{\gamma_{M0}},$$

где:

A_{nt} площадь сечения нетто, работающего на растяжение;

A_{nv} площадь сечения нетто, работающего на срез.

3.10.2(3)
и
Формула (3.10)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) При передаче усилия среза на группу болтов с эксцентриситетом расчетная несущая способность на вырывание $V_{eff,2,Rd}$ определяется по формуле:

$$V_{eff,2,Rd} = \frac{0.5 f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{(1/\sqrt{3})f_y A_{nv}}{\gamma_{M0}}.$$

8.3.10 Рычажные усилия

3.11
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Несущая способность болтового соединения (включая болты с потайной головкой на 90°) должна учитывать рычажные усилия. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 не включает конкретных правил по определению рычажных усилий. Однако их косвенно учитывают принципы, заложенные в Раздел 6.2.4 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8.

Рычажные усилия возникают в растянутых соединениях. Раздел 6.2.4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 содержит подход, который учитывает рычажные эффекты.

8.4 Сварные соединения

8.4.1 Общие положения

4.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Положения этого раздела относятся к свариваемым конструкционным сталям, которые отвечают требованиям стандартов из Раздела 4.1 и материалов толщиной 4 мм и более.

4.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Они также распространяются только на соединения, в которых механические свойства металла сварного шва совместимы со свойствами свариваемого металла.

Указания для сварных соединений меньшей толщины - см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3.

Указания для швов, работающих на усталостные напряжения - см. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9.

8.4.2 Геометрические параметры и размеры

8.4.2.1 Тип сварки

4.3.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8

- (1) Данная публикация включает расчет угловых и стыковых сварных швов.

8.4.2.2 Угловые сварные швы

4.3.2.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Угловые сварные швы могут использоваться для соединения деталей, свариваемые поверхности которых расположены под углом от 60° до 120°.

4.3.2.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Углы менее 60° также допускаются, однако в таких случаях сварные швы должны рассматриваться как стыковые с неполным проваром.

4.3.2.1(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) Для углов более 120° несущая способность сварных швов должна определяться испытанием в соответствии с ДСТУ-Н Б EN 1990, Приложение D: «Расчет на основе испытаний».

4.3.2.1(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (4) Угловые сварные швы, расположенные на концах соединяемых элементов по торцу или сбоку, следует заводить за угол непрерывно и с сохранением его размеров на расстояние, равное по крайней мере двум катетам шва, если технологические возможности и конфигурация узла позволяют это выполнить.

В случае прерывистых сварных швов указанное правило относится только к последним шагам шва на углах.

4.3.2.1(5)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (5) Расположение швов на концах элементов следует отражать на чертежах.

4.3.2.1(6)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (6) Информацию по односторонним сварным швам с эксцентриситетом приложения нагрузки - см. Раздел 8.4.8 данной публикации.

8.4.2.3 Прерывистые сварные швы

В Разделе 4.3.2.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 приведены положения относительно прерывистых (в национальной терминологии - шпонковых) угловых швов, включая требования и рекомендации по обварке концов элементов. Такие соединения не должны использоваться в агрессивной среде и не рассматриваются данной публикацией.

4.3.4(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

8.4.2.4 Стыковые швы

4.3.4(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Стыковым швом считается сварное соединение с полным проваром, если по всей толщине соединения обеспечена глубина провара и сплавление металла шва с основным металлом.

4.3.4(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Стыковым швом с частичным проваром считается сварное соединение, в котором проплавление металла меньше полной толщины соединяемых элементов.

4.3.4(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) Применение прерывистых стыковых швов не допускается.

- (4) При наличии эксцентриситета в односторонних стыковых швах с частичным проваром - см. Раздел 8.4.8 данной публикации.

8.4.3 Расчетная несущая способность угловых сварных швов

8.4.3.1 Длина сварного шва

4.5.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную длину углового сварного шва l следует принимать равной общей длине шва с проектными размерами. Это значение может приниматься равным общей длине сварного шва за вычетом удвоенной расчетной высоты шва. Это учитывает участки с неполной высотой в начале и конце шва. Уменьшение расчетной длины шва не требуется при условии, что полная высота шва обеспечивается по всей его длине, например, путем выведения на планки.

4.5.1(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Сварной шов с расчетной длиной менее 30 мм или 6-ти высот шва (учитывается большее из этих значений) не может считаться несущим.

8.4.3.2 Расчетная высота сварного шва

4.5.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную высоту a углового сварного шва следует принимать равной высоте самого большого треугольника (равностороннего или разностороннего), который можно вписать в сечение, ограниченное свариваемыми поверхностями и поверхностью шва, измеряемой перпендикулярно внешней стороне этого треугольника - см. Рисунок 8.6.

4.5.2(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Эффективная (расчетная) высота сварного шва не должна быть менее 3 мм.

4.5.2(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) При определении расчетной несущей способности углового сварного шва с полным проваром может быть учтено увеличение высоты шва (см. Рисунок 8.7) при условии, что обеспечивается полный провар по всей длине соединения.

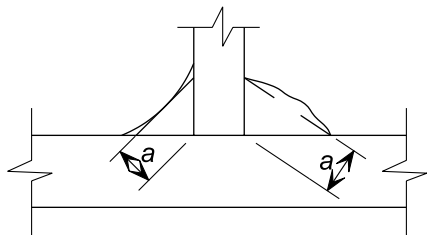


Рисунок 8.6 К определению высоты углового сварного шва

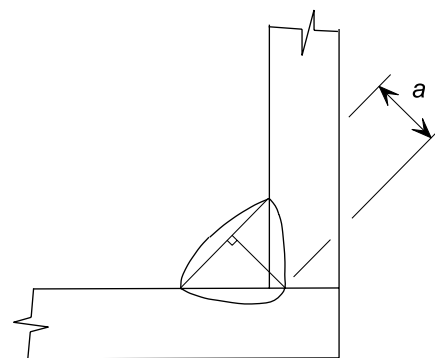
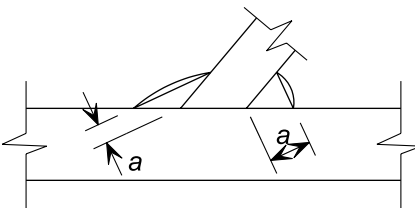


Рисунок 8.7 Высота углового сварного шва с полным проваром

8.4.3.3 Определение расчетной несущей способности угловых сварных швов

В отличие от национальной нормативной базы, Еврокоды не разделяют проверки прочности шва по его металлу и границе сплавления. Выполняется только проверка по металлу шва.

4.5.3.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную несущую способность угловых швов следует определять с использованием упрощенного метода по 8.4.3.3 (2) или метода прямого расчета, который приводится в Разделе 4.5.3.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 или в 8.4.3.3 (5).

4.5.3.3(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Расчетная несущая способность углового шва может считаться достаточной, если в каждой точке по его длине **равнодействующая** всех сил на единицу длины шва удовлетворяет условию:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

где:

$F_{w,Ed}$ расчетное значение внутренних усилий в сварном соединении на единицу длины;

$F_{w,Rd}$ расчетная несущая способность единицы длины сварного шва.

4.5.3.3(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (3) Независимо от положения плоскости сечения сварного шва относительно направления приложения нагрузки, расчетная несущая способность сварного шва единичной длины $F_{w,Rd}$ определяется по формуле:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

где:

$f_{vw,d}$ расчетное сопротивление сварного шва сдвигу.

4.5.3.3(3)
и
Формула (4.4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (4) Расчетное сопротивление сварного шва сдвигу $f_{vw,d}$ следует определять по формуле:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

где:

f_u номинальный предел прочности при растяжении материала менее прочной из соединяемых деталей;

β_w поправочный коэффициент, определяемый по Таблице 8.8.

Таблица 8.8 Поправочный коэффициент β_w для угловых сварных швов

Таблица 4.1
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Стандарт и класс стали			Поправочный коэффициент β_w
ДСТУ EN 10025	ДСТУ EN 10210	ДСТУ EN 10219	
S235 S235 W	S235 H	S235 H	0,8
S275 S275 N/NL S275 M/ML	S275 H S275 NH/NLH	S275 H S275 NH/NLH S275 MH/MLH	0,85
S355 S355 N/NL S355 M/ML S355 W	S355 H S355 NH/NLH	S355 H S355 NH/NLH S355 MH/MLH	0,9
S420 N/NL S420 M/ML		S420 MH/MLH	1,0
S460 N/NL S460 M/ML S460 Q/QL/QL1	S460 NH/NLH	S460 NH/NLH S460 MH/MLH	1,0

(5) Упрощенный метод расчета согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 использует равнодействующую продольных и поперечных усилий $F_{w, Rd} = \sqrt{P_T^2 + P_L^2}$ (где P_L – это расчетная продольная нагрузка, P_T – поперечная нагрузка под углом θ к высоте шва, см. Рисунок 8.8). Справочная литература указывает на то, что прямой метод следующего вида:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \text{ и } \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$$

в соответствии с Разделом 4.3.5.2 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 может быть выражен в более удобной форме, похожей на упрощенный метод, но при этом более точной. При отсутствии поперечной нагрузки выражение приходит к виду упрощенного метода, приведенного в нормах. Указанная форма прямого метода приводится ниже.

В качестве альтернативы упрощенному методу расчетная несущая способность углового сварного шва может считаться достаточной, если выполняется условие:

$$\left(\frac{P_T^2}{K^2} + P_L^2 \right)^{0.5} \leq a f_{vw, d},$$

$$P_T \sin \theta \leq \frac{a f_u}{\gamma_{M2}},$$

где:

P_T расчетные значения поперечных усилий под углом θ к высоте шва;

P_L расчетные значения продольных усилий.

$$K = \sqrt{\frac{3}{1 + 2 \cos^2 \theta}}$$

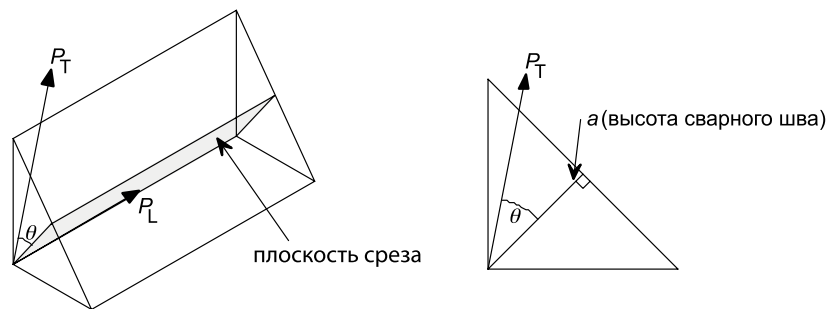


Рисунок 8.8 Обозначения к расчету сварных швов

8.4.4 Определение расчетной несущей способности стыковых сварных швов

8.4.4.1 Стыковые сварные швы с полным проваром

4.7.1(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с полным проваром следует принимать равной расчетной несущей способности самой слабой из соединяемых деталей. При этом должно соблюдаться условие равнопрочности. Это означает, что сварка выполняется с применением соответствующих сварочных материалов, позволяющих получать образцы сварных швов с пределом текучести металла шва и временным сопротивлением, равными или выше соответствующих значений для основного металла.

8.4.4.2 Стыковые сварные швы с частичным проваром

4.7.2(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную несущую способность стыковых сварных швов с частичным проваром следует определять методом, приведенным для угловых сварных швов с полным проваром и соответствующей высотой шва согласно Разделу 8.4.3.2.

8.4.4.3 Стыковые сварные швы в тавровых соединениях

4.7.3(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Расчетную несущую способность двухсторонних стыковых швов в тавровых соединениях с наложением усиливающих угловых швов допускается рассчитывать как стыковое сварное соединение с полным проваром (см. 8.4.4.1), если общая номинальная высота сварных швов, кроме не заваренного участка, составляет не менее толщины t примыкающего элемента соединения, а сам незаваренный участок имеет размеры не более меньшего из двух: $(t/5)$ и 3 мм – см. Рисунок 8.9.

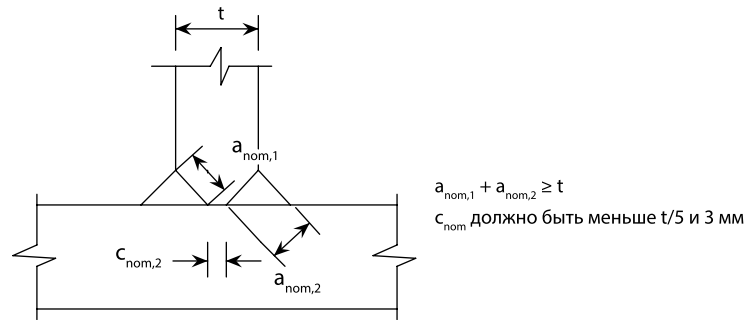


Рисунок 8.9 Эффективный стыковой шов в тавровом соединении с полным проваром, двусторонней разделкой кромок и усилением наложенными поверх угловыми сварными швами

4.7.3(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Расчетную несущую способность стыковых швов в тавровых соединениях, не отвечающих требованиям 8.4.4.3.(1), следует определять как для обычных угловых швов или угловых швов с полным проваром согласно Разделу 8.4.3 в зависимости от глубины провара. Высоту сварного шва следует определять в соответствии с требованиями для угловых швов (см. 8.4.3.2) или стыковых швов с неполным проваром.

8.4.5 Распределение усилий

4.9(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Распределение усилий в сварном соединении может быть принято в предположении упругой или пластической работы материала.

При расчете сварных соединений рекомендуется использовать распределение усилий, основанное на упругой работе материала.

4.9(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8
4.9(3)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) Допускается принимать упрощенное распределение усилий в сварных швах.
- (3) При проверке несущей способности сварного шва допускается не учитывать остаточные и не связанные с передачей усилий напряжения. Это особенно относится к нормальным напряжениям, действующим вдоль оси сварного шва.

8.4.6 Крепления к полкам, не подкрепленным элементами жесткости

4.10
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

Соединения с не подкрепленными полками описываются в Разделе 4.10 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8. В таких случаях расчетом должна определяться эффективная ширина и выполняться проверка стенки опорного элемента.

8.4.7 Длинные соединения

4.11(1), 4.11(3) и
4.11(4)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) Для длинных нахлесточных сварных соединений расчетную несущую способность угловых сварных швов следует умножать на понижающий коэффициент β_{Lw} , учитывающий неравномерное распределение напряжений по длине шва, и равный:

$\beta_{Lw1} = 1,2 - 0,2L_j / 150a$, $\beta_{Lw1} \leq 1,0$ но – для нахлесточных соединений со швом длиной более $150a$,

$\beta_{Lw2} = 1,1 - L_w / 17$, но $\beta_{Lw2} \leq 1,0$ и $\beta_{Lw2} \geq 0,6$ – для швов длиной более 1,7 м при креплении ребер жесткости в элементах сплошного сечения,

где:

L_j общая длина нахлеста в направлении передачи усилия;

L_w длина сварного шва.

4.11(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (2) В случае равномерного распределения напряжений по длине сварного шва, например, в случае их передачи через поясные швы двутавра, условия (1) выполнять не следует.

8.4.8 Внецентренно нагруженные угловые швы и односторонние стыковые швы с частичным проваром

4.12(1)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8
4.12(2)
ДСТУ-Н Б EN
1993-1-8

- (1) При возможности необходимо избегать локального эксцентриситета приложения нагрузки.
- (2) Локальный эксцентриситет относительно линии действия осевой силы следует учитывать, когда:

- на соединение передается изгибающий момент относительно продольной оси сварного шва, вызывающий растяжение корня шва (см. Рисунок 8.10);
- на соединение передается растягивающее усилие, перпендикулярное продольной оси шва, создающее изгибающий момент, который приводит к дополнительному растяжению корня шва (см. Рисунок 8.11).

Четыре иллюстрации на Рисунках 8.10 и 8.11 демонстрируют случаи, когда возникает растяжение корня шва, что нежелательно.

В таких случаях Раздел 4.12 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 дает указания учитывать локальный эксцентриситет. Однако для обычных строительных конструкций, на практике, указанные проверки не выполняются. В идеальном варианте проект должен исключать подобные эффекты.

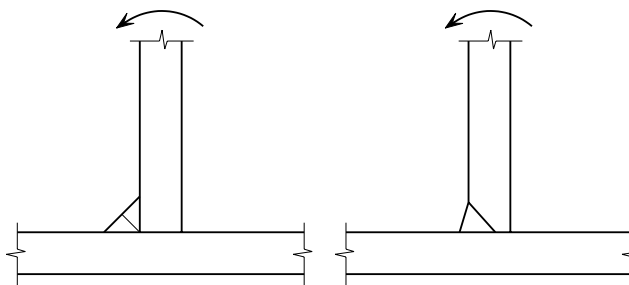


Рисунок 8.10 Эксцентриситет при действии изгибающего момента

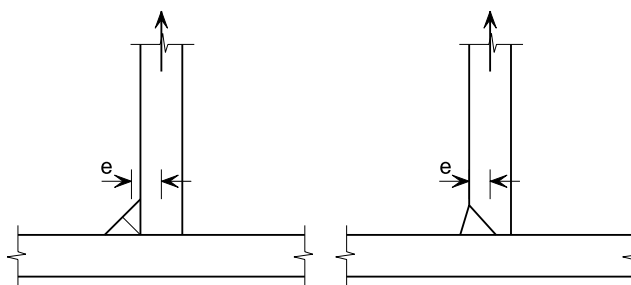


Рисунок 8.11 Эксцентриситет при действии растягивающего усилия

ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8 также содержит правила конструирования и расчета отдельных типов узлов.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. РЕКОМЕНДУЕМАЯ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ ПРОВЕДЕНИЯ РАСЧЕТОВ ЭЛЕМЕНТОВ

Все изложенные ниже расчеты соответствуют правилам соответствующих частей Еврокодов и их Национальным приложениям. Если делается ссылка на сторонние документы, этот пункт выделяется серым фоном.

А.1 Шарнирно опертые горячекатаные балки двутаврового сечения

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Определить условия опирания и места раскрепления сжатого пояса из плоскости изгиба		
2	Для предельного состояния по несущей способности определить максимальную расчетную перерезывающую силу V_{Ed} и момент M_{Ed} с учетом соответствующих нагрузок и частных коэффициентов γ_F	2.3.3 и 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 и Раздел 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
3	Принять предварительные размеры сечения и класс стали		
4	Определить класс сечения при изгибе	Таблица 5.1	Таблица 5.2
5	Определить несущую способность сечения на изгиб и проверить соблюдение неравенства $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$	6.2.5	6.2.5
6	Определить несущую способность сечения на срез $V_{pl,Rd}$	6.2.6	6.2.6
7	Если $V_{Ed} > V_{pl,Rd}$, тогда подобрать более мощное сечение (с более толстой стенкой)		
8	Если $V_{Ed} > 0.5 V_{pl,Rd}$, определить уменьшенную несущую способность сечения на изгиб $M_{vy,Rd}$ с учетом среза и проверить выполнения условия $M_{Ed} \leq M_{vy,Rd}$	6.2.7	6.2.8
9	Проверить, исключается ли потеря местной устойчивости от среза	6.2.6(4)	6.2.6(6)
10	Если местная потеря устойчивости при срезе не исключается, необходимо предусмотреть поперечные ребра жесткости и проверить устойчивость стенки отсека	6.5	Раздел 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5
11	Если $M_{Ed} > M_{f,Rd}$ и $V_{Ed}/V_{bw,Rd} > 0.5$, необходимо выполнить проверку на потерю местной устойчивости от совместного действия момента и перерезывающего усилия	6.5.4	Раздел 7 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5
12	Определить необходимость проверки устойчивости плоской формы изгиба. Если проверка не требуется (например, когда сжатый пояс полностью раскреплен), переходить к Пункту (17)	6.3.2	6.3.2.1(2)
13	Расчет условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$	6.3.2.2	6.3.2.2
14	Если $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, переходить к Пункту (17)		6.3.2.2(4)
15	Рассчитать отношение h/b и определить χ_{LT} , основываясь на $\bar{\lambda}_{LT}$	6.3.2.2, Таблица 6.7, Рисунок 6.1	6.3.2.2, Рисунок 6.4
16	Определить несущую способность по устойчивости $M_{b,Rd}$ участка элемента между раскреплениями из плоскости изгиба. Если выполняется условие $M_{b,Rd} > M_{Ed}$, то сечение удовлетворяет требованиям. Если условие не выполняется, следует подобрать более мощное сечение, либо увеличить количество раскреплений из плоскости.	6.3.2.1	6.3.2.1
	Повторить расчет по Пунктам с 9 по 16 для других участков между раскреплениями		

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
17	Используя характеристические комбинации нагрузок, определить максимальные вертикальные перемещения	2.3.5	6.5.3 ДСТУ-Н Б EN 1990
18	Проверить, удовлетворяют ли вертикальные перемещения требованиям	7.1	Приложение А1 и НБ.2.10. ДСТУ-Н Б EN 1990
19	При необходимости следует провести динамический расчет		
20	Определить необходимый подкласс стали	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

A.2 Растянутые элементы

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Для предельного состояния по несущей способности определить расчетные растягивающие усилия N_{Ed} с учетом соответствующих нагрузок и частных коэффициентов γ_F	2.3.3 и 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 и Раздел 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
2	Принять класс стали		
3	Принять предварительные размеры сечения и проверить требования к толщинам для выбранного материала. В первом приближении принимается площадь поперечного сечения, которая удовлетворяет требованию $N_{Ed}/A < f_y$		
4	Определить несущую способность на растяжение $N_{t,Rd}$. Для сечений с отверстиями $N_{t,Rd}$ должно снижаться, принимаясь меньшим из значений $N_{pl,Rd}$ и $N_{u,Rd}$. Для сечений без отверстий $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$	6.2.3	6.2.3
5	Если $N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1.0$, сечение удовлетворяет требованиям	6.2.3(1)	6.2.3(1)
6	Определить необходимый подкласс стали	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

A.3 Центральносжатые элементы

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Для предельного состояния по несущей способности определить расчетное сжимающее усилие N_{Ed} с учетом соответствующих нагрузок и частных коэффициентов γ_F	2.3.3 и 5	6.4.3 ДСТУ-Н Б EN 1990 и Раздел 5 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
2	Принять класс стали		
3	Принять предварительные размеры сечения и проверить требования к толщинам для выбранного материала. В первом приближении может приниматься площадь поперечного сечения, которая удовлетворяет требованию $N_{Ed}/A < f_y$		
4	Определить класс сечения. Для случая сечений Класа 4 следует действовать согласно ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5 или же увеличить толщины частей сечения, либо изменить условия их подкрепления	Таблица 5.1	Таблица 5.2
5	Определить расчетную длину L_{cr} относительно каждой из осей		
6	Определить условную гибкость $\bar{\lambda}$ относительно каждой из осей	6.3.1.2(2)	6.3.1.3(1)

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
7	Определить соответствующую кривую потери устойчивости для каждой оси в зависимости от типа сечения и толщин стали	Таблица 6.2	Таблица 6.2
8	Для каждой оси определить понижающий коэффициент при продольном изгибе χ и принять меньший из них	6.3.1.2 Таблица 6.3, Рисунок 6.1	6.3.1.2, Рисунок 6.4
9	Рассчитать несущую способность по устойчивости $N_{b,Rd}$. Если $N_{b,Rd} > N_{Ed}$, сечение удовлетворяет требованиям. Если условие не выполняется, следует выбрать более мощное сечение, либо уменьшить расчетную длину конструктивными мероприятиями	6.3.1.1(2)	6.3.1.1(3)
10	Определить необходимый подкласс стали	4.1.2.3	2.3 ДСТУ-Н Б EN 1993-1-10

А.4 Сжатоизгибаемые и внецентренно сжатые элементы

	Шаг	Ссылка на данную публикацию	Ссылка на ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1
1	Определить $N_{b,y,Rd}$ и $N_{b,z,Rd}$ (см. А.3)	6.3.1.1(2)	6.3.1.1(3)
2	Определить $M_{b,Rd}$ (см. А.1)	6.3.2.1	6.3.2
3	Определить $M_{cb,z,Rd}$ (см. примечание)	6.2.5	6.2.5
4	Определить C_{my} , C_{mz} и C_{mLT} в зависимости от формы эпюры изгибающих моментов	Таблица D.2	Таблица B.3
5	Основываясь на типе и классе сечения, выбрать соответствующие кривые для определения коэффициентов взаимодействий k	Таблица D.1	
6	Определить коэффициенты k для $\bar{\lambda}$ и $N_{Ed} / N_{b,Rd}$ по соответствующим кривым	6.3.3 и Приложение D	Таблица B.1 или Таблица B.2
7	Произвести проверку на совместное действие изгиба относительно двух осей и потерю устойчивости в форме продольного изгиба в плоскости по формуле: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1$ Если условие не выполняется, выбрать более мощное сечение, либо уменьшить расчетную длину конструктивными мероприятиями	6.3.3	6.3.3(4)
8	Проверить на совместное действие изгиба относительно двух осей и потерю устойчивости в форме продольного изгиба из плоскости по формуле: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{cb,z,Rd}} \leq 1$ Если условие не выполняется, выбрать более мощное сечение, либо уменьшить расчетную длину конструктивными мероприятиями	6.3.3	6.3.3(4)

Примечания:

$M_{cb,z,Rd}$ рассчитывается по формуле $M_{cb,z,Rd} = \frac{f_y W_z}{\gamma_{M1}}$, которая равноценна выражению для несущей способности на изгиб из плоскости согласно 6.2.5 в случае, когда $\gamma_{M1} = \gamma_{M0}$

Для элементов, которые не подвержены потере устойчивости плоской формы изгиба и под действием сжимающего усилия и изгибающего момента только в плоскости ($M_{z,Ed} = 0$), k_{zy} может приниматься равным 0.

ПРИЛОЖЕНИЕ В. НАИБОЛЕЕ ЧАСТО ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

В.1 Размеры

b	ширина поперечного сечения
h	высота поперечного сечения
d	толщина плоского участка стенки, номинальный диаметр болта
t_w	толщина стенки
t_f	толщина пояса
t	толщина
d_0	диаметр отверстий под болты
a	расчетная (эффективная) высота углового сварного шва

В.2 Свойства материалов

f_y	предел текучести
f_u	предел прочности
E	модуль упругости
G	модуль сдвига
ν	коэффициент Пуассона в упругой стадии
ε	коэффициент, зависящий от f_y

В.3 Геометрические характеристики сечений

A_{eff}	площадь эффективного поперечного сечения
A_w	площадь сечения стенки
A_f	площадь сечения одного пояса
I	момент инерции
W_{pl}	момент сопротивления в пластической стадии
$W_{el,min}$	минимальный момент сопротивления в упругой стадии
$W_{eff,min}$	минимальный момент сопротивления эффективного сечения
i	радиус инерции относительно соответствующей оси, определенный для сечения брутто

В.4 Характеристики элементов

$\bar{\lambda}$	условная гибкость
$\bar{\lambda}_{LT}$	условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба
χ	понижающий коэффициент для соответствующей кривой потери устойчивости
χ_{LT}	понижающий коэффициент для потери устойчивости плоской формы изгиба
N_{cr}	критическое осевое усилие в упругой стадии по соответствующей форме потери устойчивости для сечения брутто
M_{cr}	критический изгибающий момент в упругой стадии для потери устойчивости плоской формы изгиба

В.5 Нагрузки и воздействия

- N_{Ed} расчетное осевое усилие
- M_{Ed} расчетный изгибающий момент
- $M_{y,Ed}$ расчетный изгибающий момент относительно оси y-y
- $M_{z,Ed}$ расчетный изгибающий момент относительно оси z-z
- V_{Ed} расчетное перерезывающее усилие
- L_c расстояние между раскреплениями из плоскости

В.6 Несущая способность сечений, элементов и соединений

Обозначения для общего случая несущей способности поперечных сечений

- $N_{t,Rd}$ расчетная несущая способность на растяжение
- $N_{pl,Rd}$ расчетная несущая способность на осевое усилие сечения брутто
- $N_{u,Rd}$ расчетная несущая способность на осевое усилие сечения нетто в сечениях с отверстиями
- $N_{c,Rd}$ расчетная несущая способность при осевом сжатии
- $M_{c,Rd}$ расчетная несущая способность на изгиб относительно одной главной оси сечения (соответственно $M_{c,y,Rd}$; $M_{c,z,Rd}$)
- $V_{c,Rd}$ расчетная несущая способность на срез
- $V_{pl,Rd}$ расчетная несущая способность на срез в пластической стадии

Обозначения для несущей способности элементов

- $M_{b,Rd}$ расчетная несущая способность на устойчивость при изгибе

Обозначения для несущей способности болтовых соединений

- $F_{b,Rd}$ расчетная несущая способность одного болта на смятие
- $F_{t,Rd}$ расчетная несущая способность одного болта на растяжение
- $F_{v,Rd}$ расчетная несущая способность одного болта на срез

В.7 Коэффициенты использования

- α_{cr} коэффициент запаса по устойчивости, равный числу, на которое необходимо умножить приложенные расчетные нагрузки, чтобы достичь общей потери устойчивости

В.8 Частные коэффициенты надежности для несущей способности

- γ_{M0} частный коэффициент для определения несущей способности по прочности вне зависимости от Класса сечения
- γ_{M1} частный коэффициент для определения несущей способности по устойчивости
- γ_{M2} частный коэффициент для определения несущей способности по пределу прочности

ПРИЛОЖЕНИЕ С. КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ КОМБИНАЦИЙ НАГРУЗОК

Таблица С.1 Частные коэффициенты, коэффициенты сочетания нагрузок и понижающие коэффициенты для предельных состояний по несущей способности (первой группы предельных состояний) EQU, STR и GEO

Формула	Неблагоприятные постоянные нагрузки		Неблагоприятные переменные нагрузки		
	Собственный вес		Полезные нагрузки на перекрытия	Ветровые или снеговые нагрузки	
EQU Формула (6.10)	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.10	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= $1.4 \cdot 0.6 = 0.84$
	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.10	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5
GEO Формула (6.10)	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.00	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= $1.3 \cdot 0.6 = 0.78$
	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.00	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.3
STR/GEO Формула (6.10а)*	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.35	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= $1.5 \cdot 0.6 = 0.9$
	$\gamma_{G,j,sup}$	= 1.35	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= $1.5 \cdot 0.6 = 0.9$
STR/GEO Формула (6.10b)	$\xi\gamma_{G,j,sup}$	= $0.85 \cdot 1.35 = 1.15$	$\gamma_{Q,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	= $1.5 \cdot 0.6 = 0.9$
	$\xi\gamma_{G,j,sup}$	= $0.85 \cdot 1.35 = 1.15$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}$	$\gamma_{Q,1}$	= 1.5

Примечания:
 Все указанные значения коэффициентов взяты из Национального приложения ДСТУ-Н Б EN 1990.
 Более темные ячейки указывают на «преобладающую переменную нагрузку».
 Жирным текстом выделены «главные сопутствующие переменные нагрузки».
 Остальные переменные нагрузки относятся к «другим сопутствующим переменным нагрузкам».
 * Для выражения 6.10а обе его вариации имеют одинаковые значения коэффициентов (когда каждая переменная нагрузка по очереди принимается за главную сопутствующую), поскольку Национальное ДСТУ-Н Б EN 1990 дает одинаковые значения для $\gamma_{Q,1}$ и $\gamma_{Q,i}$.
 ** Кроме помещений категории Е (складские площади), для которых $\psi_{0,i}=1.00$, соответственно $\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}=1.5$.

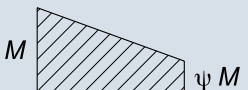
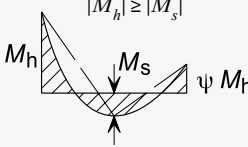
ПРИЛОЖЕНИЕ D. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ

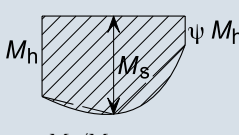
Таблица D.1 Коэффициенты взаимодействия для одновременного действия осевых усилий и изгибающих моментов

Коэффициенты взаимодействия	Критерий	Сечение	Расчетные предположения		Коэффициенты C
			Сечения Классов 1 и 2	Сечения Класса 3	
k_{yy}	—	Все	Рисунок D.2	Рисунок D.3	C_{my}
k_{yz}	—	Все	$0.6 k_{zz}$	k_{zz}	—
k_{zz}	Элементы, не чувствительные к деформациям кручения	Прямоугольные замкнутые элементы	Рисунок D.7	Рисунок D.8	C_{mz}
	Элементы, чувствительные к деформациям кручения	двутавры	Рисунок D.6	Рисунок D.8	C_{mz}
k_{zy}	Элементы, не чувствительные к деформациям кручения	Все	$0.6 k_{yy}$	$0.8 k_{yy}$	—
	Элементы, чувствительные к деформациям кручения	Все	Рисунок D.4	Рисунок D.5	C_{mLT}

- (1) C-коэффициенты могут быть рассчитаны по Таблице D.2.
- (2) На Рисунке D.4 и Рисунке D.5 значения k_{zy} основаны на допущении, что в запас надежности $C_{mLT} = 1.0$.

Таблица D.2 Коэффициенты C_m перехода к эквивалентным линейным эпюрам для Таблицы D.1

Вид эпюры моментов	Пределы		C_{my} , C_{mz} и C_{mLT}	
			Равномерно распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
Линейный закон 	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0.6 + 0.4\psi \geq 0.4$	
 $M_h \geq M_s$ $a_s = M_s / M_h$	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.2 + 0.8a_s \geq 0.4$	$0.2 + 0.8a_s \geq 0.4$
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.1 - 0.8a_s \geq 0.4$	$-0.8a_s \geq 0.4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.1(1-\psi) - 0.8a_s \geq 0.4$	$0.2(-\psi) - 0.8a_s \geq 0.4$

Вид эпюры моментов	Пределы		C_{my}, C_{mz} и C_{mLT}	
			Равномерно распределенная нагрузка	Сосредоточенная нагрузка
$M_h \leq M_s$  $a_s = M_h / M_s$	$0 \leq a_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05a_h$	$0.90 + 0.10 a_h$
	$-1 \leq a_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0.95 + 0.05a_h$	$0.90 + 0.10 a_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05a_h(1+2\psi)$	$0.90 - 0.10 a_h(1-\psi)$
Для элементов с потерей устойчивости в форме перекоса коэффициенты эквивалентных эпюр должны приниматься равными $C_{my} = 0.9$ или $C_{mz} = 0.9$ соответственно				
C_{my}, C_{mz} и C_{mLT} должны определяться для эпюр изгибающих моментов между раскреплениями следующим образом:				
Коэффициент эпюры моментов C_{my} C_{mz} C_{mLT}	Изгиб относительно оси y-y z-z y-y	Раскрепления в направлении оси z-z y-y y-y		

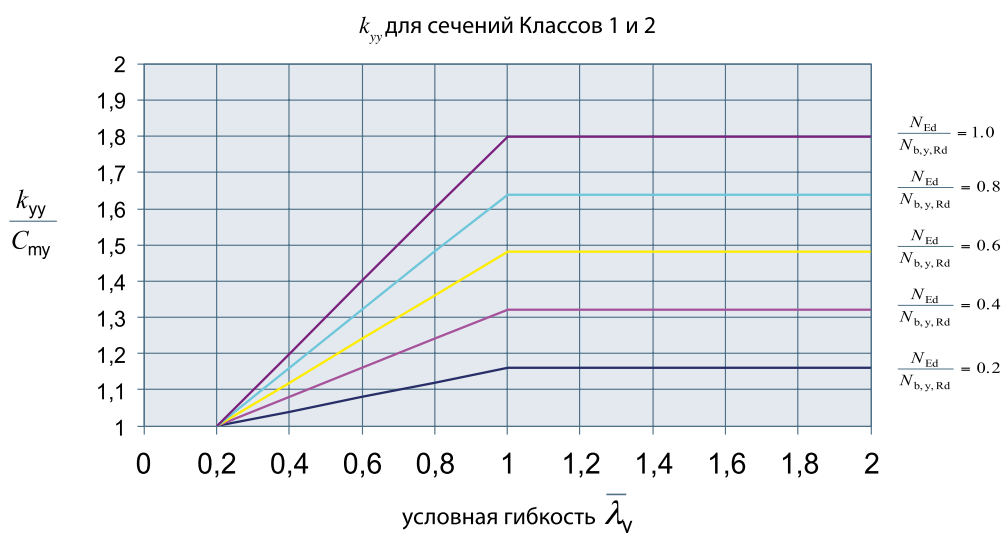


Рисунок D.1 Коэффициенты k_{yy} для сечений Классов 1 и 2

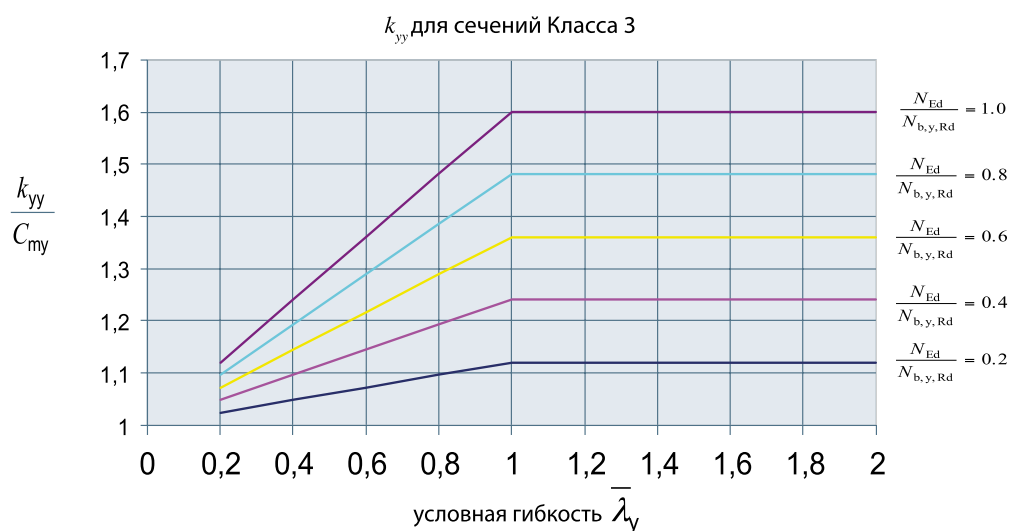


Рисунок D.2 Коэффициенты взаимодействия k_{yy} для сечений Класа 3

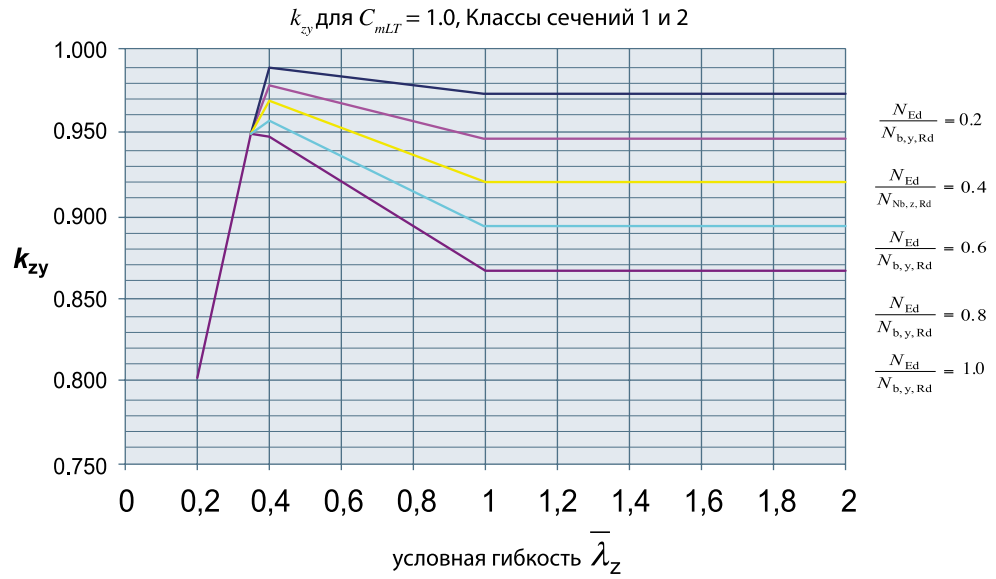


Рисунок D.3 Коэффициенты взаимодействия k_{zy} для двутавровых сечений Классов 1 и 2

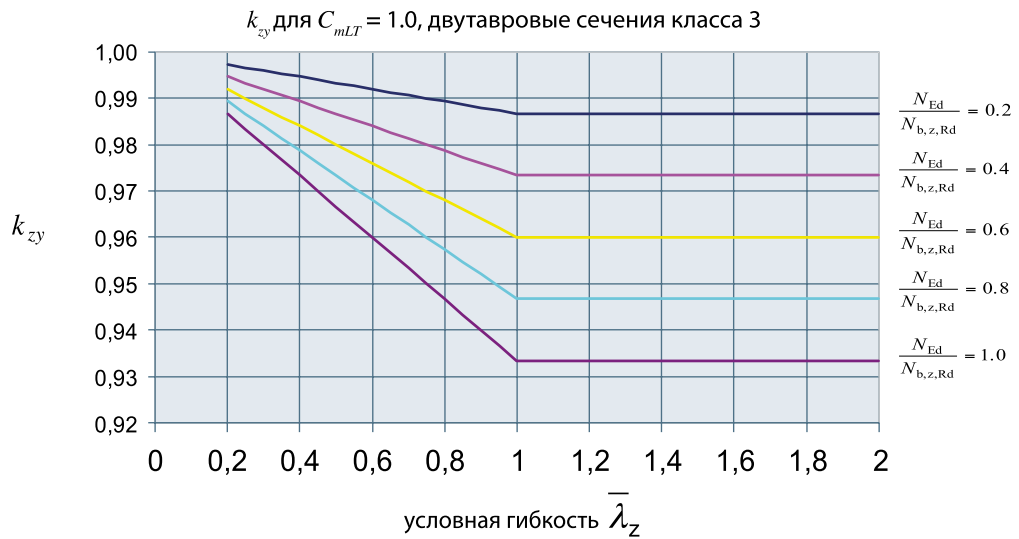


Рисунок D.4 Коэффициенты взаимодействия k_{zy} для двутавровых сечений Класса 3

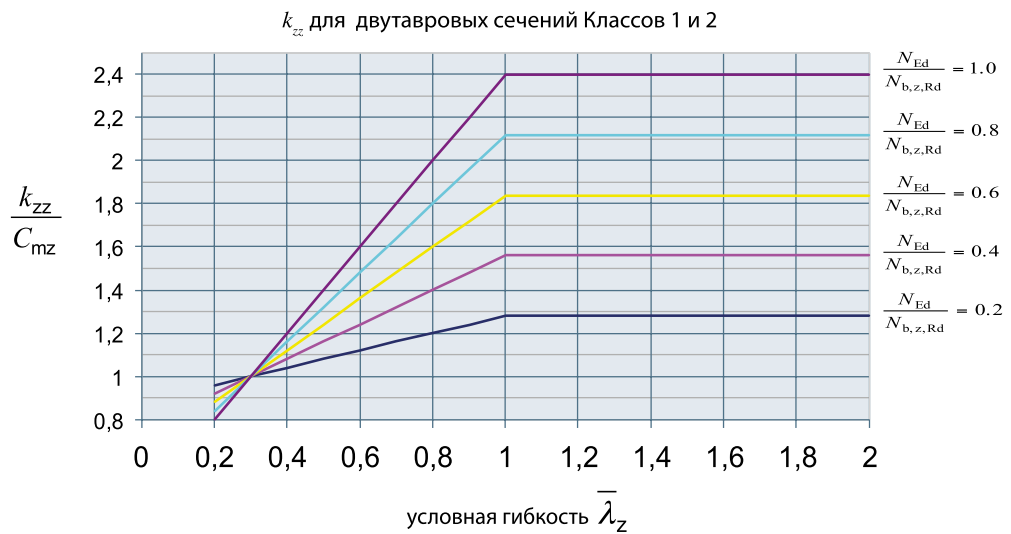


Рисунок D.5 Коэффициенты взаимодействия k_{zz} для двутавровых сечений Классов 1 и 2

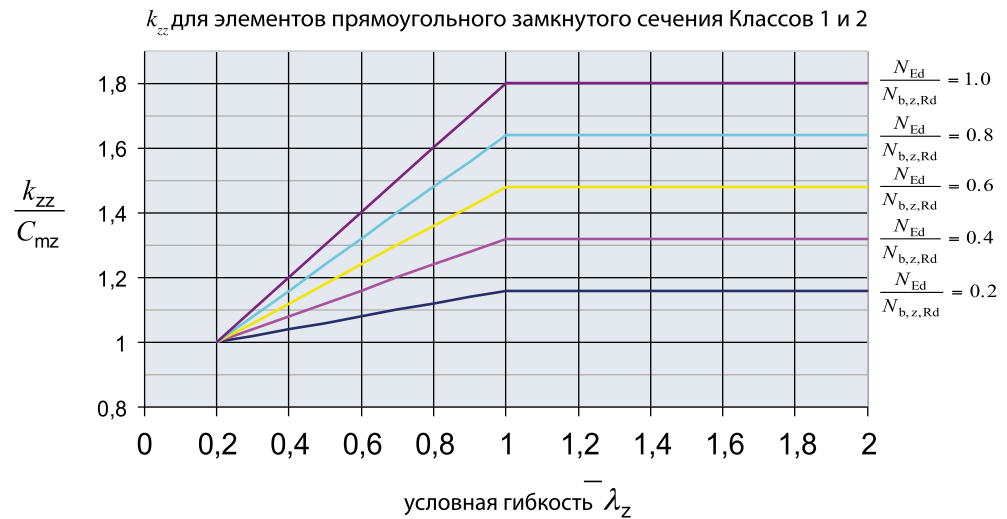


Рисунок D.6 Коэффициенты взаимодействия k_{zz} для элементов прямоугольного замкнутого сечения Классов 1 и 2

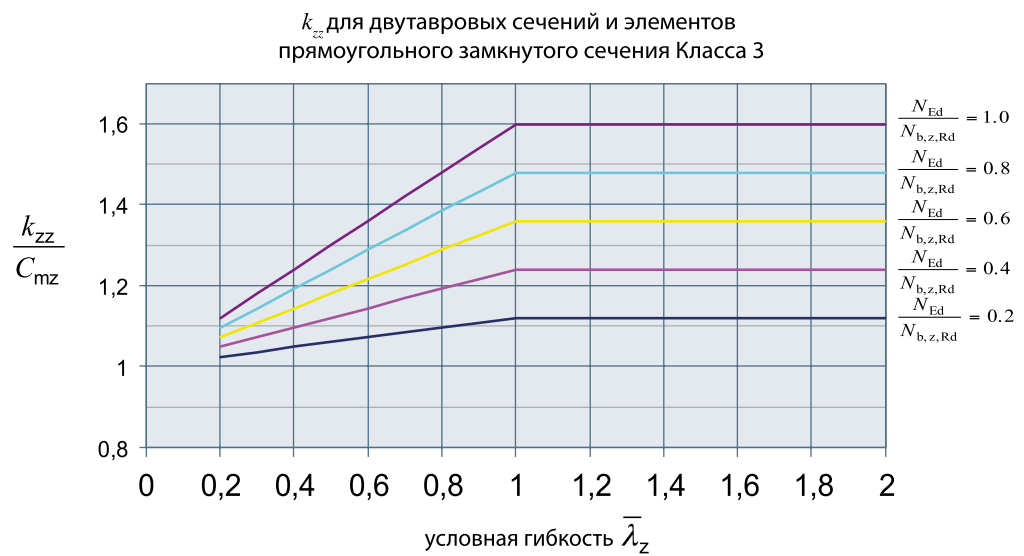


Рисунок D.7 Коэффициенты взаимодействия k_{zz} для двутавровых сечений и элементов
прямоугольного замкнутого сечения Класса 3

ПРИЛОЖЕНИЕ Е. КОЭФФИЦИЕНТЫ РАСЧЕТНОЙ ДЛИНЫ k И КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЕСТАБИЛИЗИРУЮЩИХ НАГРУЗОК D

Е.1 Коэффициенты расчетной длины однопролетных балок без промежуточного раскрепления

Потеря устойчивости плоской формы изгиба относится к изгибно-крутильным формам потери устойчивости. Следовательно, чтобы раскрепить элемент в той или иной точке, требуется исключить два типа деформаций, показанных на рисунке Е.1: изгиб в горизонтальной плоскости и кручение.

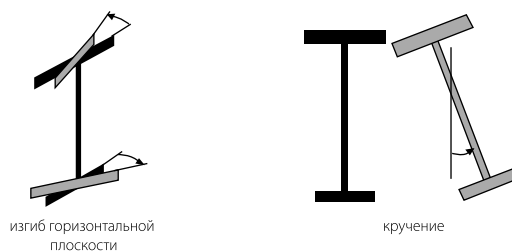
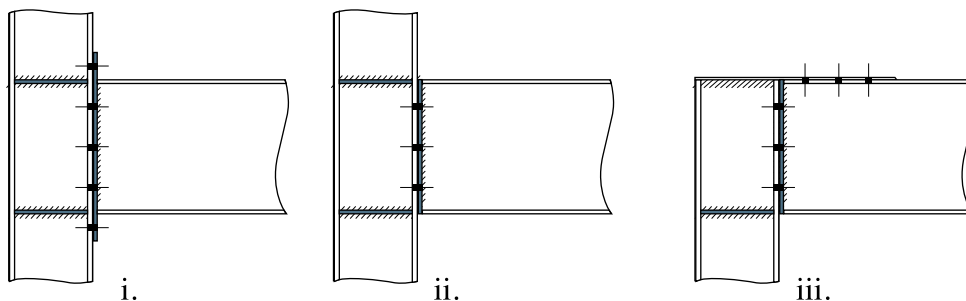


Рисунок Е.1 Характер деформаций при потере устойчивости плоской формы изгиба

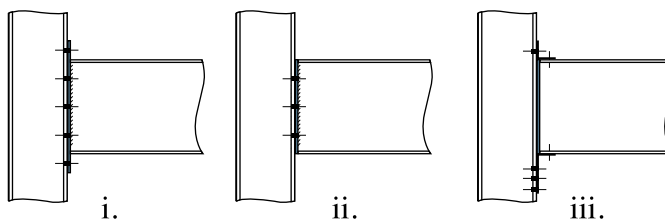
Для проверки по потере устойчивости плоской формы изгиба однопролетных балок коэффициент приведения к расчетной длине k может в запас приниматься равным 1.0 или определяться по Таблице Е.1.

На Рисунке Е.2 показаны варианты решений узлов, которые соответствуют значениям Таблицы Е.1. Если условия закрепления на концах отличаются, должно приниматься минимальное из значений коэффициента k .

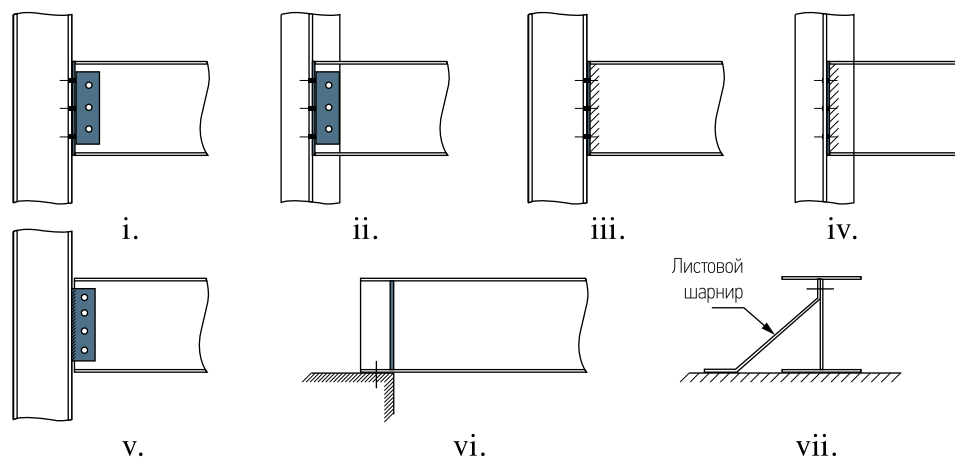
При дестабилизирующих условиях нагружения однопролетных балок необходимо вводить коэффициент D , равный 1.2. В других случаях D равен 1.0.



Случай 1. Оба пояса раскреплены от кручения и поворота в горизонтальной плоскости



Случай 2. Оба пояса раскреплены от кручения и частично от поворота в горизонтальной плоскости



Случай 3. Оба пояса не раскреплены от поворота в горизонтальной плоскости

Рисунок Е.2 Примеры узлов, обеспечивающих различную степень раскрепления

Таблица Е.1 Коэффициент расчетной длины, k

Условия раскрепления на опорах			К
Сжатый пояс раскреплен из плоскости изгиба	Оба пояса полностью раскреплены от поворота в горизонтальной плоскости	Случай 1, Рисунок Е.2	0.7
Сечение раскреплено от кручения	Сжатый пояс полностью раскреплен от поворота в горизонтальной плоскости	Случай 1*, Рисунок Е.2	0.75
	Оба пояса частично раскреплены от поворота в горизонтальной плоскости	Случай 2, Рисунок Е.2	0.8
	Сжатый пояс частично раскреплен от поворота в горизонтальной плоскости	Случай 2*, Рисунок Е.2	0.85
	Оба пояса не раскреплены от поворота в горизонтальной плоскости	Случай 3, Рисунок Е.2	1.0

* – с раскреплением сжатого пояса из плоскости изгиба

Е.2 Коэффициент дестабилизирующих нагрузок D

Дестабилизирующие нагрузки – это нагрузки, которые прикладываются **выше** центра изгиба сечения и могут перемещаться по мере выпучивания балки. Дестабилизирующий эффект может учитываться введением зависимости от уровня приложения нагрузки или для упрощенного случая – коэффициентом D .

В методе 3 Раздела 6.3.2.3 эффект от действия дестабилизирующих нагрузок учитывается введением коэффициента D :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{1}{\sqrt{C_1}} UVD \bar{\lambda}_z \sqrt{\beta_w}.$$

Для однопролетных балок с дестабилизирующими нагрузками коэффициент D следует принимать равным 1.2, а в случае их отсутствия D принимается равным 1.0.

Е.3 Консоли

Е.3.1 Жесткие консоли с полным раскреплением из плоскости изгиба и раскреплением от кручения на опоре

Для этого распространенного случая коэффициент расчетной длины k и коэффициент D следует принимать по Таблице Е.2 в зависимости от условий закрепления консольного конца.

Е.3.2 Консоли без полного раскрепления из плоскости изгиба и раскрепления от кручения на опоре

В таких случаях коэффициент расчетной длины k и коэффициент D следует принимать по Таблице Е.3.

Если изгибающий момент прикладывается на конце консоли, коэффициент расчетной длины k должен быть увеличен на большее из значений 30% или 0.3.

Таблица Е.2 Коэффициент расчетной длины k и коэффициент учета дестабилизирующего характера нагрузок D для консолей с полным раскреплением на опоре и без промежуточных раскреплений

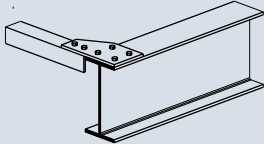
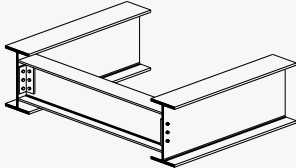
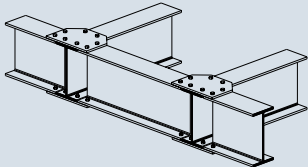
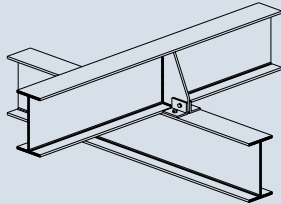
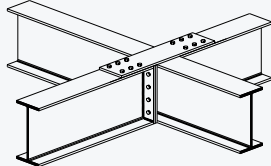
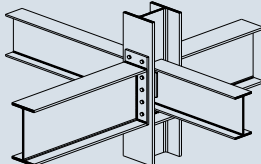
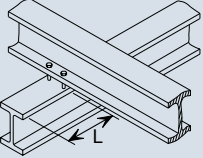
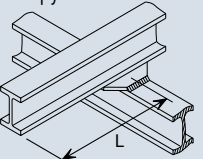
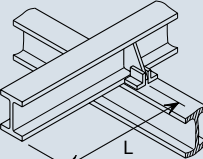
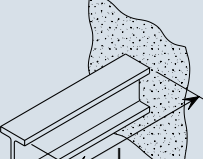
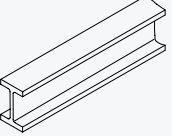
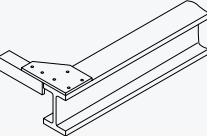
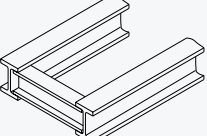
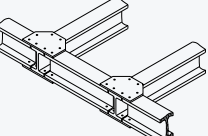
Раскрепления свободного конца консоли	k	D
1) Свободное	1.0	2.5
2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости 	0.9	2.8
3) Раскрепление от кручения 	0.8	1.9
4) Раскрепление из плоскости и от кручения 	0.7	1.7
Примеры опорных узлов консолей, которые обеспечивают эффективную передачу момента, раскрепление из плоскости и от кручения		
Консоли с опиранием на основные балки сверху, обеспечивающим раскрепление из плоскости и от кручения 		
Консоли, примыкающие к основным балкам в одном уровне 		
Консоли, примыкающие к полке колонны 		

Таблица Е.3 Коэффициент расчетной длины k и коэффициент учета дестабилизирующего характера нагрузок D для консолей с различными опорными узлами и без промежуточных раскреплений

Условия раскрепления		k	D
На опоре	На консольном конце		
а) Неразрезное с раскреплением верхнего пояса из плоскости 	1) Без раскрепления (свободный конец)	3.0	2.5
	2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости	2.7	2.8
	3) Раскрепление элемента от кручения	2.4	1.9
	4) Раскрепление из плоскости и от кручения	2.1	1.7
б) Неразрезное с частичным раскреплением от кручения 	1) Без раскрепления (свободный конец)	2.0	2.5
	2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости	1.8	2.8
	3) Раскрепление элемента от кручения	1.6	1.9
	4) Раскрепление из плоскости и от кручения	1.4	1.7
в) Неразрезное с раскреплением из плоскости и от кручения 	1) Без раскрепления (свободный конец)	1.0	2.5
	2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости	0.9	2.8
	3) Раскрепление элемента от кручения	0.8	1.9
	4) Раскрепление из плоскости и от кручения	0.7	1.7
г) С раскреплением из плоскости и раскреплением от поворота в трех направлениях 	1) Без раскрепления (свободный конец)	0.8	1.75
	2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости	0.7	2.0
	3) Раскрепление элемента от кручения	0.6	1.0
	4) Раскрепление из плоскости и от кручения	0.5	1.0
Условия раскрепления консольного конца			
1) Без раскрепления (свободный конец)  (без горизонтальных связей)	2) Раскрепление верхнего пояса из плоскости  (с горизонтальными связями хотя бы в одном пролете)	3) Раскрепление элемента от кручения  (без горизонтальных связей)	4) Раскрепление из плоскости и от кручения  (с горизонтальными связями хотя бы в одном пролете)