

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
ЕРЕЖЕЛЕР ЖИНАҒЫ**

**СВОД ПРАВИЛ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

КР ЕЖЕН
1995-1-1:2004+A1:2008/2011
2006 ж. шілдес айының
өзгертулерімен.

СП РК ЕН
1995-1-1:2004+A1:2008/2011
Включая исправления на июнь
2006 г.

АҒАШ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ЖОБАЛАУ

**1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар
ережелері**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**Часть 1-1. Общие правила и правила для
зданий**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Осы ережелер жинағы EN 1990:2002+A1:2005
сәйкес келеді және СЕN рұқсатымен қолданылады,
мекен-жайы: В-1000 Брюссель, Маркинс данғылы, 17**
**Настоящий свод правил идентичен EN 1990:2002
+A1:2005 и применяется с разрешения СЕN
по адресу: Брюссель, проспект Маркинс, 17**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика
министрлігінің Құрылыш және тұрғын үй-
коммуналдық шаруашылық істері комитеті**

**Комитет по делам строительства и жилищно-
коммунального хозяйства Министерства
национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2016

АЛҒЫ СӨЗ

1 ӘЗІРЛЕГЕН:

«ҚазКСФЗИ» АҚ

2 ҰСЫНГАН:

Қазақстан Республикасы Үлттық экономика министрлігі Құрылыш және тұрғын үй- коммуналдық шаруашылық істері комитетінің Техникалық реттеу және нормалau басқармасы

**3 ҚАБЫЛДАНГАН
ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА
ЕҢГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:**

Қазақстан Республикасы Үлттық экономика министрлігі Құрылыш, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы №156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

4 ОРНЫНА:

Алғашқы рет іске қосылған

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасы сәулөт, қала құрылышы және құрылыш істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

ПРЕДИСЛОВИЕ

1 РАЗРАБОТАН:

АО «КазНИИСА»

2 ПРЕДСТАВЛЕН:

Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Министерства национальной экономики Республики Казахстан

**3 ПРИНЯТ И ВВЕДЕН
В ДЕЙСТВИЕ:**

Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года №156-НҚ с 1 июля 2015 года

4 ВЗАМЕН:

Введен впервые

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

НАЦИОНАЛЬНОЕ ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий Свод правил Республики Казахстан является идентичным внедрением Европейского стандарта EN 1995-1-1:2004+A1:2008¹ «Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

Настоящий государственный нормативный документ является редакцией на русском языке официальной версии **EN 1995-1-1:2004+A1:2008 (включающей все поправки и изменения 2006 г.)**.

Настоящий государственный нормативный документ входит в систему Сводов Правил Республики Казахстан (СП РК EN), представляющей собой комплект документов в составе:

- СП РК EN 1990 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций.
- СП РК EN 1991 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции.
- СП РК EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.
- СП РК EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций.
- СП РК EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций.
- СП РК EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций.
- СП РК EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций.
- СП РК EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование.
- СП РК EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций.
- СП РК EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

Официальные версии Европейских стандартов, на основе которых подготовлен настоящий документ, и стандартов, на которые даны ссылки, хранятся в Агентстве по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Республики Казахстан.

Неотъемлемой частью настоящего нормативного документа является его Национальное Приложение. Без Национального Приложения настоящий государственный нормативный документ не должен применяться для проектирования зданий и сооружений и может использоваться исключительно в ознакомительно-образовательных целях.

Национальное Приложение содержит информацию о тех параметрах, которые в EN 1995-1-1:2004+A1:2008 оставлены открытыми для национального выбора. Ссылки на параметры, оставленные открытыми для национального выбора, даны в тексте EN 1995-1-1:2004+A1:2008.

С введением в действие настоящего Свода Правил в течение переходного периода времени будут отменены все противоречащие ему государственные нормативные документы Республики Казахстан в области проектирования и строительства деревянных конструкций.

Шифр EN 1995-1-1:2004+A1:2008 означает, что в издание EN 1995-1-1:2004 внесены изменения 2006 года. С целью упрощения ссылок, в настоящих СП РК принят шифр EN 1995-1-1:2008.

ICS 91.010.30; 91.080.20

Включая исправления на июнь 2006 г.
Взамен ENV 1995-1-1:1993

Редакция на русском языке

**Еврокод 5: Проектирование деревянных конструкций
Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий**

**Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General -
Common rules and rules for buildings**

Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois -
Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour
les bâtiments

Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion
von Holzbauten - Teil 1-1:Allgemeines -
Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau

Настоящий Европейский норматив был принят CEN 16 апреля 2004 г. С исправлениями от 10 апреля 2008 г.

Члены Европейского комитета по стандартизации (CEN) обязаны выполнять регламент CEN/CENELEC, в котором содержатся условия, при которых европейскому нормативу придается статус национального норматива без каких-либо изменений. Новейшие списки и библиографические ссылки, касающиеся таких нормативов, можно получить в центральном секретариате или у любого члена CEN по запросу.

Европейский норматив разработан в трех официальных редакциях (на немецком, английском, французском языках). Перевод стандарта, выполненный членом Европейского Комитета по стандартизации под собственную ответственность на язык его страны и сообщенный центральному секретариату, имеет такой же статус, как и официальные редакции.

Членами Европейского комитета по стандартизации (CEN) являются национальные организации по стандартизации Бельгии, Болгарии, Дании, Германии, Эстонии, Финляндии, Франции, Греции, Ирландии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Австрии, Польши, Португалии, Румынии, Швеции, Швейцарии, Словакии, Словении, Испании, Чешской Республики, Венгрии, Великобритании и Кипра.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN D'NORMALISATION
EUROPÄISCHE KOMITEE FÜR NORMUNG
Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	VIII
Введение к Еврокодам	VIII
Статус и область применения Еврокодов	IX
Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов рокодам.....	X
Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия	X
Дополнительная информация, относящаяся к EN 1995-1-1	X
Национальное приложение к EN 1995-1-1	XI
1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ	1
1.1 Область применения	1
1.2 Нормативные ссылки	3
1.3 Предпосылки.....	4
1.4 Различие между принципами и правилами применения.....	4
1.5 Термины и определения.....	4
1.6 Символы, используемые в EN 1995-1-1	5
2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	11
2.1 Требования	11
2.2 Принципы расчета по предельным состояниям	12
2.3 Основные переменные значения.....	13
2.4 Проверка методом частных коэффициентов	16
3 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ	18
3.1 Общая часть	18
3.2 Цельная древесина.....	19
3.3 Клееная древесина.....	20
3.4 LVL	21
3.5 Панели на основе древесины.....	22
3.6 Клеи	22
3.7 Металлические крепежные детали	22
4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ	22
4.1 Сопротивляемость воздействию биологических организмов.....	22
4.2 Устойчивость к коррозии	22
5 ОСНОВЫ РАСЧЕТА	23
5.1 Общая часть	23

СП РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011
EN 1995-1-1:2008/2011

5.2 Элементы.....	23
5.3 Соединения	24
5.4 Сборные конструкции.....	24
6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ.....	27
6.1 Расчет поперечных сечений, испытывающих напряжение в одном основном направлении	27
6.2 Расчет поперечных сечений, подвергнутых комбинированному действию напряжений	31
6.3 Устойчивость элементов.....	32
6.4 Расчет поперечных сечений в элементах с переменными поперечными сечениями или криволинейным очертанием	36
6.5 Элементы с подрезкой	40
6.6 Прочность системы	41
7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ПРИГОДНОСТИ К ЭКСПЛУАТАЦИИ	42
7.1 Узловое проскальзывание.....	42
7.2 Предельные прогибы балок	43
7.3 Вибрации	44
8 СОЕДИНЕНИЯ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КРЕПЕЖНЫХ ДЕТАЛЯХ.....	46
8.1 Общая часть	46
8.2 Несущая способность на сдвиг соединений на металлических нагелях.....	48
8.3 Соединения на гвоздях.....	52
8.4 Соединения на скобах	60
8.5 Болтовые соединения	61
8.6 Нагельные соединения.....	63
8.7 Винтовые соединения	64
8.8 Соединения на перфорированных металлических пластинах	67
8.9 Соединения на гладких кольцевых и пластинчатых шпонках.....	71
8.10 Соединения на металлических зубчатых пластинах.....	74
9 КОНСТРУКЦИИ И СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	76
9.1 Компоненты	76
9.2 Составные конструкции.....	81
10 ИЗГОТОВЛЕНИЕ, МОНТАЖ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА	92
10.1 Общая часть	92
10.2 Материалы.....	93
10.3 Клеевые соединения	93

10.4 Соединения на механических крепежных элементах.....	93
10.5 Сборка.....	95
10.6 Транспортировка и монтаж	95
10.7 Контроль качества	95
10.8 Специальные требования для покрытий, перекрытий и перегородок	96
10.9 Специальные правила для ферм на перфорированных металлических пластинах	97
Приложение А (<i>информационное</i>) Скалывание с отрывом (выкалывание) в нагельных многостержневых соединениях древесины с металлическими изделиями.....	98
Приложение В (<i>информационное</i>) Механически соединяемые балки	100
Приложение С (<i>информационное</i>) Составные колонны	104
Библиография	110

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящий Европейский норматив EN 1995-1-1 был подготовлен Техническим Комитетом CEN/TC250 «Строительные Еврокоды», секретариат которого входит в BSI.

Настоящий Европейский норматив будет иметь статус Национального Норматива либо путем публикации идентичного текста или путем индоссамента, самое позднее в мае 2005 г., а конфликтующие национальные стандарты будут отменены не позднее марта 2010 г.

Настоящий Европейский норматив заменяет ENV 1995-1-1:1993.

CEN/TC250 ответственен за все Строительные Еврокоды.

Согласно внутреннем Правилам CEN/CENELEC, национальные организации по стандартизации следующих стран обязаны внедрить Европейские Нормативы: Австрии, Бельгии, Кипра, Болгарии, Дании, Германии, Эстонии, Финляндии, Франции, Греции, Ирландии, Исландии, Италии, Латвии, Литвы, Люксембурга, Мальты, Нидерландов, Норвегии, Польши, Португалии, Румынии, Швеции, Швейцарии, Словакии, Словении, Испании, Чешской Республики, Венгрии, Великобритании.

Введение к Еврокодам

В 1975 г. Комиссия Европейского сообщества приняла решение о применении программы в области строительства, основанное на статье 95 соглашения. Целью программы являлось устранение технических препятствий деловой активности и стандартизация технических условий.

В данной программе действий Комиссия проявила инициативу по определению совокупности гармонизированных технических правил для проектирования строительных работ, которые на начальной ступени выступали бы в качестве альтернативы действующим национальным правилам в странах-членах и впоследствии заменяли бы их.

На протяжении 15 лет Комиссия при помощи Руководящего комитета представителей стран-членов осуществляла разработку программы Еврокодов, что привело к появлению первого поколения Еврокодов в 1980-е годы.

В 1989 г. Комиссия и страны-члены ЕС и EACT на основании соглашения¹⁾ между Комиссией и CEN приняли решение о передаче подготовки и издания Еврокодов посредством ряда мандатов с целью предоставления им будущего статуса европейского стандарта (EN). Это фактически связывает Еврокоды с положениями Директив Совета и/или постановлениями Комиссии, рассматривающими европейские стандарты (например, Директива Совета 89/106/EEC по строительным изделиям — CPD — и Директивы Совета 93/37/EEC, 92/50/EEC и 89/440/EEC по общественным работам и услугам и аналогичные EACT Директивы, цель которых состоит в создании внутреннего рынка).

1) Соглашение между Комиссией Европейского сообщества и Европейским комитетом по стандартизации (CEN), относящееся к работе над Еврокодами по проектированию зданий и работ по гражданскому строительству (BC/CEN/03/89).

Программа Еврокодов конструкций включает следующие стандарты, как правило, состоящие из нескольких частей:

- EN 1990 ЕвроКод. Основы проектирования несущих конструкций
- EN 1991 ЕвроКод 1. Воздействия на конструкции
- EN 1992 ЕвроКод 2. Проектирование железобетонных конструкций
- EN 1993 ЕвроКод 3. Проектирование стальных конструкций
- EN 1994 ЕвроКод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций
- EN 1995 ЕвроКод 5. Проектирование деревянных конструкций
- EN 1996 ЕвроКод 6. Проектирование каменных конструкций
- EN 1997 ЕвроКод 7. Геотехническое проектирование
- EN 1998 ЕвроКод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций
- EN 1999 ЕвроКод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

ЕвроКоды устанавливают обязанности распорядительных органов в каждой из стран-членов и гарантируют их право определять значения вопросов регулирования безопасности на национальном уровне, отличающиеся у различных государств.

Статус и область применения ЕвроКодов

Страны-члены ЕС и ЕАСТ признают, что ЕвроКоды выступают в качестве ссылочных документов в следующих целях:

- как средство подтверждения соответствия строительных работ и работ по гражданскому строительству основополагающим требованиям директивы Совета 89/106/EEC, в частности основополагающему требованию № 1 — Механическое сопротивление и устойчивость — и основополагающему требованию № 2 — Безопасность в случае пожара;
- как основание для изложения договоров на строительные работы и относящиеся к ним инженерно-конструкторские услуги;
- как структура составления гармонизированных технических условий на строительные изделия (EN и ETA).

ЕвроКоды, поскольку они непосредственно касаются строительных работ, имеют прямое отношение к разъясняющим документам²⁾, на которые приводится ссылка в статье 12 CPD, хотя они отличаются от гармонизированных стандартов на изделие³⁾.

2) В соответствии с пунктом 3.3 CPD существенным требованиям (ER) необходимо придать определенную форму в разъясняющих документах для создания необходимых связей между существенными требованиями и мандатами для гармонизированных EN и ETAG/ETA.

3) В соответствии со статьей 12 CPD разъясняющие документы должны:

- а) приводить к определенной форме существенные требования посредством стандартизации терминологии и технических основ и указания классов или уровней для каждого требования, где это необходимо;
- б) устанавливать методы соотношения данных классов или уровней требований с техническими условиями, например, методами расчета и доказательства, техническими правилами для проектной разработки и т. д.;
- с) выступать в качестве ссылки для введения гармонизированных стандартов и руководства для европейского технического утверждения.

Следовательно, техническим комитетам СЕN и/или рабочим группам ЕОТА, работающим над стандартами на изделие с целью достижения полного соответствия данных технических условий Еврокодам, следует соответствующим образом рассмотреть технические аспекты действия Еврокодов.

Еврокоды регламентируют общие правила проектирования конструкций для ежедневного применения при проектировании целостных конструкций и компонентов изделий традиционным и инновационным способом. Нетрадиционные формы строительства или условия проектирования отдельно не рассмотрены, и в данном случае необходимо дополнительное квалифицированное рассмотрение проектировщиком.

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов

Национальные стандарты, обеспечивающие выполнение Еврокодов, содержат полный текст Еврокода (включая приложения), изданного СЕN, которому может предшествовать национальный титульный лист и национальное предисловие (справочное).

Национальное приложение может содержать только информацию о параметрах, оставленных открытыми в Еврокоде по национальному усмотрению, известные как «национально определенные параметры», используемые для работ по проектированию зданий и гражданскому строительству в рассматриваемой стране, т. е.:

- значения и/или классы, альтернатива которых приведена в Еврокоде;
- используемые значения, обозначения которых приведены в Еврокоде;
- специфическую информацию о стране (географическая, климатическая и т. д.), например карта снежного покрова;
- используемые методы, альтернатива которых приведена в Еврокоде, который также может содержать:
 - решение по применению справочных приложений;
 - ссылки на непротиворечивую дополнительную информацию для содействия потребителю в применении Еврокода.

Связь Еврокодов и гармонизированных технических требований (ENs и ETAs) на изделия

Существует необходимость согласования гармонизированных технических требований на строительные изделия и технических правил на работы⁴⁾. Более того, вся информация, сопровождающая маркировку строительных изделий о соответствии европейским стандартам, должна четко устанавливать, какие национально определенные параметры приняты во внимание.

Дополнительная информация, относящаяся к EN 1995-1-1

EN 1995 устанавливает принципы и требования в отношении безопасности, работоспособности и долговечности деревянных конструкций. Они базируются на методе предельного состояния в сочетании с методом частных коэффициентов.

При расчете новых конструкций EN 1995 предназначен для непосредственного использования наряду с EN 1990 и соответствующими частями EN 1991.

Числовые значения частных коэффициентов безопасности и прочих параметров надежности даны в качестве рекомендуемых значений, которые обеспечивают приемлемый уровень безопасности. Они установлены исходя из соответствующей квалификации рабочего персонала и качественной работы управленческого звена. В случае, когда EN 1995-1-1 применяется в качестве базового документа наряду с CEN/TCs, следует принимать те же самые значения.

Национальное приложение к EN 1995-1-1

Настоящий Европейский норматив предусматривает альтернативные процедуры, значения и рекомендации с примечаниями, указывающими, где должен осуществляться выбор на национальном уровне. Следовательно, Национальный Норматив, внедряющий Еврокод EN 1995-1-1, должен иметь национальное приложение, которое должно содержать все определяемые на национальном уровне параметры, необходимые для проектирования зданий и сооружений, возводимых в соответствующей стране.

Национальный выбор допускается в следующих пунктах EN 1995-1-1:

- 2.3.1.2(2)Р — назначение нагрузкам класса длительности действия;
- 2.3.1.3(1)Р — назначение конструкциям классов эксплуатации (условий эксплуатации);
- 2.4.1(1)Р — частные коэффициенты для свойств материала;
- 6.1.7(2) — коэффициент влияния трещин на сопротивление скальванию при изгибе;
- 6.4.3(8) — балки двускатные, криволинейные и двускатные с криволинейным нижним поясом. Максимальное растягивающее напряжение поперек волокон древесины, вызванное изгибающим моментом;
- 7.2(2) — предельные прогибы;
- 7.3.3(2) — предельные вибрации перекрытий жилых зданий;
- 8.3.1.2(4) — правила для учета гвоздей, забиваемых в торцы деревянных элементов;
- 8.3.1.2(7) — гвоздевые соединения пород, чувствительных к раскалыванию;
- 9.2.4.1(7) — проектирование стеновых диафрагм;
- 9.2.5.3(1) — коэффициенты для связевых систем;
- 10.9.2(3) — монтаж ферм на металлических штампованных зубчатых (когтевых) пластинах.

Максимальный выгиб (кривизна);

- 10.9.2(4) — монтаж ферм на металлических штампованных зубчатых (когтевых) пластинах.

Максимальное отклонение от вертикали.

]

⁴⁾ См. статью 3.3 и статью 12 CPD, а также пункты 4.2, 4.3.1, 4.3.2 и 5.2 ID 1

Для заметок

СВОД ПРАВИЛ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ 1-1. ОБЩИЕ ПРАВИЛА И ПРАВИЛА ДЛЯ ЗДАНИЙ

DESIGN OF TIMBER STRUCTURES
PART 1-1: GENERAL COMMON RULES AND RULES FOR BUILDINGS

Дата введения 2015-07-01

1 ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1.1 Область применения EN 1995

(1) Р EN 1995 распространяется на проектирование зданий и инженерных сооружений из древесины (цельная древесина: пиленая, строганная или круглая; kleenая древесина или строительные изделия на основе древесины, например LVL), а также панелей на основе древесины, соединенных kleевыми составами или механически. Технический кодекс соответствует принципам и требованиям безопасности и эксплуатационной пригодности сооружений, а также методам расчета и подтверждения конструкций в соответствии с EN 1990.

(2) Р EN 1995 устанавливает только требования к несущей способности, эксплуатационной пригодности, долговечности и огнестойкости деревянных сооружений. Другие требования, например к тепло- и звукозащите, в настоящем техническом кодексе не рассматриваются.

(3) EN 1995 применяется вместе со следующими стандартами:

- EN 1990:2002 Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций;
- EN 1991 Воздействия на конструкции;
- Европейские стандарты на строительные изделия, применяемые в деревянных конструкциях;

— EN 1998 Проектирование сейсмостойких конструкций;

(4) EN 1995 подразделяется на несколько частей;

EN 1995-1 Основные положения;

EN 1995-2 Мосты.

(5) EN 1995-1 Основные положения включает:

- EN 1995-1-1 Общие правила и правила для зданий;
- EN 1995-1-2 Основные правила. Определение огнестойкости.

6) В EN 1995-2 применяются основные правила, установленные в EN 1995-1-1. Разделы в EN 1995-2 дополняют разделы EN 1995-1.

1.1.2 Область применения EN 1995-1-1

(1) Р EN 1995-1-1 содержит общие правила расчета деревянных конструкций

**СП РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011
EN 1995-1-1:2008/2011**

совместно со специфическими требованиями по проектированию зданий.

(2) В EN 1995-1-1 включены следующие разделы:

- 1 Основные положения
- 2 Основы проектирования
- 3 Свойства материалов
- 4 Долговечность
- 5 Основы структурного расчета
- 6 Предельные состояния по несущей способности
- 7 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации
- 8 Соединения на металлических крепежных деталях
- 9 Конструкции и сборные элементы
- 10 Изготовление, монтаж и контроль качества.

(3) Р EN 1995-1-1 не распространяется на проектирование конструкций, подвергаемых длительному воздействию температур выше 60 °C.

1.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего технического кодекса необходимы следующие ссылочные документы. Для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения).

Международные стандарты:

ISO 2081 Металлизированные покрытия. Покрытия цинком железа и стали, получаемые методом электролиза

ISO 2631-2 Оценка воздействия вибраций на человеческое тело. Часть 2. Длительные и ударные вибрации в зданиях (от 1 до 80 Гц).

Европейские стандарты:

EN 300 Плиты из длинных, тонких, упорядоченных опилок (OSB). Определения, классификация и требования

EN 301 Клеевые составы, фенолы и аминопласти несущих деревянных элементов. Классификация и требования к показателям

EN 312 ДСП. Спецификации

EN 335-1 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Определение классов опасности биологических воздействий. Часть 1. Общая

EN 335-2 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Определение классов опасности биологических воздействий. Часть 2. Применение цельной древесины

EN 335-3 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Определение классов опасности биологических воздействий. Часть 3. Применение панелей на основе древесины

EN 350-2 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Естественная долговечность цельной древесины. Часть 2. Руководство по естественной долговечности и обработке отдельных пород, имеющих важное значение для Европы

EN 351-1 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Цельная древесина с защитной обработкой. Часть 1. Классификация защитной пропитки и удерживающей способности

EN 383 Деревянные конструкции. Методы испытаний. Определение прочности

заделки и основные величины для крепежных элементов нагельного типа

EN 385 Соединения древесины зубчатым шипом. Требования к виду и минимальные требования к выполнению

EN 387 Клееная древесина. Требования к выполнению больших стыков с зубчатым шипом. Требования к виду и минимальные требования к выполнению

EN 409 Деревянные конструкции. Методы испытаний. Определение несущего момента по пределу текучести для крепежных элементов нагельного типа. Гвозди

EN 460 Долговечность древесины и материалов на основе древесины. Естественная долговечность цельной древесины. Руководство по требованиям к долговечности для древесины, используемой в агрессивных условиях

EN 594 Деревянные конструкции. Методы испытаний. Прочность и жесткость деревянных стеновых панелей рамного типа при поперечных деформациях

EN 622-2 Древесноволокнистые плиты. Спецификации. Часть 2. Требования к твердым ДВП

EN 622-3 Древесноволокнистые плиты. Спецификации. Часть 3. Требования к ДВП средней плотности

EN 622-4 Древесноволокнистые плиты. Спецификации. Часть 4. Требования к мягким ДВП

EN 622-5 Древесноволокнистые плиты. Спецификации. Часть 5. Требования к плитам сухого прессования (MDF)

EN 636 Фанера. Спецификации

EN 912 Деревянные крепежные элементы. Спецификации коннекторов для древесины

EN 1075 Деревянные конструкции. Методы испытаний. Соединения, выполненные на металлических зубчатых пластинах

EN 1380 Деревянные конструкции. Методы испытания. Несущие соединения на гвоздях

EN 1381 Деревянные конструкции. Методы испытания. Несущие соединения на скобах

EN 1382 Деревянные конструкции. Методы испытания. Несущая способность на выдергивание

EN 1383 Деревянные конструкции. Методы испытания. Несущая способность на пробивание

EN 1990 Основы строительного проектирования

EN 1991-1-1 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки

EN 1991-1-3 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки

EN 1991-1-4 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия

EN 1991-1-5 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия

EN 1991-1-6 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ

EN 1991-1-7 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия.

Особые воздействия

EN 10147 Спецификация на листы из строительной стали, изготовленные методом непрерывного покрытия в виде горячего оцинкования. Технические требования

EN 13271 Деревянные крепежные элементы. Характеристическая несущая способность и модули скольжения узлов соединения

EN 13986 Панели на деревянной основе для использования в строительстве. Характеристики, оценка соответствия и маркировка

EN 14080 Деревянные конструкции. Клееная древесина. Требования

EN 14081-1 Деревянные конструкции. Строительная древесина прямоугольного сечения, сортируемая по прочности. Часть 1. Основные требования

EN 14250 Деревянные конструкции. Производственные требования к изготовлению ферм на металлических перфорированных пластинах

EN 14279 LVL. Спецификации, определения, классификация и требования

EN 14358 Деревянные конструкции. Крепежные элементы и материалы на основе древесины. Расчет характеристик пятипроцентного значения и приемлемых критериев для образцов

EN 14374 Деревянные конструкции. Конструкционные LVL. Требования

EN 14545 Деревянные конструкции. Коннекторы. Требования

EN 14592 Деревянные соединения. Крепежные элементы. Требования

EN 26891 Деревянные конструкции. Соединения на механических крепежных деталях. Общие принципы определения характеристик прочности и деформативности

EN 28970 Деревянные конструкции. Испытания узловых соединений с механическими крепежными деталями. Требования к плотности древесины (ISO 8970:1989).

Примечание — Так как EN 14545 и EN 14592 не применяются как европейские стандарты, больший объем информации представлен в национальном приложении.

1.3 Предпосылки

(1)Р Применяются общие предпосылки EN 1990.

(2) Дополнительные требования для конструкторской детализации и контроля приведены в разделе 10.

1.4 Различие между принципами и правилами применения

(1)Р Действуют правила по EN 1990, п. 1.4.

1.5 Термины и определения

1.5.1 Общие

(1)Р Действуют термины в соответствии с EN 1990, п. 1.5.

1.5.2 Дополнительные термины и определения, используемые в настоящем стандарте

1.5.2.1 Нормативные значения

Согласно п. 1.5.4.1 EN 1990.

1.5.2.2 Нагельные соединения (dowelled conection): Соединения, выполненные с использованием цилиндрического стержня круглого поперечного сечения, выполненного обычно из стали, с головкой и без головки, устанавливаемого плотно в предварительно высверленные отверстия, и служат для передачи нагрузки перпендикулярно оси нагеля.

1.5.2.3 Равновесная влажность (equilibrium moisture content): Влагосодержание, при котором древесина не приобретает и не отдает влаги в окружающую среду.

1.5.2.4 Точка насыщения фиброволокна (fibre saturation point): Содержание влажности, при которой клетчатка древесины насыщена полностью.

1.5.2.5 LVL LVL определяется в соответствии с EN 14279 и EN 14374.

1.5.2.6 Деревянный слоистый настил (laminated timber deck): Лист из параллельно состыкованного и твердого слоистого материала, скрепленного гвоздями, шурупами или способом предварительного натяжения или склеивания.

1.5.2.7 Влагосодержание (moisture content): Масса воды в древесине, выраженная в отношении к массе высушенной древесины.

1.5.2.8 Поперечная деформация (raking): Эффект, вызванный горизонтальным воздействием в плоскости стены.

1.5.2.9 Свойства жесткости (stiffness property): Характеристика, используемая при расчете деформации конструкции, например: модуль упругости, модуль сдвига, модуль скольжения.

1.5.2.10 Модуль скольжения (slip modulus): Характеристика, используемая при расчете деформации конструкции между двумя элементами.

1.6 Символы, используемые в EN 1995-1-1

В EN 1995-1-1 приняты следующие обозначения:

Прописные буквы латинского алфавита:

- A — поперечное сечение;
- A_{ef} — эффективная площадь совокупной контактной поверхности между крепежной деталью из перфорированной металлической пластины и древесиной; эффективная площадь контакта при сжатии поперек волокон;
- A_f — поперечное сечение кромки (фланца);
- $A_{net,t}$ — поперечное сечение нетто перпендикулярно волокнам;
- $A_{net,v}$ — площадь сдвига нетто параллельно волокнам;
- C — жесткость пружины;
- $E_{0,05}$ — 5 %-ное значение модуля упругости;
- E_d — расчетное значение модуля упругости;
- E_{mean} — среднее значение модуля упругости;
- $E_{mean,fin}$ — окончательное среднее значение модуля упругости;
- F — усилие;
- $F_{A,Ed}$ — расчетное усилие, действующее на крепежную деталь из перфорированной металлической пластины в центре тяжести эффективной площади;
- $F_{A,min,d}$ — минимальное расчетное усилие, действующее на крепежную деталь из перфорированной металлической пластины в центре тяжести эффективной площади;

**СП РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011
EN 1995-1-1:2008/2011**

- $F_{ax,Ed}$ — осевая расчетная нагрузка на крепежную деталь;
- $F_{ax,Rd}$ — расчетная несущая способность крепежной детали на осевое выдергивание;
- $F_{ax,Rk}$ — характеристическая несущая способность крепежной детали на осевое выдергивание;
- F_c — сжимающее усилие;
- F_d — расчетное усилие;
- $F_{d,ser}$ — расчетное усилие для предельного состояния по пригодности к эксплуатации;
- $F_{f,Rd}$ — расчетная несущая способность одного крепежного элемента в стеновой диафрагме;
- $F_{i,c,Ed}$ — расчетная реакция сжатия на конце стены связевого каркаса;
- $F_{i,t,Ed}$ — расчетная реакция растяжения на конце стены связевого каркаса;
- $F_{i,vert,Ed}$ — вертикальная нагрузка на стену;
- $F_{i,v,Rd}$ — расчетная несущая способность i -той панели (см. 9.2.4.2) или i -той стены (см. 9.2.4.3) поперечной деформации;
- F_{la} — боковая нагрузка;
- $F_{M,Ed}$ — расчетное усилие по расчетному моменту;
- F_t — растягивающее усилие;
- $F_{t,Rk}$ — характеристическое растягивающее усилие связи;
- $F_{v,0,Rk}$ — характеристическая несущая способность конвектора вдоль волокна;
- $F_{v,Ed}$ — расчетное сдвигающее усилие на одну плоскость сдвига крепежного элемента; горизонтальное расчетное воздействие на стеновую диафрагму;
- $F_{v,Rd}$ — расчетная несущая способность на одну плоскость сдвига на крепежный элемент; расчетная несущая способность по расчету на поперечную деформацию;
- $F_{v,Rk}$ — характеристическая несущая способность на одну плоскость сдвига на крепежный элемент;
- $F_{v,w,Ed}$ — расчетное сдвигающее усилие, действующее на стенку балки (перегородку);
- $F_{x,Ed}$ — расчетная величина усилия в направлении x ;
- $F_{y,Ed}$ — расчетная величина усилия в направлении y ;
- $F_{x,Rd}$ — расчетная несущая способность пластины в направлении x ;
- $F_{y,Rd}$ — расчетная несущая способность пластины в направлении y ;
- $F_{x,Rk}$ — характеристическая несущая способность пластины в направлении x ;
- $F_{y,Rk}$ — характеристическая несущая способность пластины в направлении y ;
- $G_{0,05}$ — 5 %-ное значение модуля сдвига;
- G_d — расчетное значение модуля сдвига;
- G_{mean} — среднее значение модуля сдвига;
- H — полный подъем стропильной фермы;
- I_f — момент инерции полки;
- I_{tor} — момент инерции кручения;
- I_z — момент площади относительно слабой оси;
- K_{ser} — модуль скольжения;
- $K_{ser,fin}$ — окончательный модуль скольжения;
- K_u — мгновенный модуль скольжения для предельного состояния;

$L_{net,t}$	— ширина нетто поперечного сечения перпендикулярно волокнам;
$L_{net,v}$	— длина нетто поверхности разлома при сдвиге;
$M_{A,Ed}$	— расчетный момент, действующий на крепежную деталь из перфорированной металлической пластины;
$M_{ap,d}$	— расчетный момент в пиковой зоне;
M_d	— расчетный момент;
$M_{y,Rk}$	— характеристический момент пластической деформации крепежной детали;
N	— осевое усилие;
$R_{90,d}$	— расчетная несущая способность на скальвание;
$R_{90,k}$	— характеристическая несущая способность на скальвание;
$R_{ax,d}$	— расчетная несущая способность соединения, нагруженного в осевом направлении;
$R_{ax,k}$	— характеристическая несущая способность соединения, нагруженного в осевом направлении;
$R_{ax,\alpha,k}$	— характеристическая несущая способность соединения, нагруженного под углом к волокнам;
R_d	— расчетная величина несущей способности;
$R_{ef,k}$	— эффективная характеристическая несущая способность соединения;
$R_{iv,d}$	— расчетная несущая способность стены при поперечной деформации;
R_k	— характеристическая несущая способность;
$R_{sp,k}$	— характеристическая несущая способность на скальвание;
$R_{to,k}$	— характеристическая несущая способность соединения на зубчатых пластинах;
$R_{v,d}$	— расчетная несущая способность стеновой диафрагмы;
V	— сдвигающая сила; объем;
V_u, V_1	— сдвигающие усилия в верхней и нижней частях балки с отверстием;
W_y	— момент сопротивления относительно оси y ;
X_d	— расчетная величина прочностной характеристики;
X_k	— характеристическая величина прочностной характеристики.

Строчные буквы латинского алфавита:

a	— расстояние;
a_1	— интервал в направлении параллельно волокнам или крепежных элементов в одном ряду;
a_2	— интервал в направлении перпендикулярно волокнам или между рядами крепежных элементов;
$a_{3,c}$	— расстояние между крепежными элементами и незагруженным краем;
$a_{3,t}$	— расстояние между крепежными элементами и загруженным краем;
$a_{4,c}$	— расстояние между крепежными элементами и незагруженным торцом;
$a_{4,t}$	— расстояние между крепежными элементами и загруженным торцом;
$a_{1,CG}$	— конечное расстояние от центра тяжести поперечного сечения резьбовой части болта в элементе;
$a_{2,CG}$	— краевое расстояние от центра тяжести поперечного сечения резьбовой

	части болта в элементе;
a_{bow}	— максимальный выгиб элемента фермы;
$a_{bow,perm}$	— максимальный допускаемый выгиб элемента фермы;
a_{dev}	— максимальное отклонение фермы;
$a_{dev,perm}$	— максимальное допустимое отклонение фермы;
b	— ширина;
b_i	— ширина i -той панели (9.2.4.2) или i -той стены (9.2.4.3);
b_{net}	— чистое расстояние между штырями;
b_w	— ширина стенки балки;
d	— диаметр; наружный диаметр резьбы;
d_h	— диаметр головки болта;
d_1	— внутренний диаметр резьбы;
d_c	— диаметр соединителя;
d_{ef}	— эффективный диаметр;
$f_{h,i,k}$	— характеристическая прочность заделки i -го деревянного элемента;
$f_{a,0,0}$	— характеристическая несущая способность анкера на единицу площади при $\alpha = 0^\circ$ и $\beta = 0^\circ$;
$f_{a,90,90}$	— характеристическое сопротивление анкера на единицу площади при $\alpha = 90^\circ$ и $\beta = 90^\circ$;
$f_{a,\alpha,\beta,k}$	— характеристическое сопротивление анкерного крепления;
$f_{ax,k}$	— характеристическое сопротивление гвоздя на выдергивание; характеристическая прочность на выдергивание;
$f_{c,0,d}$	— расчетное сопротивление на сжатие вдоль волокон;
$f_{c,w,d}$	— расчетное сопротивление на сжатие стенки;
$f_{f,c,d}$	— расчетное сопротивление на сжатие полки;
$f_{c,90,k}$	— характеристическое сопротивление на сжатие перпендикулярно волокнам;
$f_{f,t,d}$	— расчетное сопротивление на растяжение полки;
$f_{h,k}$	— характеристическое сопротивление анкеровки;
$f_{head,k}$	— характеристическое сопротивление на пробивание гвоздем;
f_l	— основная частота;
$f_{m,k}$	— характеристическое сопротивление на изгиб;
$f_{m,y,d}$	— расчетное сопротивление на изгиб в отношении главной оси y ;
$f_{m,z,d}$	— расчетное сопротивление на изгиб в отношении главной оси z ;
$f_{m,\alpha,d}$	— расчетное сопротивление на изгиб под углом α по отношению к волокнам;
$f_{t,0,d}$	— расчетное сопротивление на растяжение вдоль волокон;
$f_{t,0,k}$	— характеристическое сопротивление на растяжение вдоль волокон;
$f_{t,90,d}$	— расчетное сопротивление на растяжение перпендикулярно волокнам;
$f_{t,w,d}$	— расчетное сопротивление на растяжение стенки;
$f_{u,k}$	— характеристическое сопротивление на растяжение болтов;
$f_{v,0,d}$	— расчетное сопротивление на сдвиг панели;
$f_{v,ax,\alpha,k}$	— характеристическое сопротивление на выдергивание под углом α к

$f_{v,ax,90,k}$	волокнам;
	— характеристическое сопротивление на выдергивание перпендикулярно волокнам;
$f_{v,d}$	— расчетное сопротивление на сдвиг;
h	— глубина; высота стены;
h_{ap}	— глубина пиковой зоны;
h_d	— глубина отверстия;
h_e	— глубина заделки (анкеровки);
h_c	— расстояние загруженного торца;
h_{ef}	— эффективная глубина;
$h_{f,c}$	— глубина сжатой полки;
$h_{f,t}$	— глубина растянутой полки;
$h_{r,l}$	— расстояние нижнего торца отверстия до низа элемента;
$h_{r,u}$	— расстояние верхнего торца отверстия до верха элемента;
h_w	— глубина стенки;
i	— наклон паза;
k_{cr}	— коэффициент растрескивания для сопротивления сдвигу;
$k_{c,y}$ или $k_{c,z}$	— коэффициент продольного изгиба;
k_{crit}	— коэффициент, учитываемый при боковом короблении;
K_d	— размерный коэффициент для панели;
k_{def}	— коэффициент деформации;
k_{dis}	— коэффициент, учитывающий распределение напряжений в пиковой зоне;
$k_{f,1}, k_{f,2}, k_{f,3}$	— коэффициент модификации для сопротивления связи;
k_h	— коэффициент глубины;
$k_{i,q}$	— коэффициент равномерно распределенной нагрузки;
k_m	— коэффициент, учитывающий перераспределение изгибающих напряжений в поперечном сечении;
k_{mod}	— коэффициент модификации для длительности действия нагрузки и содержания влаги;
k_n	— коэффициент материала обшивки;
k_r	— коэффициент понижения;
$k_{R,red}$	— коэффициент понижения для несущей способности;
k_s	— коэффициент интервала крепежа; коэффициент модификации жесткости пружины;
$k_{s,red}$	— понижающий коэффициент для интервала;
k_{shape}	— коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения;
k_{sys}	— коэффициент прочности системы;
k_v	— коэффициент понижения для балки с вырезом;
k_{vol}	— коэффициент объема;
k_y или k_z	— коэффициент продольного изгиба;
$l_{a,min}$	— минимальная длина анкерного вклеенного стержня;
l	— пролет; длина контакта;
l_Λ	— опорное расстояние отверстия;
l_{ef}	— эффективная длина; эффективная длина распределения;

l_v	— расстояние от отверстия до края элемента;
l_z	— интервал между отверстиями;
m	— масса на единицу площади;
n_{40}	— частотная величина ниже 40 Гц;
n_{ef}	— эффективное количества крепежных деталей;
p_d	— распределенная нагрузка;
q_i	— эквивалентная равномерно распределенная нагрузка;
r	— радиус кривизны;
s	— интервал;
s_0	— основной интервал крепежа;
r_{in}	— внутренний радиус;
t	— толщина;
t_{pen}	— глубина проникновения;
u_{creep}	— деформация ползучести;
u_{fin}	— конечная деформация;
$u_{\text{fin},G}$	— конечная деформация для постоянного воздействия G ;
$u_{\text{fin},Q,1}$	— конечная деформация для основного переменного воздействия Q_1 ;
$u_{\text{fin},Q,i}$	— конечная деформация для сопутствующего переменного воздействия Q_i ;
u_{inst}	— мгновенная деформация;
$u_{\text{inst},G}$	— мгновенная деформация для постоянного воздействия G ;
$u_{\text{inst},Q,1}$	— мгновенная деформация для основного переменного воздействия Q_1 ;
$u_{\text{inst},Q,i}$	— мгновенная деформация для сопутствующего переменного воздействия Q_i ;
w_c	— предварительный выгиб;
w_{crep}	— прогиб ползучести;
w_{fin}	— конечный прогиб;
w_{inst}	— мгновенный прогиб;
$w_{\text{net,fin}}$	— конечный прогиб нетто;
ν	— единичная импульсная скоростная характеристика.

Строчные буквы греческого алфавита:

α	— угол между направлением оси x и усилием для перфорированного листа из металла; угол между направлением усилия и волокнами древесины; угол между направлением усилия и загруженным торцом;
β	— угол между направлением волокна и усилием для перфорированного листа из металла;
β_c	— коэффициент прямолинейности;
γ	— угол между направлением оси x и линией соединения деревянного элемента посредством перфорированного листа из металла;
γ_M	— частный коэффициент свойств материала, также учитываемый для модели неопределенности и изменений размеров;
λ_y	— коэффициент гибкости при изгибе относительно оси y ;
λ_z	— коэффициент гибкости при изгибе относительно оси z ;
$\lambda_{\text{rel},y}$	— относительный коэффициент гибкости при изгибе относительно оси y ;

$\lambda_{rel,z}$	— относительный коэффициент гибкости при изгибе относительно оси z ;
ρ_a	— плотность;
ρ_k	— характеристическая плотность;
ρ_m	— средняя плотность;
$\sigma_{c,0,d}$	— расчетное напряжение при сжатии вдоль волокон;
$\sigma_{c,\alpha,d}$	— расчетное напряжение при сжатии под углом α к волокнам;
$\sigma_{f,c,d}$	— среднее расчетное напряжение сжатия полки;
$\sigma_{f,c,max,d}$	— расчетное напряжение сжатия крайних волокон полки;
$\sigma_{f,t,d}$	— среднее расчетное напряжение растяжения полки;
$\sigma_{f,t,max,d}$	— расчетное напряжение растяжения крайних волокон полки;
$\sigma_{m,crit}$	— критическое напряжение при изгибе;
$\sigma_{m,y,d}$	— расчетное изгибающее напряжение относительно оси y ;
$\sigma_{m,z,d}$	— расчетное изгибающее напряжение относительно оси z ;
$\sigma_{m,\alpha,d}$	— расчетное напряжение при изгибе под углом α к волокнам;
σ_N	— осевое напряжение;
$\sigma_{t,0,d}$	— расчетное растягивающее напряжение вдоль волокон;
$\sigma_{t,90,d}$	— расчетное растягивающее напряжение перпендикулярно волокнам;
$\sigma_{w,c,d}$	— расчетное напряжение сжатия стенки;
$\sigma_{w,t,d}$	— расчетное напряжение растяжения стенки;
τ_d	— расчетное напряжение сдвига;
$\tau_{F,d}$	— расчетное напряжение анкерного крепления от осевого усилия;
$\tau_{M,d}$	— расчетное напряжение анкерного крепления от момента;
$\tau_{tor,d}$	— расчетное напряжение сдвига от кручения;
ψ_0	— коэффициент комбинации переменного воздействия;
ψ_2	— коэффициент квазипостоянной величины переменного воздействия;
ξ	— модальный коэффициент затухания.

2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

2.1 Требования

2.1.1 Базовые требования

(1)Р Расчет деревянных конструкций производится в соответствии с общими правилами, приведенными в EN 1990.

(2) Дополнительные положения, касающиеся деревянных конструкций, также приводятся в настоящем разделе.

(3) Базовые требования EN 1990 (раздел 2) считаются удовлетворительными для деревянных конструкций, когда применяется расчет по предельным состояниям в сочетании с методом частных коэффициентов с использованием EN 1990:2002 и EN 1991 — для воздействий и их комбинаций, а также EN 1995 — для устойчивости, положений по пригодности к эксплуатации и долговечности.

2.1.2 Управление надежностью

(1) Когда требуются различные уровни надежности, то предпочтительным является

соответствующим образом назначенное качество исполнения в соответствии с EN 1990:2002 (приложение С).

2.1.3 Расчетный период эксплуатации и долговечность

(1) Применяется по 2.3 и 2.4 EN 1990.

2.2 Принципы расчета по предельным состояниям

2.2.1 Общая часть

(1)Р Расчетные модели для различных типов предельных состояний должны учитывать следующее:

- различные свойства материала (например, модуль упругости, прочность и вид разрушения);
- поведение материалов с учетом фактора времени (ползучесть);
- различные климатические условия (температура, варианты влажности);
- различные расчетные ситуации (этапы строительства, изменение условий опирания).

2.2.2 Предельные состояния

(1)Р При проведении структурного расчета следует использовать следующие свойства жесткости:

- для линейно-упругого расчета первого порядка, при котором внутренние силы не зависят от распределения жесткости внутри элемента (т. е. если элементы имеют те же самые зависящие от времени свойства), принимаются средние значения;
- для линейно-упругого расчета первого порядка, при котором внутренние силы зависят от распределения жесткости внутри элемента (для композитов, состоящих из материалов, с различными зависящими от времени свойствами), окончательно принимаются значения, соответствующие нагрузке, вызывающей наибольшее напряжение по отношению к прочности;
- для линейно-упругого расчета второго порядка принимаются расчетные значения, не учитывающие длительность действия нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Окончательно средние значения в соответствии с длительностью действия нагрузки принимаются согласно 2.3.2.2(2).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчетные значения жесткостных характеристик — см. 2.4.1(2)Р.

(2) Модуль скольжения для предельного состояния K_u следует принимать:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{\text{ser}}, \quad (2.1)$$

где K_{ser} — мгновенный модуль скольжения, см. 7.1(1).

2.2.3 Предельные состояния по пригодности к эксплуатации

(1)Р Деформация сооружения, которая может произойти в результате воздействий (таких как осевые и сдвигающие усилия, изгибающие моменты и узловые скольжения), а также от влажности, должна оставаться в пределах соответствующих границ с учетом возможности повреждения поверхности материалов, потолков, перекрытий, перегородок и отделочных материалов и функциональных потребностей наряду с требованиями в отношении внешнего вида.

(2) Мгновенная деформация u_{inst} (см. рисунок 7.1) может быть определена для

характеристических комбинаций воздействий (см. 6.5.3(2)а EN 1990) с использованием среднего значения соответствующего модуля упругости, модуля сдвига и модуля скольжения.

(3) Окончательная деформация u_{fin} (см. рисунок 7.1) может быть рассчитана для квазипостоянной комбинации воздействий согласно 6.5.3(2)с EN 1990.

(4) Если сооружение состоит из элементов или компонентов, имеющих различное поведение при ползучести, то конечная деформация рассчитывается на основании окончательных средних значений соответствующих модулей упругости, модулей сдвига и модулей скольжения согласно 2.3.2.2(1).

(5) Для конструкций, состоящих из элементов, компонентов и соединений с одинаковым поведением при ползучести и при допущении линейной зависимости между воздействиями и соответствующими деформациями, как упрощение 2.3.2.2(3), окончательная деформация по каждому воздействию u_{fin} рассчитывается:

$$U_{\text{fin}} = U_{\text{fin},G} + U_{\text{fin},Q_1} + \sum U_{\text{fin},Q_i},$$

(2.2)

где $U_{\text{fin},G} = u_{\text{inst},G} \cdot (1 + k_{\text{def}})$ — для постоянного воздействия G ; (2.3)

$u_{\text{fin},Q_1} = u_{\text{inst},Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}})$ — для основного переменного воздействия Q_1 ; (2.4)

$u_{\text{fin},Q_i} = u_{\text{inst},Q_i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{\text{def}})$ — для сопутствующего переменного воздействия $Q_i (i > 1)$; (2.5)

$u_{\text{inst},G}$, u_{inst,Q_1} , u_{inst,Q_i} — мгновенные деформации для воздействий G , Q_1 , Q_i соответственно;

$\psi_{2,1}$, $\psi_{2,i}$ — коэффициенты квазипостоянных значений переменных воздействий;

$\psi_{0,i}$ — коэффициент для комбинационного значения переменных воздействий;

k_{def} — приведен в таблице 3.2 для древесины и материалов на основе древесины, а также в 2.3.2.2(3) и 2.3.2.2(4) — для соединений.

При использовании выражений (2.3) – (2.5) коэффициенты ψ_2 не включаются в выражения (6.16, а) и (6.16, б) EN 1990:2002.

Примечание — В большинстве случаев уместно использовать упрощенный метод.

(6) Для предельных состояний по пригодности к эксплуатации при вибрационных воздействиях рекомендуется использовать средние значения модулей жесткости.

2.3 Основные переменные значения

2.3.1 Воздействия и влияния окружающей среды

2.3.1.1 Общая часть

(1) Все расчетные воздействия следует принимать согласно соответствующим разделам EN 1991.

Примечание — Соответствующие части EN 1991 для расчетов:

EN 1991-1-1 Удельный вес, постоянные и временные нагрузки

EN 1991-1-3 Снеговые нагрузки

EN 1991-1-4 Ветровые воздействия

EN 1991-1-5 Температурные воздействия

EN 1991-1-6 Воздействия при производстве строительных работ

EN 1991-1-7 Особые воздействия.

(2)Р Длительность действия нагрузки и влияние влажности на прочностные и жесткостные характеристики элементов из древесины и материалов на основе древесины следует обязательно учитывать в расчетах на прочность и пригодность к эксплуатации.

(3)Р Следует также учитывать воздействия, вызванные изменением влажности древесины.

2.3.1.2 Классы длительности действия нагрузок

(1)Р Классы длительности действия нагрузок характеризуются воздействием постоянной нагрузки, действующей в определенный период времени при эксплуатации сооружения. Для переменного воздействия определяется соответствующий класс на основе оценки взаимодействия между типовой вариацией нагрузки и временем.

(2)Р Воздействия назначаются по одному из классов критерия длительности нагрузки, приведенных в варианте расчета на прочность и жесткость.

Таблица 2.1 — Классы длительности действия нагрузки

Класс действия нагрузки	Совокупная длительность нормативной нагрузки
Постоянная	Более чем 10 лет
Длительная	6 мес — 10 лет
Среднесрочная	1 нед — 6 мес
Кратковременная	Менее чем 1 нед
Мгновенная	—

Примечание — Примеры нагрузок в соответствии с длительностью действия приведены в таблице 2.2. Так как климатические нагрузки (снег, ветер) варьируются между странами, информация относительно назначения длительности действия нагрузки может содержаться в национальном приложении.

Таблица 2.2 — Примеры нагрузок в соответствии с длительностью действия

Класс действия нагрузки	Примеры нагрузок
Постоянная	Собственный вес
Длительная	Складирование и накопление материалов
Среднесрочная	Полезная нагрузка, действующая на перекрытие; снег
Кратковременная	Снег, ветер
Мгновенная	Ветер и особая нагрузка

2.3.1.3 Классы эксплуатации

(1)Р Сооружения подразделяются по одному из классов эксплуатации, приведенных

ниже.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Система класса эксплуатации в основном касается выбора значений прочности и расчета деформаций при определенных условиях окружающей среды.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Информация о классификации сооружений в соответствии с классами эксплуатации, приведенными в (2)Р, (3)Р и (4)Р, могут быть даны в национальном приложении.

(2)Р Класс эксплуатации 1: характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующей температуре 20 °С и относительной влажности окружающей атмосферы исключительно в случаях превышения 65 % в течение нескольких недель в год.

Примечание — При классе эксплуатации 1 среднее содержание влаги, как правило, в мягких породах древесины не должно превышать 12 %.

(3)Р Класс эксплуатации 2: характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующей температуре 20 °С и относительной влажности окружающей атмосферы исключительно в случаях превышения 85 % в течение нескольких недель в год.

Примечание — При классе эксплуатации 2 — среднее содержание влаги, как правило, в мягких породах древесины не должно превышать 20 %.

(4)Р Класс эксплуатации 3: климатические условия, ведущие к более высокому содержанию влаги, чем при классе эксплуатации 2.

2.3.2 Свойства материалов и изделий

2.3.2.1 Влияние длительности действия нагрузки и влажности на прочность

(1) Коэффициенты, учитывающие влияние длительности действия нагрузок и содержания влаги на прочность в соответствии с 2.4.1, приведены в 3.1.3.

(2) Если соединение состоит из двух деревянных элементов, имеющих различное поведение в зависимости от фактора времени, то расчет несущей способности может производиться с учетом следующего коэффициента модификации k_{mod} :

$$k_{\text{mod}} = \sqrt{k_{\text{mod},1} k_{\text{mod},2}}, \quad (2.6)$$

где $k_{\text{mod},1}$ и $k_{\text{mod},2}$ — коэффициенты модификации для двух деревянных элементов.

2.3.2.2 Влияние длительности действия нагрузки и влажности на деформацию

(1) Для предельного состояния по пригодности к эксплуатации в отношении конструкций, состоящих из элементов или компонентов, свойства которых зависят от фактора времени, окончательные средние значения модуля упругости $E_{\text{mean,fin}}$, модуля сдвига $G_{\text{mean,fin}}$ и модуля скольжения $K_{\text{ser,fin}}$, используемых в расчетах конечной деформации, следует принимать согласно следующим выражениям:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})},$$

(2.7)

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + k_{\text{def}})},$$

(2.8)

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})}. \quad (2.9)$$

(2) Для расчетов по предельным состояниям в тех случаях, когда распределение

усилий и моментов обусловлено распределением жесткостей в конструкции, окончательное среднее значение модуля упругости $E_{\text{mean,fin}}$, модуля сдвига $G_{\text{mean,fin}}$ и модуля скольжения $K_{\text{ser,fin}}$, используемых в расчетах конечной деформации, следует принимать согласно следующим выражениям:

$$E_{\text{mean,fin}} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + \Psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (2.10)$$

$$G_{\text{mean,fin}} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + \Psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (2.11)$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + \Psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (2.12)$$

где E_{mean} — среднее значение модуля упругости;

G_{mean} — среднее значение модуля сдвига;

K_{ser} — модуль скольжения;

k_{def} — коэффициент определения деформации ползучести, учитывающий соответствующий класс эксплуатации;

Ψ_2 — коэффициент для квазипостоянного значения воздействия, вызывающего наибольшее напряжение по отношению к прочности (если это — постоянное воздействие, Ψ_2 принимается равным 1,0).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения k_{def} приведены в 3.1.4.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Значения Ψ_2 приведены в EN 1990:2002.

(3) Если соединение состоит из деревянных элементов, имеющих сходное поведение в зависимости от фактора времени, коэффициент деформации k_{def} необходимо удвоить.

(4) Если соединение состоит из двух деревянных элементов, имеющих различное поведение, в зависимости от фактора времени, расчет конечной деформации может производиться с учетом следующего коэффициента деформации k_{def} :

$$k_{\text{def}} = 2\sqrt{k_{\text{def},1} k_{\text{def},2}}, \quad (2.13)$$

где $k_{\text{def},1}$ и $k_{\text{def},2}$ — являются коэффициентами деформации для двух деревянных элементов.

2.4 Проверка методом частных коэффициентов

2.4.1 Расчетные значения свойств материала

(1)Р Расчетное значение X_d для прочностных характеристик рассчитывается как:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (2.14)$$

где X_k — характеристическая величина прочностной характеристики;

γ_M — частный коэффициент свойств материала;

k_{mod} — коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности нагрузки и содержание влаги.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения k_{mod} приведены в 3.1.3.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Рекомендуемые частные коэффициенты свойств материала (γ_M) даны в таблице 2.3.

Информацию по определяемым на национальном уровне параметрам можно найти в национальном приложении.

Таблица 2.3 — Рекомендуемые частные коэффициенты свойств материала (γ_M) и сопротивлений

Основные комбинации:	
Цельная древесина	1,3
Клееная древесина	1,25
LVL, фанера, OSB	1,2
ДСП	1,3
ДВП (твёрдые)	1,3
ДВП (средней плотности)	1,3
ДВП, МДФ	1,3
ДВП (мягкие)	1,3
Соединения	1,3
Крепежные перфорированные металлические пластины	1,25
Случайные комбинации	1,0

(2) Расчетные характеристики жесткости элемента E_d или G_d определяются как:

$$E_d = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M} \quad (2.15)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M} \quad (2.16)$$

где E_{mean} — среднее значение модуля упругости;

G_{mean} — среднее значение модуля сдвига.

2.4.2 Расчетные значения геометрических параметров

(1) Геометрические параметры поперечных сечений и систем можно принять как характеристические значения из стандартов на изделия hEN или на основе исполнительных чертежей.

(2) Расчетные значения отклонений от геометрических параметров, оговоренных в настоящем стандарте, состоят из влияния:

- геометрических дефектов элементов;
- эффекта конструктивных дефектов изготовления и монтажа;
- неоднородности материалов (например, из-за сучков).

2.4.3 Расчетная несущая способность

(1) Расчетное сопротивление R_d (несущая способность) рассчитывается как:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (2.17)$$

где R_k — характеристическое значение несущей способности;

γ_M — частный коэффициент свойств материала;

k_{mod} — коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности действия

нагрузки и содержания влаги.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Значения k_{mod} приведены в 3.1.3.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Частные коэффициенты даны согласно 2.4.1.

2.4.4 Проверка равновесия (EQU)

(1) Формат надежности для проверки статического равновесия приведен в таблице 1.2 (A) (приложение A1) EN 1990:2002 и также применяется для расчета деревянных конструкций, например при проектировании удерживающих анкеров или проверки подъема опорных элементов неразрезных балок.

3 СВОЙСТВА МАТЕРИАЛОВ

3.1 Общая часть

3.1.1 Параметры прочности и жесткости

(1)Р Параметры прочности и жесткости определяются на основе испытаний для типов воздействий, которым подвергается материал в сооружении, или на основе сравнений с аналогичными образцами древесины по сортности или материалами на основе древесины, а также на основании проверенных отношений между различными свойствами.

3.1.2 Зависимость напряжения-деформации

(1)Р Так как характеристические значения определяются на основании допущения о линейном отношении между напряжениями и деформациями до разрушения, то проверка прочности отдельных элементов также основывается на таких же соотношениях линейного характера.

(2)Р Для элементов или частей элементов, подвергаемых сжатию, можно применить нелинейное отношение (упруго-пластичного типа).

3.1.3 Коэффициенты модификации прочности для классов эксплуатации, классы длительности действия нагрузок

(1) Следует использовать значения коэффициента модификации k_{mod} , данные в таблице 3.1.

(2) Если сочетание нагрузки состоит из воздействий, которые принадлежат к разным классам длительности действия нагрузки, то нужно применять значение k_{mod} , которое соответствует воздействию меньшей длительности, например для комбинации собственного веса и кратковременной нагрузки применяется значение k_{mod} , соответствующее кратковременной нагрузке.

3.1.4 Коэффициенты модификации деформации для классов эксплуатации

(1) Применяются значения коэффициента деформации k_{def} , данные в таблице 3.2.

Таблица 3.1 — Значения k_{mod}

Материал	Стандарт	Класс эксплуатации	Класс длительности действия нагрузки				
			Постоянная	Длительная	Среднесрочная	Кратковременная	Мгновенная
Цельная	EN 14081	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10

древесина		2 3	0,60 0,50	0,70 0,55	0,80 0,65	0,90 0,70	1,10 0,90
Клееная древесина			0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанера	EN 636-1 EN 636-2 EN 636-3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OSB	EN 300; OSB/2 OSB/3, OSB/4 OSB/3, OSB/4	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДСП	EN 312; P4, P5 EN 312; P5 EN 312; P6, P7 EN 312; P7	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДВП (плотные)	EN 622-2; B.LA, HB.HLA 1 или 2 HB.HLA 1 или 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
ДВП (средней плотности)	EN 622-3 MBH.LA1 или 2 MBH.HLS1 или 2 MBH.HLS1 или 2						
		1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	—	—	—	0,45	0,80
ДВП, МДФ	EN 622-5; MDF.LA, MDF.HLS MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	—	—	—	0,45	0,80

3.2 Цельная древесина

(1) Р Деревянные элементы должны соответствовать EN 14081-1.

Примечание — Классы древесины по прочности приведены в EN 338.

(2) Необходимо учитывать влияние размеров элемента.

(3) Для прямоугольных деревянных элементов с нормативной плотностью древесины $\rho_k \leq 700 \text{ кг/m}^3$ справочная высота при изгибе или ширина (максимальный размер поперечного

сечения) при растяжении составляет 150 мм. Для высоты при изгибе или ширины при растяжении цельной древесины менее 150 мм нормативные значения $f_{m,k}$ и $f_{t,0,k}$ могут быть увеличены на коэффициент k_h :

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}, \quad (3.1)$$

где h — высота при изгибе или ширина при растяжении, мм.

Таблица 3.2 — Значения k_{def} для древесины и материалов на основе древесины

Материал	Стандарт	Класс эксплуатации		
		1	2	3
Цельная древесина	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Клееная древесина	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Материал	Стандарт	Класс эксплуатации		
		1	2	3
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Фанера	EN 636-1	0,80	—	—
	EN 636-2	0,80	1,00	—
	EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300 OSB/2	2,25	—	—
	EN 300 OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	—
ДСП	EN 312 P4	2,25	—	—
	EN 312 P5	2,25	3,00	—
	EN 312 P6	1,50	—	—
	EN 312 P7	1,50	2,25	—
ДВП (плотные)	EN 622-2 HB.LA	2,25	—	—
	EN 622-2 HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	—
ДВП (средней плотности)	EN 622-3 MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	—	—
	EN 622-3 MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	—
ДВП, МДФ	EN 622-5 MDF.LA	2,25	—	—
	EN 622-5 MDF.HLS	2,25	3,00	—

(4) Для древесины, расположенной в пределах или рядом с точкой насыщения волокон и которая может высохнуть под нагрузкой, значения k_{def} , приведенные в таблице 3.2, необходимо увеличить на 1,0.

(5) Шиповые соединения должны соответствовать EN 385.

3.3 Клееная древесина

(1) Клееные деревянные элементы должны соответствовать EN 14080.

Примечание — В EN 1194 прочностные и жесткостные характеристики приведены для клееной древесины отдельно по классам прочности, см. приложение D.

(2) Необходимо учитывать влияние на прочность размеров элемента.

(3) Для прямоугольных элементов из клееной древесины справочная высота при изгибе или ширина при растяжении составляет 600 мм. Для высоты при изгибе или ширины при растяжении клееной древесины менее 600 мм нормативные значения $f_{m,k}$ и $f_{t,0,k}$ могут быть увеличены на коэффициент k_h :

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,1 \right\}, \quad (3.2)$$

где h — высота изгибаемых или ширина при растянутых элементах, мм.

(4) Р Крупные шиповые соединения, соответствующие требованиям EN 387, не могут использоваться для изделий при классе эксплуатации 3, если в узле (стыке) изменяется направление волокон.

(5) Р Необходимо учитывать влияние размеров элемента на прочность при растяжении перпендикулярно волокнам.

3.4 LVL

(1) Р Конструктивные элементы из LVL должны соответствовать EN 14374.

(2) Р Для прямоугольных элементов из LVL с односторонними волокнами шпона, необходимо учитывать влияние размеров элемента на прочность при изгибе и растяжении.

(3) Справочная высота при изгибе составляет 300 мм. Для высоты при изгибе менее 300 мм характеристическое значение $f_{m,k}$ может быть увеличено на коэффициент k_h :

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{300}{h} \right)^s, 1,2 \right\}, \quad (3.3)$$

где h — высота элемента, мм;

s — степень влияния размера согласно п. 3.4(5)Р.

(4) Справочная длина при растяжении составляет 3000 мм. Для длины при растяжении менее 3000 мм характеристическое значение $f_{t,0,k}$ может быть увеличено на коэффициент k_l :

$$k_l = \min \left\{ \left(\frac{3000}{l} \right)^{s/2}, 1,1 \right\}, \quad (3.4)$$

где l — длина элемента, мм.

(5) Р Степень влияния размера s для LVL может приниматься согласно EN 14374.

(6)Р Крупные шиповые соединения, соответствующие требованиям EN 387, не используются для изделий при классе эксплуатации 3, если в узле (стыке) изменяется направление волокон.

(7)Р Для LVL с однонаправленными волокнами шпона необходимо учитывать влияние размеров элемента на прочность при растяжении перпендикулярно волокнам.

3.5 Панели на основе древесины

(1)Р Панели на основе древесины соответствуют EN 13986; LVL, используемые в качестве панелей, должны соответствовать EN 14279.

(2) Использование мягких ДВП в соответствии с EN 622-4 ограничено для ветровых связей и рассчитывается на основе результатов соответствующих испытаний.

3.6 Клеи

(1)Р Клеи, используемые в строительстве, должны обеспечивать соединения такой прочности и долговечности, чтобы сохранялась целостность связи в соответствии с классом эксплуатации на протяжении всего срока службы конструкции.

(2) Клеи, которые соответствуют типу I по спецификации, как оговорено в EN 301, могут применяться при всех классах эксплуатации.

(3) Клеи, которые соответствуют типу II по спецификации, как оговорено в EN 301, в могут применяться только при классах эксплуатации 1 или 2 и при отсутствии длительного воздействия температуры св. 50 °C.

3.7 Металлические крепежные детали

(1)Р Металлические крепежные детали должны соответствовать EN 14592, металлические коннекторы должны соответствовать EN 14545.

4 ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

4.1 Сопротивляемость воздействию биологических организмов

(1)Р Древесина и материалы на основе древесины должны иметь соответствующую естественную долговечность в соответствии с EN 350-2 для конкретного класса эксплуатации (установленного в EN 335-1, EN 335-2 и EN 335-3) или должны быть подвергнуты защитной пропитке, выбранной согласно EN 335-1 и EN 460.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Защитная пропитка может влиять на прочностные и жесткостные свойства.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Технические условия на защитные пропитки приведены в EN 350-2 и EN 335.

4.2 Устойчивость к коррозии

(1)Р Металлические крепежные детали и прочие конструктивные соединения, в случае необходимости, должны обладать присущей им устойчивостью против коррозии или должны быть защищены от коррозии.

(2) Примеры минимальной защиты от коррозии или спецификации материалов для различных классов эксплуатации (см. 2.3.1.3) приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 — Примеры минимальной спецификации для защиты от коррозии материала крепежных деталей (согласно ISO 2081)

Крепежная деталь	Класс эксплуатации		
	1	2	3 ^{b)}
Гвозди и шурупы $\emptyset \leq 4$ мм	—	Fe/Zn 12с ^{a)}	Fe/Zn 25с ^{a)}
Болты, дюбеля, гвозди и шурупы $\emptyset > 4$ мм	—	—	Fe/Zn 25с ^{a)}
Скобы	Fe/Zn 12с ^{a)}	Fe/Zn 12с ^{a)}	Нержавеющая сталь
Крепежные детали из перфорированных металлических пластин и стальных листов толщиной до 3 мм	Fe/Zn 12с ^{a)}	Fe/Zn 12с ^{a)}	Нержавеющая сталь
Стальные листы толщиной от 3 до 5 мм	—	Fe/Zn 12с ^{a)}	Fe/Zn 25с ^{a)}
Стальные листы толщиной более 5 мм	—	—	Fe/Zn 25с ^{a)}

^{a)} Если используется метод покрытия глубоким оцинкованием, то Fe/Zn 12с следует заменить на Z275 и Fe/Zn 25с — на Z350 в соответствии с EN 10147.

^{b)} Для особо агрессивных условий коррозии следует предусмотреть более интенсивное глубокое покрытие или нержавеющую сталь.

5 ОСНОВЫ РАСЧЕТА

5.1 Общая часть

(1)Р Расчеты производятся с использованием соответствующих расчетных моделей (дополненных, в случае необходимости, результатами испытаний), включая все значимые переменные величины. Модели должны иметь достаточную степень точности, чтобы предусмотреть реальное поведение конструкции, следует обеспечить соразмерность качества изделий (профессиональную квалификацию) со стандартами и гарантировать надежность информации, на которой базируется расчет.

(2)Р Общая работа конструкции обычно оценивается путем расчета влияния воздействий для линейно-упругой модели материала.

(3)Р Для конструкций, способных перераспределить внутренние усилия через соединения с соответствующей податливостью, можно применить упруго-пластический метод для расчета внутренних усилий в элементах.

(4)Р Модель для расчета внутренних сил в сооружении или его части должна учитывать деформативность соединений.

(5) Необходимо принять во внимание влияние деформаций в соединениях посредством учета их жесткости (например, вращательной или сдвигающей) или путем предписанного значения скольжения в качестве функции уровня нагрузки в соединении.

5.2 Элементы

(1)Р При конструктивном расчете учитываются следующие параметры:

- отклонение от прямолинейности;
- неоднородность материала.

Примечание — Отклонения от прямолинейности и фактор неоднородности безусловно

принимаются во внимание в соответствии с методами расчета, приведенными в настоящем стандарте.

(2)Р Следует учесть уменьшение площади поперечного сечения при проверке прочности элемента.

(3) Уменьшением площади поперечного сечения можно пренебречь в следующих случаях:

— гвозди и шурупы диаметром 6 мм или менее, забитые без предварительного сверления;

— отверстия в зоне сжатия изгибающих элементов, если отверстия заполнены материалом с большей жесткостью, чем дерево.

(4) При определении эффективного поперечного сечения в узле со множеством крепежных деталей, все отверстия в пределах расстояния половины минимального интервала крепежных деталей, измеряемого параллельно волокнам в данном поперечном сечении, должны рассматриваться как расположенные в этом поперечном сечении.

5.3 Соединения

(1)Р Несущая способность соединений проверяется с учетом сил и моментов между элементами, определяемыми всесторонним структурным расчетом.

(2)Р Деформации соединения должны согласовываться с предусмотренными во всестороннем расчете.

(3)Р Расчет соединений должен учитывать поведение всех элементов, которые составляют соединение.

5.4 Сборные конструкции

5.4.1 Общая часть

(1)Р Расчет конструкции следует проводить с применением статических моделей, которые рассматривают достоверное поведение конструкции и опорных элементов.

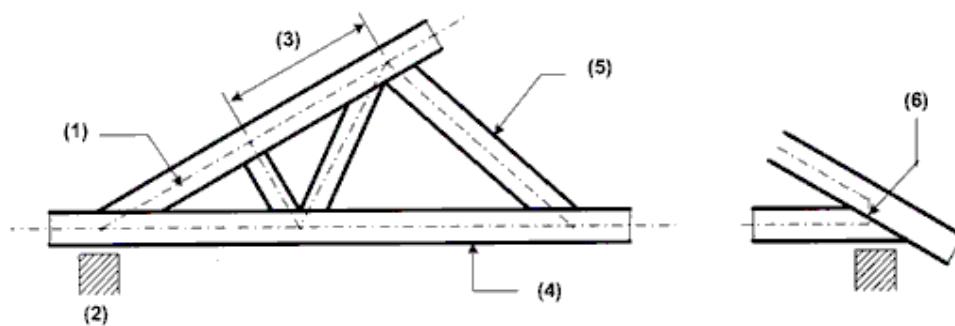
(2) Расчет проводится на примере каркасной модели в соответствии с 5.4.2 или путем упрощенного расчета в соответствии с 5.4.3 для ферм с крепежными деталями из перфорированных металлических пластин.

(3) Расчет второго порядка плоских рам или арок проводится согласно 5.4.4.

5.4.2 Рамные конструкции

(1)Р Рамно-каркасные конструкции рассчитываются таким образом, чтобы деформации в элементах и узлах, влияние эксцентрикитетов опор и жесткость опорной конструкции учитывались при определении усилий и моментов в элементах (см. рисунок 5.1) для определения конфигурации сооружения и элементов модели.

(2)Р При рамно-каркасном расчете система линий для всех элементов должна находиться в пределах профиля элемента. Для главных элементов, например внешних элементов фермы, система линий должна совпадать с центральной линией элемента.



(1) — системная линия; (2) — опора; (3) — пролет; (4) — внешний элемент; (5) — внутренний элемент;
(6) — условный балочный элемент

Рисунок 5.1 — Примеры рамного расчета моделей по элементам

(3)Р Если система линий для внутреннего элемента не совпадает с центральными линиями, необходимо принять во внимание влияние эксцентрикитета при проверке на прочность этих элементов.

(4) Условные (фiktивные) балочные элементы или элементы пружинного типа могут быть использованы для моделей с эксцентрикитетами соединений или опор. Ориентация фiktивных балочных элементов и расположение пружинных элементов должно как можно более точно совпадать с фактической конфигурацией узла.

(5) При линейно-упругом расчете первого порядка при проверке прочности элемента необходимо учитывать влияние начальных деформаций и вынужденных колебаний.

(6) Рамный расчет осуществляется с использованием соответствующих значений жесткости элемента, определенного в 2.2.2. Жесткость условного балочного элемента должна соответствовать фактической жесткости соединения.

(7) Соединения могут приниматься жесткими, если их деформация не оказывает существенного влияния на распределение усилий и моментов в элементе. В противном случае, соединения в общем случае принимаются как шарнирные.

(8) При проверке прочности скольжением в узлах можно пренебречь, если это не влияет значительным образом на распределение внутренних усилий и моментов.

(9) Соединения внахлест, использованные в решетчатых конструкциях, могут моделироваться в виде жестких для поворота, если фактический поворот не будет оказывать значительного влияния на усилия в элементах. Это требование принимается, если соблюдается одно из следующих условий:

— соединение внахлест имеет несущую способность, которая составляет не менее 1,5 от комбинации приложенных усилий и моментов;

— соединение внахлест имеет несущую способность, которая соответствует по крайней мере комбинации приложенных усилий и моментов, при которой изгибающие напряжения в деревянных элементах не превышают 0,3 от изгибающей прочности элемента, при этом монтажный стык считается стабильным (устойчивым), если все такие соединения работают шарнирно.

5.4.3 Упрощенный расчет ферм с перфорированными металлическими пластинаами

(1) Упрощенный расчет для фермы с треугольной решеткой должен удовлетворять следующим условиям:

- во внешнем профиле отсутствуют входящие углы;
- ширина опоры расположена в пределах длины a_1 , и расстояние a_2 на рисунке 5.2 не больше, чем $a_1/3$ или 100 мм, в зависимости от того, что больше;
- высота фермы больше, чем 0,15 от пролета, и в 10 раз больше максимальной высоты пояса фермы, см. рисунок 5.1.

(2) Осевые усилия в элементе определяются на основании условия, что каждый узел соединен шарнирно.

(3) Изгибающие моменты в однопролетных элементах определяются на основании условия, что концы узлов соединены шарнирно. Изгибающие моменты в неразрезных элементах определяются исходя из того, что элемент представляет собой балку с простой опорой в каждом узле. Эффект прогиба в узлах и частичная неподвижность соединений учитывается путем снижения на 10 % моментов во внутренних опорах элемента. Внутренние опорные моменты используются для расчета изгибающих моментов пролета.

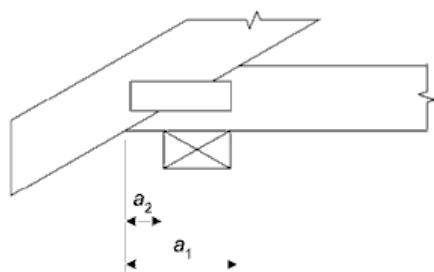


Рисунок 5.2 — Геометрия опоры

5.4.4 Плоские рамные и арочные конструкции

(1) Применяются требования 5.2. Необходимо принять во внимание эффекты вынужденных прогибов, влияющих на внутренние усилия и моменты.

(2) Влияние вынужденного прогиба на внутренние усилия и моменты может быть учтено путем проведения линейного расчета второго порядка при следующих допущениях:

- несовершенная форма сооружения принимается как соответствующая исходной деформации, которую можно установить, применяя угол наклона ϕ к сооружению или соответствующим частям в сочетании с исходной синусоидальной кривой между узлами конструкции, соответствующей максимальному эксцентрикситету e ;
- значение ϕ в радианах как минимум берется как:

$$\begin{aligned} \phi &= 0,005 && \text{for } h \leq 5 \text{ m} \\ \phi &= 0,005 \sqrt{5/h} && \text{for } h > 5 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.1)$$

где h — высота сооружения или длина элемента, м;

— значение e принимается не менее

$$e = 0,0025l. \quad (5.2)$$

Примеры условных исходных отклонений от геометрической схемы даны на рисунке 5.3.

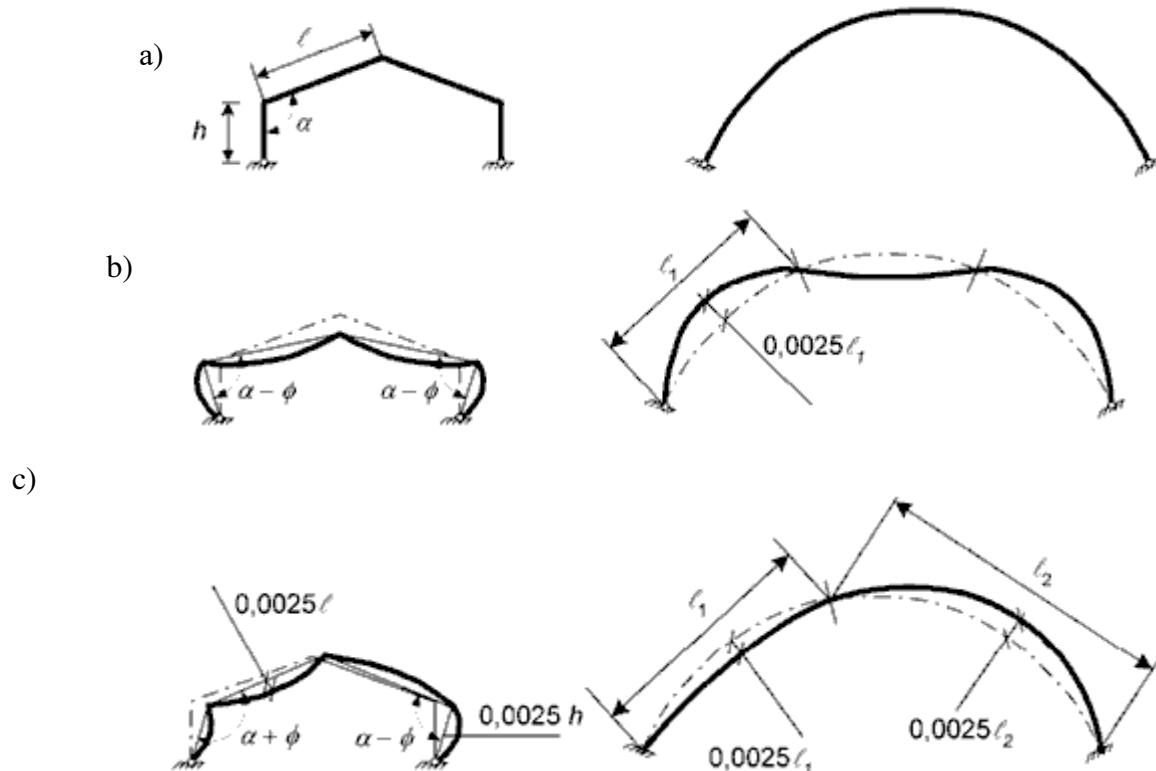


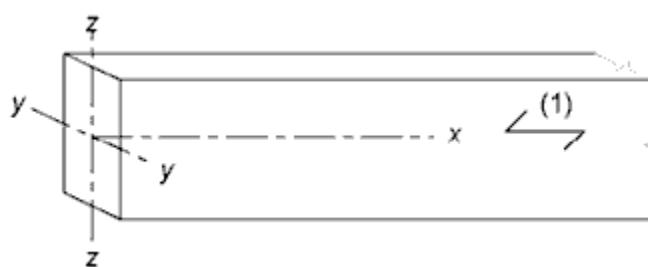
Рисунок 5.3 — Примеры условных исходных отклонений в геометрической схеме для рамы а), соответственно для симметричной б) и несимметричной нагрузки с)

6 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

6.1 Расчет поперечных сечений, испытывающих напряжение в одном основном направлении

6.1.1 Общие положения

(1) Пункт 6.1 применяется для прямой цельной древесины, kleеной древесины или строительных изделий на основе древесины, имеющих постоянное поперечное сечение, при условии, что волокна расположены главным образом параллельно длинной стороне элемента. Элемент рассматривается как испытывающий напряжения только в направлении одной из главных осей (рисунок 6.1).



(1) — направление волокон

Рисунок 6.1 — Оси элемента

6.1.2 Растворение параллельно волокнам

(1) Должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (6.1)$$

где $\sigma_{t,0,d}$ — расчетное растягивающее напряжение вдоль волокон;
 $f_{t,0,d}$ — расчетное сопротивление растворению вдоль волокон.

6.1.3 Растворение перпендикулярно волокнам

(1) Необходимо учитывать влияние размеров элемента.

6.1.4 Сжатие параллельно волокнам

(1) Должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (6.2)$$

где $\sigma_{c,0,d}$ — расчетное сжимающее напряжение вдоль волокон;
 $f_{c,0,d}$ — расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон.

Примечание — Проверка устойчивости производится согласно 6.3.

6.1.5 Сжатие перпендикулярно волокнам

(1) Должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

(6.3)

$$\text{при } \sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}, \quad (6.4)$$

где $\sigma_{c,90,d}$ — расчетное сжимающее напряжение в зоне эффективного контакта,
 перпендикулярно волокнам;

$F_{c,90,d}$ — расчетное усилие сжатия перпендикулярно волокнам;

A_{ef} — эффективная площадь контакта перпендикулярно волокнам;

$f_{c,90,d}$ — расчетное сопротивление сжатию перпендикулярно волокнам;

$k_{c,90}$ — коэффициент, учитывающий конфигурацию нагрузки, возможность
 раскалывания и степень деформации сжатия.

Эффективную площадь контакта перпендикулярно волокнам A_{ef} следует определять с учетом эффективной длины контакта параллельно волокнам, которая равна фактической длине контакта l , увеличенной на 30 мм в каждую сторону, но не более чем a , l или $l_1/2$ (см. рисунок 6.2).

(2) Величина $k_{c,90}$ принимается равной 1,0, пока не выполняются условия данного параграфа.

В таких случаях следует принимать наибольшее значение $k_{c,90}$, но не более $k_{c,90} = 1,75$.

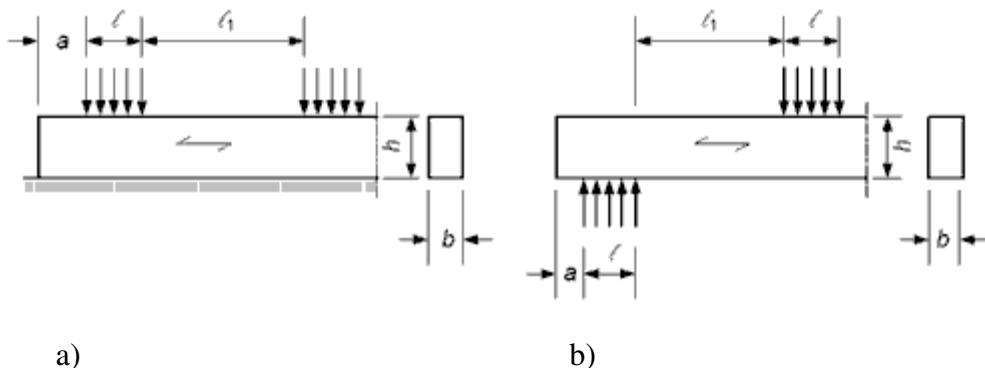


Рисунок 6.2 — Элемент на непрерывной (а) и отдельных (б) опорах

(3) Для элемента на непрерывной опоре при $l_1 \geq 2h$ (см. рисунок 6.2, а) значение $k_{c,90}$ следует принимать:

$k_{c,90}=1,25$ — для цельной мягкой древесины;

$k_{c,90}=1,5$ — для kleеной мягкой древесины,

где l — длина контакта;

h — высота элемента.

(4) Для элемента на отдельных опорах при $l_1 \geq 2h$ (см. рисунок 6.2, б) значение $k_{c,90}$ следует принимать:

$k_{c,90}=1,5$ — для цельной мягкой древесины;

$k_{c,90}=1,75$ — для kleеной мягкой древесины при $l \leq 400$ мм.

6.1.6 Изгиб

(1) РДолжны удовлетворяться следующие выражения:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (6.11)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (6.12)$$

где $\sigma_{m,y,d}$ и $\sigma_{m,z,d}$ — расчетные напряжения изгиба относительно основных осей (см. рисунок 6.1);

$f_{m,y,d}$ и $f_{m,z,d}$ — соответствующие расчетные сопротивления изгибу.

Примечание — Коэффициент k_m предусматривает допускаемое перераспределение напряжений и влияние неоднородности материала в поперечном сечении.

(2) Значение коэффициента k_m принимается следующим образом:

Для цельной древесины, клееной древесины и LVL:

- для прямоугольного сечения — $k_m = 0,7$
- для прочих видов поперечного сечения — $k_m = 1,0$.

Для других строительных изделий на основе дерева для всех поперечных сечений $k_m = 1,0$

(3)Р Проверка также проводится из условия устойчивости (см. 6.3).

6.1.7 Сдвиг

(1)Р Для сдвига с компонентом напряжения, параллельным волокнам (рисунок 6.5а), как и для сдвига с обеими компонентами напряжения, перпендикулярными волокнам (см. рисунок 6.5б), должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (6.13)$$

где τ_d — расчетное сдвигающее напряжение;

$f_{v,d}$ — расчетное сопротивление сдвигу для фактических условий.

Примечание — Сопротивление сдвигу кручения приблизительно равно удвоенному сопротивлению растяжению перпендикулярно волокнам.

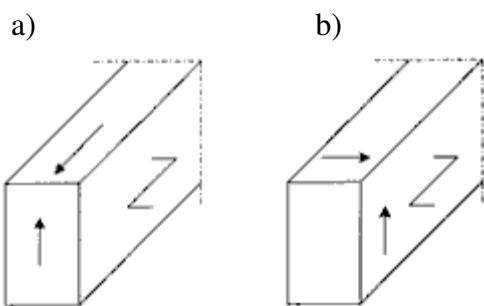


Рисунок 6.5 а — элемент с компонентом сдвигающего напряжения параллельно волокнам; б — элемент с обеими компонентами напряжений перпендикулярно волокнам (сдвиг кручения)

(2) При определении сопротивления скальванию при изгибе элементов необходимо учитывать влияние трещин путем использования эффективной ширины элемента:

$$b_{ef} = k_{cr} b, \quad (6.13a)$$

где b — ширина значимого сечения элемента.

Примечание — Рекомендуемые значения k_{cr} составляют:

- | | |
|------|---|
| 0,67 | — для цельной древесины; |
| 0,67 | — для клееной древесины; |
| 1,0 | — для других материалов на основе древесины в соответствии с EN 13986 и EN 14374. |

Выбор для конкретного региона принимается в соответствии с национальным приложением.

(3) У опор вкладом в общее усилие сдвига от сосредоточенной нагрузки F , действующей на верхнюю грань балки в пределах расстояния h или h_{ef} от грани опоры,

можно пренебречь (рисунок 6.6). Для балок с пазом (вырезом) у опоры такое снижение сдвигающего усилия применяется только тогда, когда паз расположен на противоположной стороне опоры.

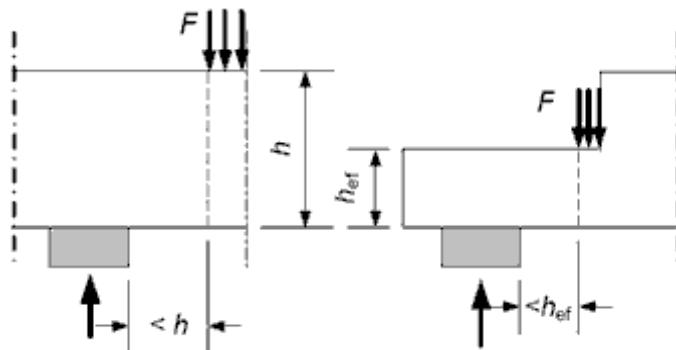


Рисунок 6.6 —Условия у опоры, для которых можно не принимать во внимание сосредоточенную силу F при расчете сдвигающего усилия

6.1.8 Кручение

(1) Р Должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d}, \quad (6.14)$$

при этом

$$k_{shape} = \begin{cases} 1,2 & \text{— для круглого поперечного сечения;} \\ \min \left\{ 1 + 0,15 \frac{h}{b} \right. & \text{— для прямоугольного поперечного} \\ \left. 2,0 \right. & \text{сечения,} \end{cases} \quad (6.15)$$

где $\tau_{tor,d}$ — расчетное напряжение сдвига от кручения;

$f_{v,d}$ — расчетное сопротивление на сдвиг;

k_{shape} — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения;

h — наибольший размер поперечного сечения;

b — меньший размер поперечного сечения.

6.2 Расчет поперечных сечений, подвергнутых комбинированному действию напряжений

6.2.1 Общие положения

(1) Р Пункт 6.2 применим для прямой цельной древесины, kleеної древесины или строительных изделий на основе древесины, волокна в которых расположены практически параллельно длинной стороне элемента. Предполагается, что элемент подвержен напряжениям от комбинированных воздействий или напряжениям, действующим по двум или трем основным осям.

6.2.2 Сжимающие напряжения под углом к волокнам

(1) Р Необходимо принимать во внимание взаимодействие сжимающих усилий в двух или более направлениях.

(2) Сжимающие напряжения под углом α к волокнам (рисунок 6.7) должны удовлетворять следующему требованию:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (6.16)$$

где $\sigma_{c,\alpha,d}$ — сжимающее напряжение под углом α к волокнам;

$k_{c,90}$ — коэффициент (см. 6.1.5), учитывающий влияние любых напряжений, действующих перпендикулярно волокнам.

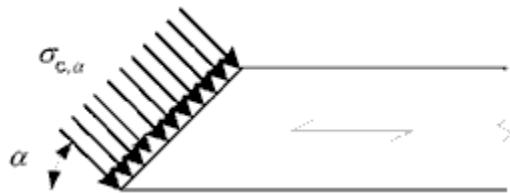


Рисунок 6.7 — Сжимающие напряжения под углом к волокнам

6.2.3 Комбинированный изгиб и осевое растяжение

(1) Р Должны удовлетворяться следующие выражения:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (6.17)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1. \quad (6.18)$$

(2) Применяются значения k_m , приведенные в 6.1.6.

6.2.4 Комбинированный изгиб и осевое сжатие

(1) Р Должны удовлетворяться следующие выражения:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1; \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (6.20)$$

(2) Применяются значения k_m , приведенные в 6.1.6.

Примечание — Проверку нестабильного состояния (неустойчивости) производят по методике, приведенной в 6.3.

6.3 Устойчивость элементов

6.3.1 Общие положения

(1) Р Изгибающие напряжения, вызванные начальной кривизной, эксцентрикитетами и вынужденным прогибом, следует учитывать в дополнение к вызываемым любой поперечной нагрузкой.

(2) Р Устойчивость колонны и устойчивость к боковому кручению может быть проверена на основании характеристических значений, например $E_{0,05}$.

(3) Устойчивость колонн, испытывающих сжатие или комбинированное сжатие, проверяется в соответствии с 6.3.2.

(4) Устойчивость к боковому кручению балок, испытывающих изгиб или изгиб со сжатием, следует проверять в соответствии с 6.3.3.

6.3.2 Колонны, испытывающие сжатие или сжатие с изгибом

(1) Относительный коэффициент гибкости принимается равным:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

(6.21)

и

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (6.22)$$

где λ_y и $\lambda_{\text{rel},y}$ — коэффициенты гибкости, соответствующие изгибу относительно оси y (прогиб в направлении z);

λ_z и $\lambda_{\text{rel},z}$ — коэффициенты гибкости, соответствующие изгибу относительно оси z (прогиб в направлении y);

$E_{0,05}$ — 5 %-ный модуль упругости вдоль волокон.

(2) При $\lambda_{\text{rel},z} \leq 0,3$ и $\lambda_{\text{rel},y} \leq 0,3$ напряжения должны удовлетворять выражениям (6.19) и (6.20) пункта 6.2.4.

(3) В других случаях напряжения, увеличенные вследствие прогиба, должны удовлетворять следующим требованиям:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

(6.23)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

(6.24)

где значения определяются следующим образом:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}}, \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}},$$

(6.26)

$$k_y = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2),$$

(6.27)

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2), \quad (6.28)$$

где β_c — коэффициент для элементов в пределах прямолинейных границ, определенных в разделе 10:

$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{— для цельной древесины;} \\ 0,1 & \text{— для kleеной древесины и LVL;} \end{cases} \quad (6.29)$$

k_m — приведен в 6.1.6.

6.3.3 Балки, испытывающие изгиб или сжатие с изгибом

(1)Р Боковая крутящая устойчивость проверяется в обоих случаях, когда действует только момент M_y относительно оси y , направленной перпендикулярно ширине сечения, и когда существует комбинация момента M_y и сжимающей силы N_c .

(2) Относительная гибкость при изгибе:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}, \quad (6.30)$$

где $\sigma_{m,crit}$ — критическое напряжение при изгибе, рассчитанное в соответствии с классической теорией устойчивости, используя 5 %-ные значения жесткости.

Критическое изгибное напряжение можно определить как:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y}, \quad (6.31)$$

где $E_{0,05}$ — 5 %-ное значение модуля упругости вдоль волокон;

$G_{0,05}$ — 5 %-ное значение модуля сдвига вдоль волокон;

I_z — момент инерции относительно оси z , направленной перпендикулярно высоте сечения;

I_{tor} — крутящий момент инерции;

l_{ef} — эффективная длина балки, зависящая от условий опирания и конфигурации нагрузки, в соответствии с таблицей 6.1;

W_y — момент сопротивления относительно оси y , направленной перпендикулярно ширине сечения.

Для мягкой древесины со сплошным прямоугольным поперечным сечением $\sigma_{m,crit}$ можно принять как:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h l_{ef}} \cdot E_{0,05}, \quad (6.32)$$

где b — ширина балки;

h — высота балки.

(3) В случае, если действует только момент M_y относительно оси y , направленной перпендикулярно ширине сечения, напряжения должны удовлетворять следующему требованию:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}, \quad (6.33)$$

где $\sigma_{m,d}$ — расчетные напряжения изгиба;

$f_{m,d}$ — расчетное сопротивление при изгибе;
 k_{crit} — коэффициент, который учитывает уменьшение прочности из-за бокового коробления (выпучивания).

Таблица 6.1 — Эффективная длина в отношении к пролету

Тип балки	Тип загружения	$\frac{l_{\text{ef}}}{l}$ ^{a)}
Простое опирание	Постоянный момент	1,0
	Равномерно распределенная нагрузка	0,9
	Сосредоточенная сила в средине пролета	0,8
При наличии кронштейнов	Равномерно распределенная нагрузка	0,5
	Сосредоточенная сила у свободного конца	0,8

^{a)} Соотношение между эффективной длиной l_{ef} и пролетом l имеет силу для балки с опорами, ограничивающими кручение и нагруженными в центре тяжести. Если нагрузка приложена у сжатого края балки, то l_{ef} следует увеличить на $2h$ или уменьшить на $0,5h$ для нагрузки у растянутого края балки.

(4) Для балок с исходным боковым отклонением от прямолинейности в пределах границ, определенных в разделе 10, k_{crit} можно установить на основе выражения (6.34).

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{для } \lambda_{\text{rel},m} \leq 0,75; \\ 1,56 - 0,75\lambda_{\text{rel},m} & \text{для } 0,75 \leq \lambda_{\text{rel},m} \leq 1,4; \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel},m}^2} & \text{для } 1,4 < \lambda_{\text{rel},m}. \end{cases}$$

(6.34)

(5) Коэффициент k_{crit} можно принять как 1,0 для балки, где боковое смещение сжатой стороны предотвращается по всей длине и где не допускается кручение у опор.

(6) В случае, где существует комбинация момента M_y относительно оси y , направленной перпендикулярно ширине сечения, и сжимающее усилие N_c напряжения должны удовлетворять следующему условию:

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{\text{crit}} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1,$$

(6.35)

где $\sigma_{m,d}$ — расчетные напряжения изгиба;

$\sigma_{c,0,d}$ — расчетные напряжения сжатия вдоль волокон;

$f_{c,0,d}$ — расчетное сопротивление при сжатии вдоль волокон;

$k_{c,z}$ — определяется по выражению (6.26).

6.4 Расчет поперечных сечений в элементах с переменными поперечными сечениями или криволинейным очертанием

6.4.1 Общая часть

(1)Р Необходимо учитывать влияния комбинированной осевой нагрузки и изгибающего момента.

(2) Проверяются соответствующие части 6.2 и 6.3.

(3) Напряжение в поперечном сечении из осевого усилия можно рассчитать:

$$\sigma_N = \frac{N}{A}, \quad (6.36)$$

где σ_N — осевое напряжение;

N — осевое усилие;

A — площадь поперечного сечения.

6.4.2 Односкатные балки

(1)Р Необходимо принять во внимание влияние уклона на изгибающие напряжения



параллельно поверхности.

(1) — поперечное сечение

Рисунок 6.8 — Односкатная балка

(2) Расчетные напряжения $\sigma_{m,a,d}$ и $\sigma_{m,0,d}$ (см. рисунок 6.8) можно определить:

$$\sigma_{m,a,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6M_d}{bh^2}. \quad (6.37)$$

Для крайнего волокна напряжения должны удовлетворять следующему условию:

$$\sigma_{m,a,d} \leq k_{m,\alpha} f_{m,d},$$

(6.38)

где $\sigma_{m,a,d}$ — расчетное изгибающее напряжение под углом α к волокнам;

$f_{m,d}$ — расчетная прочность при изгибе;

$k_{m,\alpha}$ — рассчитывается следующим образом:

— для растягивающих напряжений параллельно скосу

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}; \quad (6.39)$$

— для сжимающих напряжений параллельно скосу

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2}}. \quad (6.40)$$

6.4.3 Двускатные, криволинейные балки и балки двускатные с криволинейным нижним поясом

- (1) Этот пункт касается только kleеной древесины и LVL.
- (2) Требования 6.4.2 применяются к частям балки, которая имеет один уклон.
- (3) В зоне вершины (см. рисунок 6.9) изгибающие напряжения должны удовлетворять следующему требованию:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d}, \quad (6.41)$$

где k_r — учитывает снижение прочности из-за изгиба ламелей в процессе производства.

Примечание — В криволинейных балках и балках большой кривизны ключевая зона продлена за криволинейную часть балки.

- (4) Изгибающее напряжение вершины рассчитывается следующим образом:

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2},$$

(6.42)

$$\text{где } k_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3, \quad (6.43)$$

$$\text{здесь } k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap}; \quad (6.44)$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha_{ap}; \quad (6.45)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha_{ap} - 7,8 \tan^2 \alpha_{ap}; \quad (6.46)$$

$$k_4 = 6 \tan^2 \alpha_{ap};$$

(6.47)

$$r = r_{in} + 0,5 h_{ap}; \quad (6.48)$$

$M_{ap,d}$ — расчетный момент в вершине;

h_{ap} — высота балки в вершине (см. рисунок 6.9);

b — ширина балки;

r_{in} — внешний радиус (см. рисунок 6.9);
 α_{ap} — угол ската в середине верхней зоны (см. рисунок 6.9).

(5) Для двускатных балок $k_r = 1,0$. Для криволинейных балок и балок большой кривизны значения k_r принимаются:

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{для } \frac{r_{in}}{t} \geq 240; \\ 0,76 + 0,001 \frac{r_{in}}{t} & \text{для } \frac{r_{in}}{t} < 240, \end{cases} \quad (6.49)$$

где r_{in} — внутренний радиус (см. рисунок 6.9);

t — толщина ламели.

(6) В зоне вершины наибольшее растягивающее напряжение перпендикулярно волокнам $\sigma_{t,90,d}$ должно удовлетворять следующему выражению:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}, \quad (6.50)$$

при этом:

$$k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{для цельной древесины;} \\ \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} & \text{для kleenой древесины и LVL со слоями, параллельными оси балки;} \end{cases} \quad (6.51)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{для двускатных и криволинейных балок;} \\ 1,7 & \text{для балок большой кривизны,} \end{cases} \quad (6.52)$$

где k_{dis} — коэффициент, который учитывает влияние распределения напряжений в пиковой зоне;

k_{vol} — коэффициент объема;

$f_{t,90,d}$ — характеристическое сопротивление на растяжение перпендикулярно волокнам;

V_0 — относительный объем ($0,01 \text{ м}^3$);

V — напряженный объем в зоне вершины, м^3 , (см. рисунок 6.9), не может быть больше чем $2V_b/3$, где V_b — общий объем балки.

(7) Для сложного растяжения перпендикулярно волокнам и сдвига должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} k_{vol} f_{t,90,d}} \leq 1, \quad (6.53)$$

где τ_d — расчетное напряжение сдвига;

$f_{v,d}$ — расчетное сопротивление на сдвиг;

$\sigma_{t,90,d}$ — расчетное растягивающее напряжение перпендикулярно волокнам;

k_{dis} и k_{vol} — приведены в (6).

(8) Максимальное растягивающее напряжение поперек волокон (перпендикулярно волокнам), вызванное изгибающим моментом, может быть рассчитано:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.54)$$

или

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} - 0,6 \frac{p_d}{b}, \quad (6.55)$$

где p_d — равномерно распределенная нагрузка в районе вершины, действующая на верхнюю часть балки;

b — ширина балки;

$M_{ap,d}$ — расчетный момент у вершины, вызывающий растягивающие напряжения, параллельные внутренней криволинейной стороне;

при этом:

$$k_p = k_5 + k_6 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2, \quad (6.56)$$

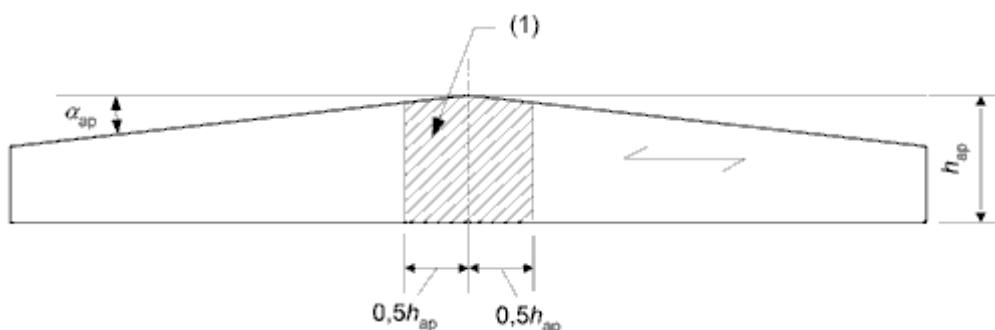
здесь $k_5 = 0,2 \tan \alpha_{ap}$; (6.57)

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha_{ap} + 2,6 \tan^2 \alpha_{ap}; \quad (6.58)$$

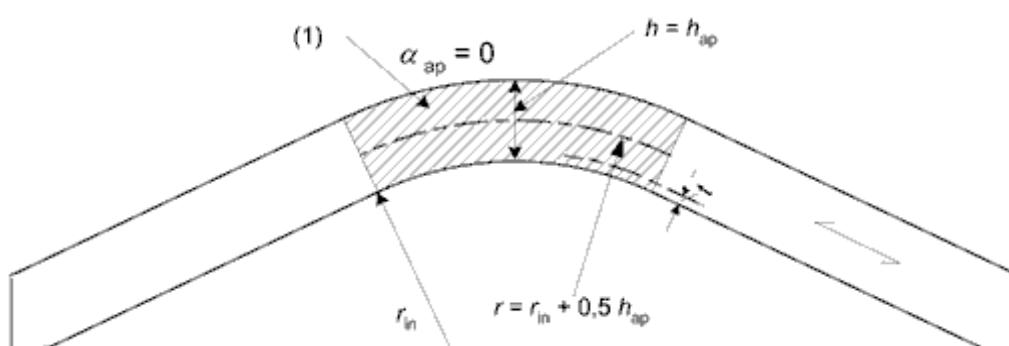
$$k_7 = 2,1 \tan \alpha_{ap} - 4 \tan^2 \alpha_{ap}. \quad (6.59)$$

Примечание — Рекомендуется использовать выражение (6.54). Выбор между выражениями (6.54) и (6.55) может быть выполнен с учетом национальных приложений.

a)



b)



c)

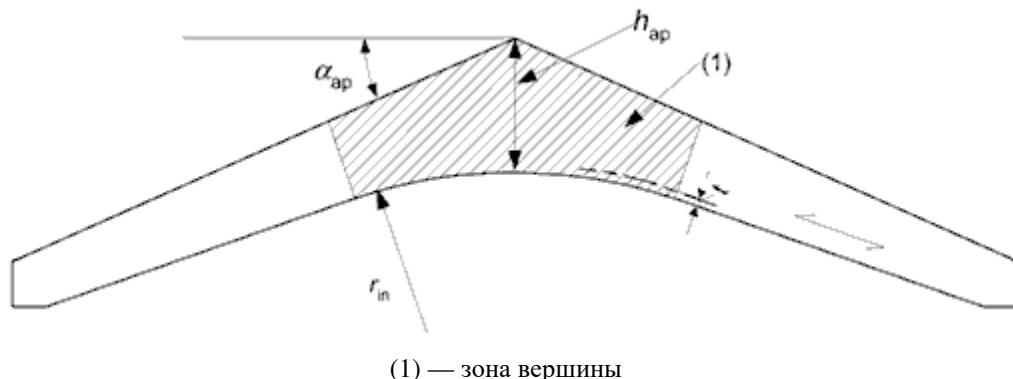


Рисунок 6.9 — Двускатные балки (а), криволинейные балки (б) и балки большой кривизны (с)
с направлением волокон параллельного нижнему краю балки

6.5 Элементы с подрезкой

6.5.1 Общая часть

(1)Р Влияния концентрации напряжений у надрезов следует учитывать при проверке прочности элемента.

(2) Влияния концентрации напряжений не принимаются в расчет в следующих случаях:

- растяжение или сжатие параллельно волокнам;
- изгиб с растягивающими напряжениями у надреза, если величина уклона составляет не более чем $1:i = 1:10$, то есть $i \geq 10$ (рисунок 6.10а));
- изгиб со сжимающими напряжениями у надреза (рисунок 6.10б)).

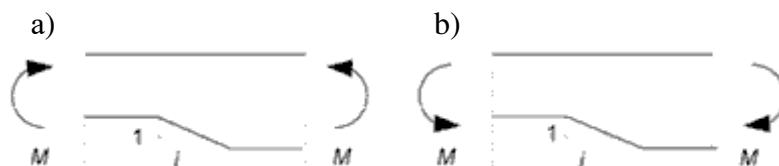


Рисунок 6.10 — Изгиб у надреза:
а — с растягивающими напряжениями у надреза;
б — со сжимающими напряжениями у надреза

6.5.2 Балки с подрезкой у опоры

(1) Для балок с прямоугольным поперечным сечением с практически параллельным расположением волокон относительно длины элемента, напряжение сдвига у опоры с подрезкой рассчитывают с применением показателя эффективной (уменьшенной) глубины h_{ef} (см. рисунок 6.11).

(2) Необходимо убедиться, что:

$$\tau_d = \frac{1,5V}{bh_{ef}} \leq k_v f_{v,d}, \quad (6.60)$$

где k_v — коэффициент понижения, определяемый следующим образом:

— для балок с подрезкой у противоположной стороны от опоры (рисунок 6.11b))

$$k_v = 1,0;$$

(6.61)

— для балок с подрезкой на опоре (рисунок 6.11a))

$$k_v = \begin{cases} 1 \\ \frac{k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)}, \end{cases} \quad (6.62)$$

где i — наклон скоса (см. рисунок 6.11a);

h — высота балки (мм);

x — расстояние от линии реакции опоры до угла скоса подрезки;

$$\alpha = \frac{h_{ef}}{h};$$

$$k_n = \begin{cases} 4,5 & \text{для LVL;} \\ 5 & \text{для цельной древесины;} \\ 6,5 & \text{для kleеной древесины.} \end{cases} \quad (6.63)$$

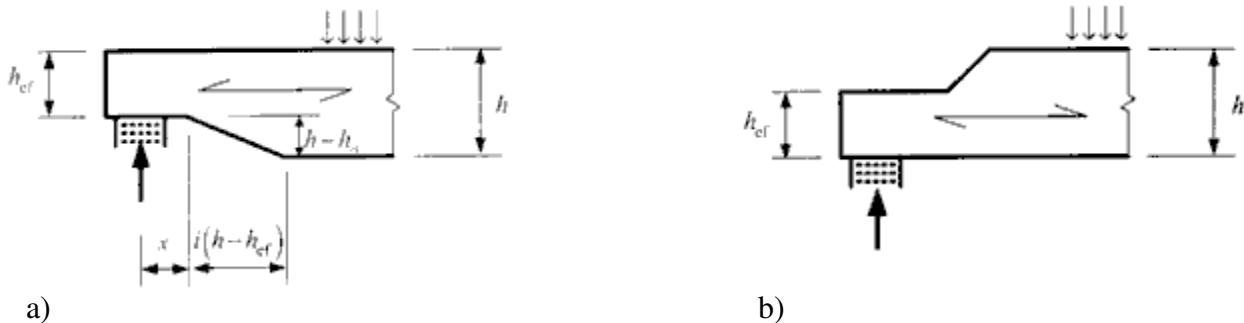


Рисунок 6.11 — Балки с подрезкой у опоры

6.6 Прочность системы

(1)P Когда несколько равно протяженных подобных элементов конструкций или сборных элементов с одной стороны соединены протяженной распределенной системой связей, прочностные свойства элемента могут быть умножены на коэффициент прочности системы k_{sys} .

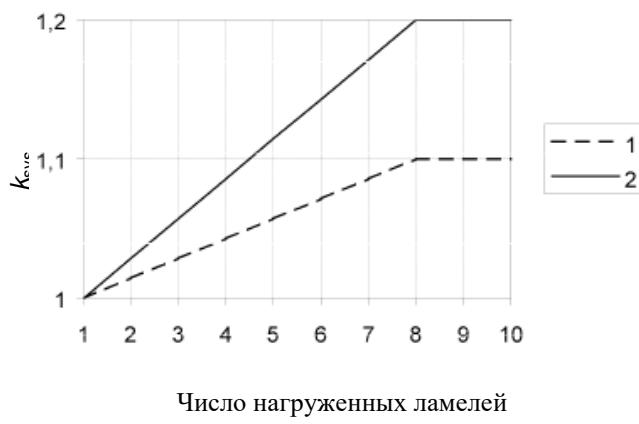
(2) Предусмотренная протяженная система распределения усилий обеспечивает передачу нагрузки от одного элемента к соседним, при этом коэффициент k_{sys}

принимается 1,1.

(3) Проверка прочности системы распределения усилий должна выполняться при условии действия кратковременных нагрузок.

Примечание — Для стропильных ферм с максимальным расстоянием между центрами 1,2 м можно принять, что обрешетка, прогоны или панели могут передавать нагрузку на соседние фермы, обеспечивая непрерывность распределения нагрузки на двух последних пролетах, при колебании какого-нибудь узла.

(4) Для настилов из клееной древесины или перекрытий могут использоваться значения k_{sys} , приведенные на рисунке 6.12.



1 — ламели с фиксацией гвоздями или шурупами;
2 — ламели с преднатяжением или склеенные

Рисунок 6.12 — Коэффициент прочности системы k_{sys} для ламинированных листов настила из цельной или клееной древесины

7 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ПРИГОДНОСТИ К ЭКСПЛУАТАЦИИ

7.1 Узловое проскальзывание

(1) Для узлов с использованием крепежных деталей дюбельного типа модуль скольжения K_{ser} для плоскости сдвига на крепежную деталь при эксплуатационной нагрузке берется из таблицы 7.1 при ρ_m , кг/м³, и d или d_c , мм. Значения d_c установлены в EN 13271.

Примечание — В EN 26891 символ K_s используется вместо K_{ser} .

Таблица 7.1 — Значения K_{ser} для крепежных деталей и коннекторов, Н/мм, для соединений древесина-древесина и древесина к панели на основе древесины

Тип крепежной детали	K_{ser}
Дюбели	
Болты без допуска ^{a)}	
Шурупы	$\rho_m^{1,5} d/23$
Гвозди (с предварительным просверливанием)	

Гвозди (без предварительного просверливания)	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 30$
Скобы	$\rho_m^{1.5} d^{0.8} / 80$
Соединители из листов против сдвига (тип А, см. в EN 912) Кольцевые соединители (тип В, см. EN 912)	$\rho_m d_c / 2$
Зубчатые пластины: односторонние соединители (типы от С1 до С9, см. EN 912) двухсторонние соединители (типы С10 и С11, см. EN 912)	$1,5 \rho_m d_c / 4$ $\rho_m d_c / 2$
a) Примечание — Необходимо предусмотреть допуск на деформацию, учитываемый дополнительно.	

(2) Если средние показатели плотности двух соединяемых элементов на основе дерева являются разными ($\rho_{m,1}$ и $\rho_{m,2}$), тогда ρ_m в вышеуказанном выражении следует принять как:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \rho_{m,2}}. \quad (7.1)$$

(3) При наличии соединений сталь к дереву или бетон к дереву, K_{ser} должен быть основан на ρ_m для деревянного элемента и умножен на 2,0.

7.2 Предельные прогибы балок

(1) Компоненты прогиба, получающиеся в результате комбинации воздействий (см. 2.2.3(5)) приведены на рисунке 7.1, где применены следующие обозначения (см. 2.2.3):

w_c — предварительная кривизна (строительный подъем, если такой применяется);

w_{inst} — мгновенный прогиб;

w_{creep} — прогиб от ползучести материала;

w_{fin} — конечный прогиб;

$w_{net,fin}$ — конечный прогиб нетто.

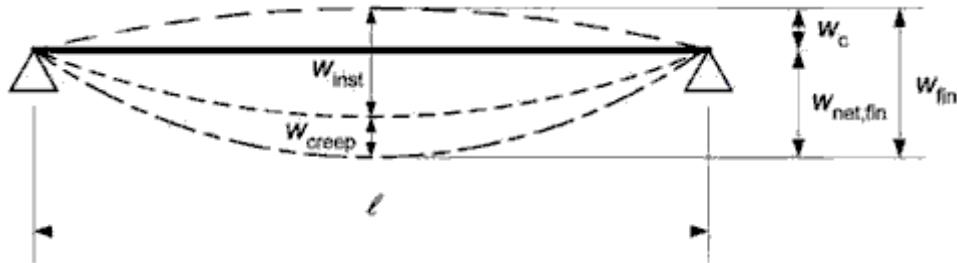


Рисунок 7.1 — Компоненты прогиба

(2) Прогиб нетто ниже прямой линии между опорами $w_{net,fin}$ принимается как:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c. \quad (7.2)$$

Примечание — Рекомендуемые пределы граничных значений прогибов для балок с пролетом l

приводятся в таблице 7.2, в зависимости от уровня деформации, рассматриваемой как допускаемая. Информацию о национальных аспектах и выборе на национальном уровне можно найти в национальном приложении.

Таблица 7.2 — Пример граничных значений для прогиба балок

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Балка на двух опорах	$l/300 - l/500$	$l/250 - l/350$	$l/150 - l/300$
Консольные балки	$l/150 - l/250$	$l/125 - l/175$	$l/75 - l/150$

7.3 Вибрации

7.3.1 Общая часть

(1)Р Необходимо убедиться, что воздействия которым могут подвергаться элементы, составные части или сооружение в целом, не вызывают вибраций, которые негативно влияют на работу сооружения или вызывают неприятные ощущения у пользователя.

(2) Уровень вибрации устанавливается путем измерений или расчетом, принимая во внимание предполагаемую жесткость элемента, составной части или сооружения, а также модальный декремент затухания (коэффициент демпфирования).

(3) Для полов и настилов, если не доказано, что другие значения подходят больше всего, необходимо принимать декремент затухания $\zeta = 0,01$ (то есть 1 %).

7.3.2 Вибрации от машинного оборудования

(1)Р Вибрацию, вызываемую работой машинного оборудования и другими работающими механизмами необходимо ограничить с учетом неблагоприятной комбинации постоянной и переменной нагрузки, которое может иметь место.

(2) Для полов или настилов допустимый уровень продолжительности вибрации принимается на основании рисунка 5а, приведенного в приложении А ISO 2631-2, с коэффициентом 1,0.

7.3.3 Перекрытия в жилых зданиях

(1) Для перекрытий в жилых зданиях с основной частотой менее чем 8 Гц ($f_1 \leq 8$ Гц) необходимо провести специальное исследование.

(2) Для перекрытий в жилых зданиях с основной частотой более чем 8 Гц ($f_1 > 8$ Гц) необходимо удовлетворять следующим требованиям:

$$\frac{w}{F} \leq a \text{ мм/кН} \quad (7.3)$$

и

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ мм/(Нс}^2\text{)}, \quad (7.4)$$

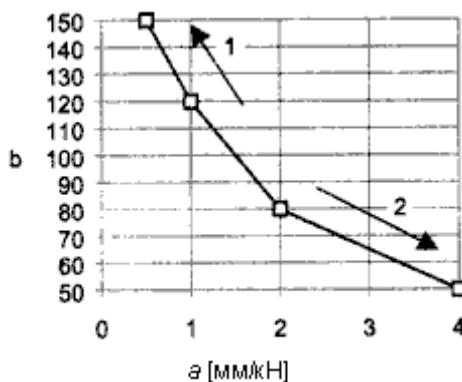
где w — максимальный вертикальный прогиб, вызываемый вертикальной сосредоточенной статической силой F , приложенной в любой точке перекрытия, принимая во внимание распределение нагрузки;

v — реакция на единичный импульс скорости, то есть максимальное исходное

значение скорости вертикальной вибрации перекрытия (м/с), вызванная идеальной единицей импульса (1 Нс), приложенного в точке перекрытия, давая при этом максимальную реакцию. Компонентами свыше 40 Гц можно пренебречь;

ζ — модальный декремент затухания (коэффициент демпфирования).

Примечание — Рекомендованный предел граничных значений a и b и соотношение между a и b приведены на рисунке 7.2. Информацию относительно национального выбора можно найти в национальном приложении.



1 — лучшие технические характеристики; 2 — худшие технические характеристики

Рисунок 7.2 — Рекомендованные пределы и соотношения между a и b

(3) Расчеты в 7.3.3(2) производятся при допущении, что перекрытие не нагружено, то есть имеется только масса, соответствующая собственному весу перекрытия или настила и другие постоянные воздействия.

(4) Для прямоугольного перекрытия с общими размерами $l \times b$ с простым опиранием вдоль всех четырех краев и при наличии деревянных балок с пролетом l основная частота f_1 может рассчитываться приблизительно как:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}}, \quad (7.5)$$

где m — масса на единицу площади, кг/м²;

l — пролет перекрытия, м;

$(EI)_l$ — эквивалентная изгибающая жесткость пластины перекрытия в отношении оси, перпендикулярной направлению балки, Нм²/м.

(5) Для прямоугольного перекрытия с общими размерами $l \times b$ с простым опиранием вдоль всех четырех краев значение v может, в качестве аппроксимации, приниматься равным:

$$v = \frac{4 \cdot (0,4 + 0,6 n_{40})}{mbl + 200}, \quad (7.6)$$

где v — единичный импульс скорости реакции, м/Нс²;

n_{40} - число режимов первого порядка с собственными частотами ниже чем 40 Hz;

b - ширина перекрытия, м;

m - масса, кг/м²;

l — пролет перекрытия, м.

Значение n_{40} можно рассчитать исходя из:

$$n_{40} = \left\{ \left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \cdot \left(\frac{b}{l} \right)^4 \cdot \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0,25},$$

(7.7)

где $(EI)_b$ — эквивалентная изгибающая жесткость пластины перекрытия ($\text{Нм}^2/\text{м}$) в отношении оси, параллельной балкам, где $(EI)_b < (EI)_l$.

8 СОЕДИНЕНИЯ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КРЕПЕЖНЫХ ДЕТАЛЯХ

8.1 Общая часть

8.1.1 Требования к крепежным деталям

(1)Р Во всех случаях, кроме указанных в настоящем разделе, характеристическая несущая способность и жесткость крепежных деталей должна определяться экспериментально в соответствии с EN 1075, EN 1380, EN 1381, EN 26891 и EN 28970. Если в указанных стандартах описаны методы испытаний на растяжение и на сжатие, несущая способность должна определяться испытаниями на растяжение.

8.1.2 Соединения на нескольких крепежных элементах

(1)Р Расположение и размеры крепежных элементов, расстояния между ними, а также от них до граней соединяемых элементов должны приниматься так, чтобы обеспечить проектную прочность и жесткость.

(2)Р Необходимо учитывать, что несущая способность соединения на нескольких крепежных элементах может быть ниже, чем сумма несущих способностей соединений из этих элементов в отдельности.

(3) Если соединение включает крепежные элементы различных типов или жесткость крепежных элементов в какой-либо плоскости сдвига в соединении, работающем на сдвиг в различных плоскостях, различна, их совместимость необходимо проверять.

(4) Для одного ряда нагелей, параллельного направлению волокон, несущая способность в направлении волокон $F_{v,ef,Rk}$ должна определяться:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk},$$

(8.1)

где $F_{v,ef,Rk}$ — характеристическая несущая способность одного ряда нагелей, параллельного направлению волокон древесины;

n_{ef} — число нагелей в рассматриваемом ряду, параллельном направлению волокон древесины;

$F_{v,Rk}$ — характеристическая несущая способность одного нагеля в рассматриваемом ряду.

Примечание — Значения n_{ef} для ряда, параллельного направлению волокон древесины, указаны в 8.3.1.1 (8) и 8.5.1.4 (5).

(5) В случае силы, действующей под углом к линии нагелей, необходимо убедиться, что составляющая силы, параллельная линии нагелей, не превышает несущую

способность ряда нагелей, вычисленную по формуле (8.1).

8.1.3 Многосрезные соединения

(1) В многосрезных соединениях прочность соединения по каждой из плоскостей среза должна определяться в предположении, что каждая плоскость среза раскладывается на три компоненты.

(2) Чтобы обеспечить прочность по каждой плоскости среза в многосрезных соединениях, основной вид разрушения соединения по соответствующим плоскостям среза должен быть сопоставим со всеми другими и не должен состоять из комбинации видов разрушения (a), (b), (g) и (h) (см. рисунок 8.2) или видов (c), (f) и (j/l) (см. рисунок 8.3) с другими видами разрушения.

8.1.4 Соединения, нагруженные силой под углом к волокнам

(1) Если соединение подвержено действию силы, направленной под углом к волокнам (см. рисунок 8.1), должна быть учтена вероятность разрушения деревянного элемента от действия части силы, растягивающей его поперек волокон ($F_{Ed}\sin\alpha$).

(2) Указанную в (1) растягивающую поперек волокон силу следует учитывать следующим образом:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}, \quad (8.2)$$

где

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1}, \\ F_{v,Ed,2} \end{cases}, \quad (8.3)$$

$F_{90,Rd}$ — расчетная несущая способность древесины скальванию поперек волокон, полученная из нормативной несущей способности скальванию древесины поперек волокон $F_{90,Rk}$, как указано в 2.4.3;

$F_{v,Ed,1}$ и $F_{v,Ed,2}$ — расчетные значения сдвигающих усилий, с каждой стороны от соединения.

(3) Для мягкой древесины расчетная несущая способность древесины скальванию поперек волокон должна приниматься как

$$F_{90,Rk} = 14bw \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}, \quad (8.4)$$

где $w = \begin{cases} \max \left\{ \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35}, 1 \right\} & \text{для перфорированных металлических пластин}; \\ 1 & \text{для других типов крепежных деталей}; \end{cases} \quad (8.5)$

$F_{90,Rk}$ — расчетная несущая способность древесины скальванию поперек волокон, Н;
 w — коэффициент;

h_e — расстояние от центра наиболее удаленного от края деревянного элемента нагеля или от края перфорированной металлической пластины до края деревянного элемента, мм;

h — высота деревянного элемента, мм;

b — толщина деревянного элемента, мм;

w_{pl} — размер перфорированной пластины по направлению волокон древесины.

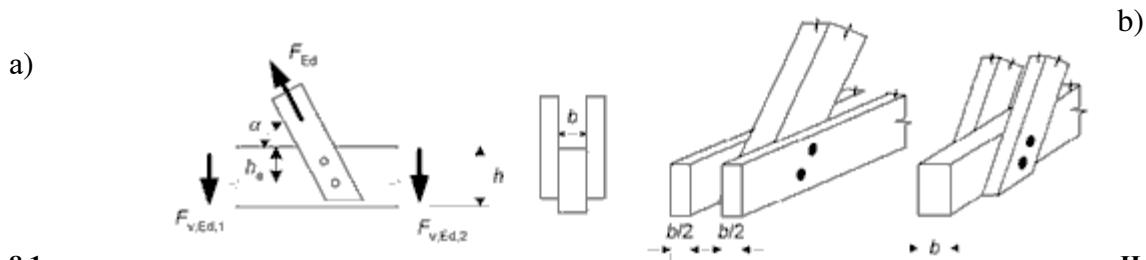


Рисунок
Наклонная

8.1 —

сила, передаваемая на соединение

8.1.5 Альтернативные внутренние воздействия

(1) П Характеристическая несущая способность соединения должна быть понижена в случае, если подвержено внутренним воздействиям, длительным или среднесрочным.

(2) Эффект от длительных и среднесрочных воздействий, изменяющихся между расчетным значением растягивающего усилия $F_{t,Ed}$ и расчетным значением сжимающего усилия $F_{c,Ed}$, должен учитываться расчетом соединения на $(F_{t,Ed} + 0,5F_{c,Ed})$ и $(F_{c,Ed} + 0,5F_{t,Ed})$.

8.2 Несущая способность на сдвиг соединений на металлических нагелях

8.2.1 Общая часть

(1) П При определении несущей способности соединения на металлических нагелях, должны учитываться предел текучести материала нагеля, сила анкеровки и сопротивление выдергиванию нагеля.

8.2.2 Соединения древесины с древесиной и древесными плитами

(1) Характеристическая несущая способность для гвоздей, скоб, болтов, дюбелей и шурупов для каждой из плоскостей сдвига, на один элемент (гвоздь, болт и т. д.), должна приниматься как минимальное значение из следующих выражений:

— для односрезных соединений:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta \cdot (1+\beta) + \frac{4\beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4\beta \cdot (1+2\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{cases} \quad (8.6)$$

— для двухсрезных соединений

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d \\ 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4\beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (8.7)$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}, \quad (8.8)$$

где $F_{v,Rk}$ — характеристическая несущая способность одного нагеля одной плоскости среза в соединении;

t_i — толщина деревянного элемента, плиты или глубина забивки гвоздей, причем $i = 1$ или 2 , см. также разделы 8.3...8.7;

$f_{h,i,k}$ — характеристическое сопротивление смятию древесины;

d — диаметр нагеля;

$M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации нагеля;

β — масштабный коэффициент для характеристического сопротивления смятию древесины;

$F_{ax,Rk}$ — характеристическое сопротивление нагеля выдергиванию, см (2).

Примечание — Пластичность связей обеспечивается лишь в том случае, если применяются относительно небольшие крепежные элементы. В таком случае разрушение будет происходить по вариантам f и k (рисунок 8.2).

(2) В выражениях (8.6) и (8.7) первое слагаемое с левой стороны — несущая способность по теории пластичности Джохансена, а второе слагаемое — $F_{ax,Rk}/4$, которое учитывает эффект нити. Слагаемое, учитывающее эффект нити, должно быть ограничено по величине, в процентном отношении от несущей способности по теории Джохансена:

- для гладких гвоздей 15 %;
- для квадратных гвоздей 25 %;
- для других типов гвоздей 50 %;
- для шурупов 100 %;
- для болтов 25 %;
- для дюбелей 0 %.

Если значение $F_{ax,Rk}$ не определено, расчет можно вести без учета эффекта нити.

Для односрезных соединений характеристическое сопротивление выдергиванию $F_{ax,Rk}$ должно приниматься наименьшим из возможных в соединении. Различные режимы разрушения показаны на рисунке 8.2. При определении характеристического сопротивления выдергиванию $F_{ax,Rk}$ для болтов, влияние шайб также может учитываться, 8.5.2(2).

(3) Если в данном документе не указано другое, характеристическое сопротивление древесины смятию $f_{h,k}$ должно определяться в соответствии с EN 383 и EN 14358.

(4) Если в данном документе не указано другое, характеристический момент пластической деформации $M_{y,Rk}$ должен определяться в соответствии с EN 409 и EN 14358.

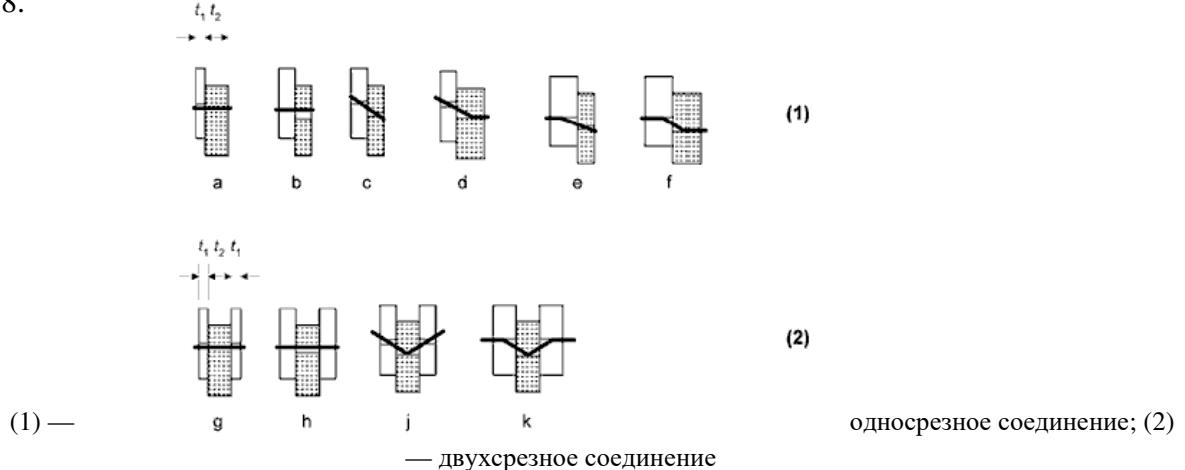


Рисунок 8.2 — Виды разрушения для соединений древесины с древесиной и древесными плитами

8.2.3 Соединения древесины со стальными пластинаами

(1) Характеристическая несущая способность соединений древесины со стальными пластинаами зависит от толщины пластин. Стальные пластины толщиной не более $0,5d$ считаются тонкими. Стальные пластины толщиной более или равной d и с допуском по диаметру отверстий менее $0,1d$ считаются толстыми. Характеристическая несущая способность соединений древесины со стальными пластинаами толще тонких, но тоньше толстых, определяется линейной интерполяцией.

(2) Прочность стальной пластины должна быть обеспечена.

Примечание — Буквы, обозначающие виды разрушения, указаны в соответствии с формулами (8.6) и (8.7).

(3) Несущая способность гвоздей, болтов, дюбелей и шурупов по каждой из плоскостей среза на один элемент (гвоздь, болт, дюбель или шуруп) должна быть принята равной минимальному значению из приведенных ниже:

— для односрезного соединения древесины с тонкой стальной пластиной

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,4f_{h,k}t_1d & (a) \\ 1,15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases} \quad (8.9)$$

— для односрезного соединения древесины с толстой пластиной:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,k}t_1d & (c) \\ f_{h,k}t_1d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k}d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

(8.10)

— для двухсрезного соединения древесины со стальной пластиной любой толщины между двумя деревянными элементами:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (f) \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (h) \end{cases} \quad (8.11)$$

— для двухсрезного соединения двух тонких стальных пластин и деревянного элемента между ними:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5f_{h,2,k} t_2 d & (l) \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (m) \end{cases} \quad (8.12)$$

— для двухсрезного соединения двух толстых стальных пластин и деревянного элемента между ними:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0,5f_{h,2,k} t_2 d & (l) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (m) \end{cases} \quad (8.13)$$

где $F_{v,Rk}$ — характеристическая несущая способность одного нагеля одной плоскости среза в соединении;

$f_{h,k}$ — характеристическое сопротивление смятию древесины;

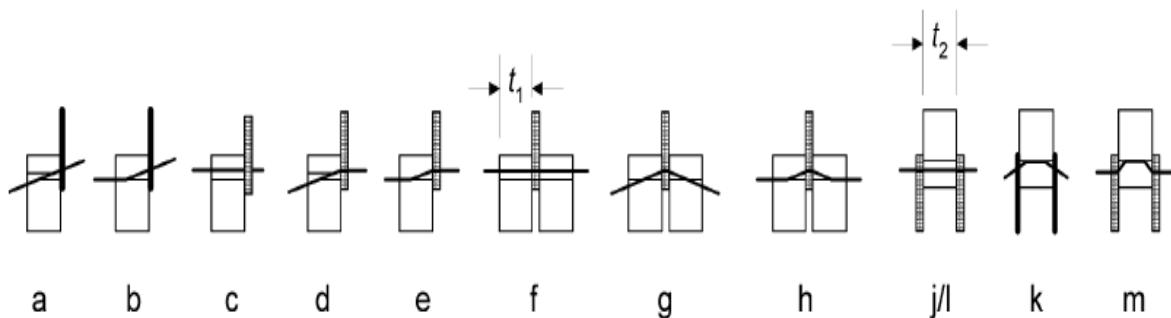
t_1 — толщина более тонкого элемента из древесины в односрезных соединениях или глубина проникновения нагеля;

t_2 — толщина среднего элемента из древесины в симметричных соединениях;

d — диаметр нагеля;

$M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации нагеля;

$F_{ax,Rk}$ — характеристическое сопротивление нагеля выдергиванию.



Примечание — Виды разрушения показаны на рисунке 8.3.

Рисунок 8.3 — Виды разрушения соединений древесины со стальными пластинами

(4) Для ограничения эффекта нити $F_{ax,Rk}$ следует применять 8.2.2(2).

(5)Р Нужно принимать во внимание, что несущая способность соединения деревянных элементов со стальными пластинами, может быть снижена по периметру группы нагелей.

Примечание — Метод определения несущей способности группы нагелей приведен в приложении А.

8.3 Соединения на гвоздях

8.3.1 Гвозди, нагруженные в поперечном направлении

8.3.1.1 Общая часть

(1) Обозначения для толщин элементов в односрезном и симметричном соединениях (см. рисунок 8.4) приняты следующими:

t_1 — толщина элемента, непосредственно в который забиваются гвозди, в односрезном соединении или толщина меньшего из крайних элементов и глубины проникновения нагелей (длины защемленной части гвоздя) в двухсрезных соединениях;

t_2 — толщина элемента, непосредственно в который не забиваются гвозди, в односрезном соединении (длина защемленной части гвоздя) или толщина среднего элемента двухсрезных соединений.

(2) Предварительное просверливание необходимо выполнять, когда:

— плотность древесины св. 500 кг/м³;

— диаметр гвоздя d более 6 мм.

(3) Для квадратных гвоздей и гвоздей с нарезкой диаметр d должен приниматься равным длине стороны.

(4) Для гладких гвоздей из проволоки с пределом прочности на разрыв 600 Н/мм², должны использоваться следующие значения характеристического момента пластической деформации:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3f_u d^{2,6} & \text{для круглых гвоздей;} \\ 0,45f_u d^{2,6} & \text{для гвоздей квадратной формы,} \end{cases} \quad (8.14)$$

где $M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации гвоздя;

d — диаметр гвоздя по EN 14592, мм;

f_u — предел прочности на разрыв проволоки.

(5) Для гвоздей диаметром до 8 мм характеристическое сопротивление древесины смятию для элементов из древесины и LVL:

— без предварительно просверленных отверстий

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \text{ Н/мм}^2; \quad (8.15)$$

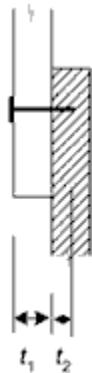
— с предварительно просверленными отверстиями

$$f_{h,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \rho_k \text{ Н/мм}^2, \quad (8.16)$$

где ρ_k — характеристическое значение плотности древесины, кг/м³;

d — диаметр гвоздя, мм.

a)



b)

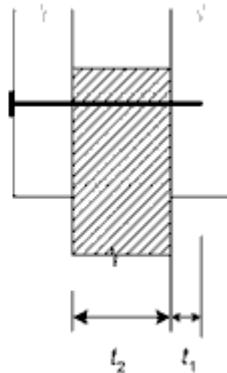


Рисунок 8.4 — Обозначения t_1 и t_2 :
a — для односрезного соединения; b — для двухрезного соединения

(6) Для соединений на гвоздях диаметром более 8 мм характеристическое сопротивление древесины смятию определяется по 8.5.1.

(7) В двухрезных (трехэлементных) соединениях гвозди должны перекрывать друг друга в среднем элементе, чтобы обеспечить условие $t - t_2 > 4d$ (рисунок 8.5).

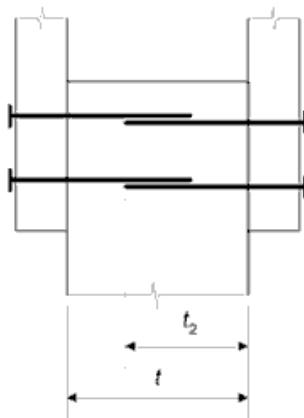


Рисунок 8.5 — Перекрывающиеся гвозди

(8) Для одного ряда из n гвоздей, параллельного волокнам древесины, при условии, что гвозди смешены друг относительно друга в направлении, перпендикулярном волокнам, не более чем на d , несущая способность всего ряда определяется эффективным числом гвоздей n_{ef} :

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}, \quad (8.17)$$

где n_{ef} — эффективное количество гвоздей в ряду;

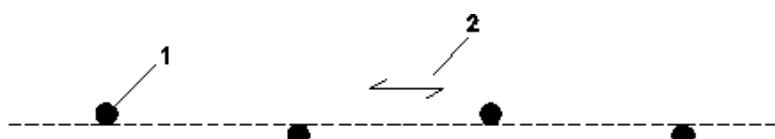
n — количество гвоздей в ряду;

k_{ef} — коэффициент, принимаемый по таблице 8.1.

Таблица 8.1 — Значения k_{ef}

Шаг гвоздей ^{a)}	k_{ef}	
	Без предварительного рассверливания	С предварительным рассверливанием
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	—	0,5

^{a)} При шаге гвоздей, отличном от приведенного, k_{ef} следует определять линейной интерполяцией.



1 — гвозди; 2 — направление волокон древесины

Рисунок 8.6 — Ряд гвоздей, параллельный волокнам, со смещением гвоздей от линии ряда не более чем на d

8.3.1.2 Гвоздевые соединения древесины с древесиной

- (1) Для гладких гвоздей длина защемленной части гвоздя должна быть не менее $8d$.
- (2) Для других гвоздей, указанных в EN 14592, длина защемленной части гвоздя должна быть не менее $6d$.
- (3) Гладкие гвозди считаются неспособными воспринимать поперечные усилия, если они расположены на торцах деревянных элементов.
- (4) Как альтернатива 8.3.1.2(3), гвозди, расположенные на торцах деревянных элементов, могут быть применены, если подчиняются следующим правилам:
 - во второстепенных элементах гладкие гвозди могут быть использованы. Расчетное значение их несущей способности должно быть принято равным $1/3$ от несущей способности гвоздей, установленных правильно;
 - гвозди, не являющиеся гладкими (EN 14592), могут быть использованы не только во второстепенных элементах. Их расчетная несущая способность должна быть принята равной $1/3$ от несущей способности корректно установленных гладких гвоздей, при условии, что:
 - гвозди загружены поперечной нагрузкой;
 - в соединении как минимум 3 гвоздя;
 - длина защемленной части гвоздя как минимум $10d$;
 - соединение 3 класса;
 - размеры соединения удовлетворяют требованиям, указанным в таблице 8.2.

Примечания:

1 Пример второстепенной конструкции — сливная доска, прибитая к стропилам.

2 Рекомендуется, тем не менее, соблюдать требования 8.3.1.2 (3). Рекомендации для отдельных регионов должны быть приведены в национальных приложениях.

(5) Минимальные расстояния между гвоздями и гранями элементов приведены в таблице 8.2, где (см. рисунок 8.7):

- a_1 — шаг гвоздей в ряду, параллельном волокнам;
- a_2 — шаг рядов гвоздей, измеряемый в направлении, перпендикулярном волокнам;
- $a_{3,c}$ — расстояние между гвоздем и незагруженным торцом;
- $a_{3,t}$ — расстояние между гвоздем и загруженным торцом;
- $a_{4,c}$ — расстояние между гвоздем и незагруженной гранью;
- $a_{4,t}$ — расстояние между гвоздем и загруженной гранью;
- α — угол между направлением силы и направлением волокон.

Таблица 8.2 — Минимальные расстояния для соединений на гвоздях

Расстояния (см. рисунок 8.7)	Угол α	Минимальные расстояния		
		Без предварительного рассверливания		С предварительным рассверливанием
		$\rho_k \leq 420 \text{ кг}/\text{м}^3$	$420 \text{ кг}/\text{м}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ кг}/\text{м}^3$	
Шаг a_1 (параллельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ мм}: (5 + 5 \cos\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ мм}: (5 + 7 \cos\alpha)d$	$(7 + 8 \cos\alpha)d$	$(4 + \cos\alpha)d$
Шаг a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin\alpha)d$
Расстояние $a_{3,t}$ (загруженный торец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5\cos\alpha)d$	$(15 + 5\cos\alpha)d$	$(7 + 5\cos\alpha)d$
Расстояние $a_{3,c}$ (незагруженный торец)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
Расстояние $a_{4,t}$ (загруженная грань)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ мм}: (5 + 2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ мм}: (5 + 5\sin\alpha)d$	$d < 5 \text{ мм}: (7 + 2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ мм}: (7 + 5\sin\alpha)d$	$d < 5 \text{ мм}: (3 + 2\sin\alpha)d$ $d \geq 5 \text{ мм}: (3 + 4\sin\alpha)d$
Расстояние $a_{4,c}$ (незагруженная грань)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

(6) Древесина должна предварительно просверливаться, если деревянный элемент тоньше, чем

$$t = \max \begin{cases} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{cases}, \quad (8.18)$$

где t — минимальная толщина элемента, который не нужно предварительно просверливать;

ρ_k — характеристическое значение плотности древесины, $\text{кг}/\text{м}^3$;

d — диаметр гвоздя, мм.

(7) Элементы из древесины пород, подверженных раскалыванию более других, должны предварительно рассверливаться, если их толщина меньше, чем:

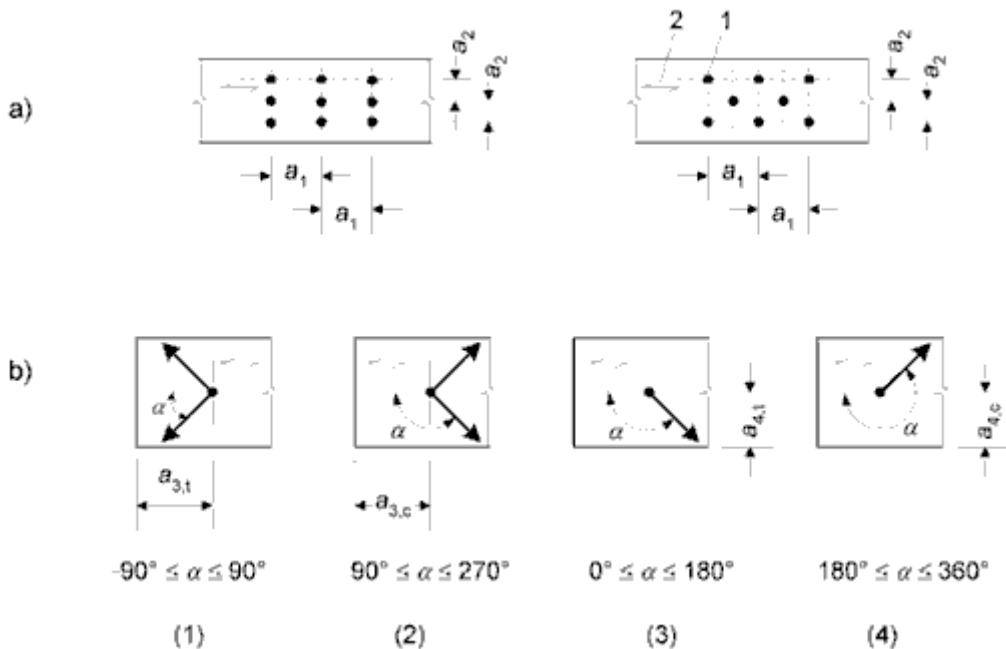
$$t = \max \begin{cases} 14d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{200} \end{cases}. \quad (8.19)$$

Выражение (8.19) может быть заменено выражением (8.18), если соблюдаются условия:

$a_4 \geq 10d$ — для $\rho_k \leq 420 \text{ кг}/\text{м}^3$;

$a_4 \geq 14d$ — для $420 \text{ кг}/\text{м}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Примечание — Вид древесины, подверженный раскалыванию более других, — ель (abies alba), лжетсуга тиссолистная (pseudotsuga menziesii) и древесина хвойного дерева (picea abies). Для ели (abies alba) и лжетсуги тиссолистной (pseudotsuga menziesii) рекомендуется применять 8.3.1.2(7). Рекомендации для отдельных регионов должны быть приведены в национальных приложениях.



(1) — загруженный торец; (2) — незагруженный торец; (3) — загруженная грань;
(4) — незагруженная грань 1 — гвоздь; 2 — направление волокон

Рисунок 8.7 — Размеры для соединений на гвоздях: а — расстояния вдоль волокон в рядах и поперек волокон между рядами; б — расстояния от гвоздей до граней и торцов

8.3.1.3 Соединения древесины с плитными материалами

(1) Минимальные расстояния между гвоздями в соединениях древесины с плитными материалами следует принимать по таблице 8.2, умножая приведенные там значения на 0,85. Расстояния от гвоздей до торцов и граней деревянных элементов могут приниматься по таблице 8.2 без изменений, если ниже не указано другое.

(2) Минимальные расстояния до граней и торцов элементов из kleеной фанеры могут быть приняты равными $3d$ — для ненагруженной грани (или торца) и $(3 + 4\sin\alpha)d$ — для загруженной грани (или торца), где α — угол между линией приложения нагрузки и загруженной гранью (или торцом).

(3) Для гвоздей с диаметром шляпки не менее $2d$ характеристическое сопротивление смятию следующее:

— для kleеной фанеры

$$f_{h,k} = 0,11 \rho_k d^{-0,3}, \quad (8.20)$$

где $f_{h,k}$ — характеристическое сопротивление смятию, Н/мм²;

ρ_k — характеристическое значение плотности древесины, кг/м³;

d — диаметр гвоздя, мм;

— для ДВП в соответствии с EN 622-2

$$f_{h,k} = 30 d^{-0,3} t^{0,6}, \quad (8.21)$$

где $f_{h,k}$ — характеристическое сопротивление смятию, Н/мм²;

d — диаметр гвоздя, мм;

t — толщина панели, мм;

— для ДСП и OSB

$$f_{h,k} = 65 d^{-0,7} t^{0,1}, \quad (8.22)$$

где $f_{h,k}$ — характеристическое сопротивление смятию, Н/мм²;

d — диаметр гвоздя, мм;

t — толщина панели, мм;

8.3.1.4 Соединения на гвоздях металлических пластин с древесиной

(1) Минимальные расстояния между гвоздями в соединениях древесины с металлическими пластинами следует принимать по таблице 8.2, умножая приведенные там значения на 0,7.

8.3.2 Гвозди, нагруженные по оси

(1) Р Гладкие гвозди, нагруженные по оси, не следует использовать при длительной нагрузке.

Примечание — В соответствии с EN 14592, гвозди с нарезкой — это гвозди, тело которых профицировано или деформировано на части длины не менее $4,5d$ (4,5 номинальных диаметров) и имеющие характеристическое сопротивление выдергиванию $f_{ax,k}$ не менее 6 Н/мм², применяемые с древесиной нормативной плотностью 350 кг/м³. Плотность измеряется при температуре наружного воздуха 20 °С и относительной влажности 65 %.

(2) В случае применения гвоздей с нарезкой, только часть гвоздя с нарезкой может воспринимать осевую нагрузку.

(3) Гвозди, забитые в торец, не могут воспринимать осевую нагрузку.

(4) Характеристическая несущая способность гвоздей на выдергивание $F_{ax,Rk}$ для гвоздей, забитых перпендикулярно волокнам (рисунок 8.8а) и под углом к волокнам (рисунок 8.8б), должна приниматься равной наименьшему значению из приведенных ниже:

— для гвоздей с нарезкой, по EN 14592

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen}; \\ f_{head,k} d_h^2; \end{cases} \quad (8.23)$$

— для гладких гвоздей

$$F_{ax,Rk} = \begin{cases} f_{ax,k} dt_{pen} \\ f_{ax,k} dt + f_{head,k} d_h^2, \end{cases} \quad (8.24)$$

где $f_{ax,k}$ — характеристическое сопротивление защемленной части гвоздя выдергиванию;

$f_{head,k}$ — характеристическое сопротивление гвоздя продергиванию;

d — диаметр гвоздя по 8.3.1.1;

t_{pen} — длина защемленной части гвоздя или длина защемленной части гвоздя с нарезкой;

t — толщина деревянного элемента, непосредственно в который забиваются гвозди;

d_h — диаметр шляпки гвоздя.

(5) Характеристические сопротивления $f_{ax,k}$ и $f_{head,k}$ должны определяться экспериментально по EN 1382, EN 1383 и EN 14358, если не указано другое.

(6) Для гладких гвоздей с длиной защемленной части не менее $12d$ характеристические сопротивления $f_{ax,k}$ и $f_{head,k}$ могут определяться по формулам:

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2, \quad (8.25)$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \rho_k^2, \quad (8.26)$$

где ρ_k — характеристическое значение плотности древесины, кг/м³.

(7) Длина защемленной части гладкого гвоздя должна быть не менее $8d$. Для гвоздей с длиной защемленной части менее $12d$, сопротивление выдергиванию должно быть умножено на $(t_{pen}/4d - 2)$. Для гвоздей с нарезкой длина защемленной части не должна быть более $6d$. При длине защемленной части менее $8d$ сопротивление выдергиванию должно быть умножено на $(t_{pen}/2d - 3)$.

(8) Для конструктивных элементов, установленных в состоянии, близком к

влагонасыщенному, и которые должны высокнуть под нагрузкой, значения $f_{ax,k}$ и $f_{head,k}$ должны быть умножены на 2/3.

(9) Основные размеры узла на гвоздях, нагруженных осевой нагрузкой, принимаются аналогично для гвоздей, нагруженных поперечной нагрузкой.

(10) Для гвоздей, забитых под углом к волокнам, расстояние до загруженного торца должно быть не менее $10d$ (см. рисунок 8.8б)). В таком соединении должно быть хотя бы два гвоздя.

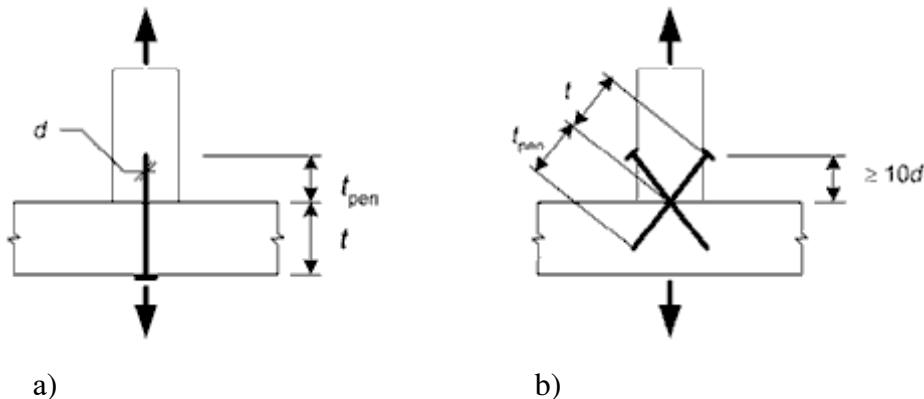


Рисунок 8.8: а — гвоздь, забитый перпендикулярно волокнам;
б — гвозди, забитые под углом к волокнам

8.3.3 Гвозди, нагруженные комбинированной (осевой и поперечной) нагрузкой

(1) Для соединений под действием и осевой ($F_{ax,Ed}$), и поперечной ($F_{v,Ed}$) нагрузки должно выполняться условие:

— для гладких гвоздей

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1; \quad (8.27)$$

— для гвоздей с нарезкой (по EN 14592)

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1, \quad (8.28)$$

где $F_{ax,Rd}$, $F_{v,Rd}$ — расчетная несущая способность соединения на действие соответственно осевой и поперечной нагрузок.

8.4 Соединения на скобах

(1) Требования, перечисленные в 8.3, кроме 8.3.1.1 (4), (6) и 8.3.1.2(7), применяются к круглым или практически круглым или прямоугольным скобам со скошенными или симметрично направленными стержнями.

(2) Для скоб с прямоугольным поперечным сечением диаметр d должен приниматься равным квадратному корню из произведения сторон поперечного сечения.

(3) Ширина скобы b должна быть не менее $6d$, и глубина защемленной части скобы t_2 должна быть не менее $14d$, см. рисунок 8.9.

(4) В соединении должно быть не менее двух скоб.

(5) Несущая способность на поперечные нагрузки одной скобы в одной плоскости сдвига может быть принята равной несущей способности двух гвоздей с диаметром скобы, при условии, что угол между скобой и направлением волокон под скобой более 30° (рисунок 8.10). Если угол между скобой и направлением волокон под скобой не более 30° , несущая способность должна быть уменьшена умножением на коэффициент 0,7.

(6) Для скоб, выполненных из проволоки с пределом прочности на растяжение не менее 800 Н/мм^2 , следующее значение характеристического момента пластической деформации стержня:

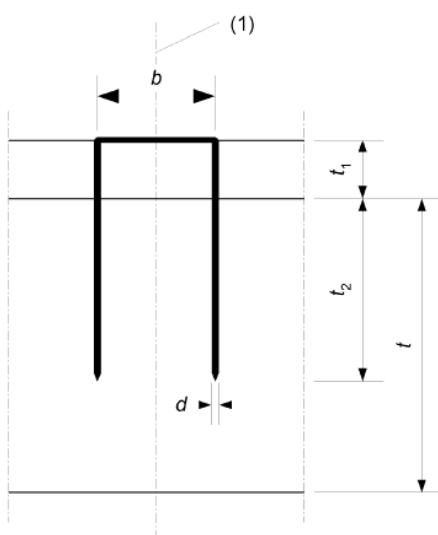
$$M_{y,Rk} = 240 d^{2,6}, \quad (8.29)$$

где $M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации нагеля;

d — диаметр скобы.

(7) Для ряда из n скоб, параллельного волокнам древесины, несущая способность в этом направлении должна быть определена, исходя из эффективного числа скоб n_{ef} по 8.3.1.1 (8).

(8) Минимальные расстояния между скобами, расстояния до торцов и граней даны в таблице 8.3 и проиллюстрированы на рисунке 8.10, где θ — угол между скобой и направлением волокон.



(1) — центральная ось скобы

Рисунок 8.9 — Размеры скобы

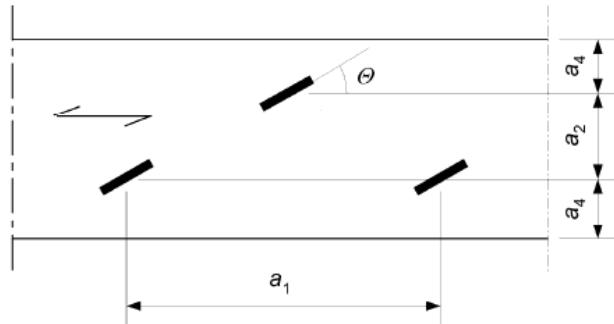


Рисунок 8.10 — Шаг скоб

Таблица 8.3 — Минимальные расстояния между скобами, расстояния от скоб до торцов и граней деревянного элемента

Размер (расстояние между скобами, от скоб до торцов и граней деревянного элемента)	Угол	Минимальное значение размера
a_1 (параллельно волокнам) для $\theta \geq 30^\circ$ для $\theta < 30^\circ$	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(10 + 5 \cos\alpha)d$ $(15 + 5 \cos\alpha)d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$15d$
$a_{3,t}$ (загруженный торец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(15 + 5 \cos\alpha)d$
$a_{3,c}$ (незагруженный торец)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$15d$
$a_{4,t}$ (загруженная грань)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(15 + 5 \sin\alpha)d$
$a_{4,c}$ (незагруженная грань)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$10d$

8.5 Болтовые соединения

8.5.1 Болты, нагруженные поперечной нагрузкой

8.5.1.1 Общие данные и болтовые соединения древесины с древесиной

(1) Характеристический момент пластической деформации

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6},$$

(8.30)

где $M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации;

$f_{u,k}$ — характеристическое сопротивление растяжению, Н/мм²;

d — диаметр болта.

(2) Для болтов диаметром более 30 мм должно использоваться следующее сопротивление древесины или LVL смятию, в зависимости от угла α :

$$(8.31) \quad f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha},$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \rho_k,$$

$$(8.32) \quad \text{где } k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{— для мягкой древесины;} \\ 1,30 + 0,015d & \text{— для LVL;} \\ 0,90 + 0,015d & \text{— для твердой древесины;} \end{cases} \quad (8.33)$$

$f_{h,0,k}$ — характеристическое сопротивление древесины смятию параллельно волокнам, Н/мм²;

ρ_k — характеристическая плотность древесины, кг/м³;

α — угол между силой приложения нагрузки и волокнами древесины;

d — диаметр болта, мм.

(3) Минимальные расстояния между скобами, а также расстояния от скоб до торцов и граней элементов должны приниматься по таблице 8.4, в соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 8.7

Таблица 8.4 — Минимальные размеры между элементами соединений на болтах

Размер (см. рисунок 8.7)	Угол	Минимальный размер
a_1 (параллельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos\alpha)d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (загруженный торец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d, 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$ (незагруженный торец)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6\sin\alpha)d$ $4d$ $(1+6 \sin\alpha)d$
$a_{4,t}$ (загруженная грань)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2\sin\alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ (незагруженная грань)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

(4) Для ряда из n болтов, параллельного направлению волокон древесины, несущая способность параллельно волокнам (см. 8.1.2(4)) может быть определена, исходя из эффективного числа болтов n_{ef} :

$$(8.34) \quad n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0.9} \sqrt{\frac{a_1}{13d}}} \right\},$$

где a_1 — шаг болтов в направлении волокон;

d — диаметр болта;
 n — число болтов в ряду.

Для ряда болтов, нагруженных поперек волокон, эффективное число болтов принимается равным их фактическому числу:

$$n_{ef} = n. \quad (8.35)$$

Если нагрузка приложена под углом к волокнам ($0^\circ < \alpha < 90^\circ$), n_{ef} необходимо определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формулам (8.34) и (8.35).

(5) Требования к минимальным размерам шайб и их толщине в зависимости от диаметра болта указаны в 10.4.3.

8.5.1.2 Соединения на болтах древесины с плитными материалами

(1) Для клееной фанеры характеристическое сопротивление смятию, независимо от угла приложения нагрузки, может быть определено как:

$$f_{h,k} = 0,11 \cdot (1 - 0,01d)\rho_k, \quad (8.36)$$

где ρ_k — характеристическое значение плотности фанеры, $\text{кг}/\text{м}^3$;
 d — диаметр болта, мм.

(2) Для ДСП и OSB характеристическое сопротивление смятию, независимо от угла приложения нагрузки, может быть определено как:

$$f_{h,k} = 50 d^{-0,6} t^{0,2}, \quad (8.37)$$

где d — диаметр болта, мм;
 t — толщина плиты, мм.

8.5.1.3 Соединения на болтах древесины с металлическими пластинами

(1) Применяются правила, указанные в 8.2.3.

8.5.2 Болты, нагруженные осевой нагрузкой

(1) Несущая способность болта на действие осевой нагрузки и на выдергивание должна приниматься как наименьшее из:

- прочности болта на разрыв;
- несущей способности шайбы или (для соединений древесины со стальной пластиной) стальной пластины.

(2) Несущая способность шайбы должна определяться исходя из характеристического сопротивления на сжатие по площади контакта с шайбой $3,0f_{c,90,k}$.

(3) Несущая способность одного болта не должна превышать несущую способность круглой шайбы диаметром, принятым наименьшим из:

- $12t$ (t — толщина стальной пластины);
- $4d$ (d — диаметр болта).

8.6 Нагельные соединения

(1) Необходимо применять правила, по 8.5.1, кроме 8.5.1.1(3).

(2) Диаметр нагеля должен быть более 6 мм и менее 30 мм.

(3) Минимальные расстояния между нагелями и расстояния до торцов и граней деревянных элементов приведены в таблице 8.5. Обозначения показаны на рисунке 8.7.

Таблица 8.5 — Минимальные расстояния между элементами нагельных соединений

Размер (см. рисунок 8.7)	Угол	Минимальный размер
a_1 (параллельно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cos\alpha)d$
a_2 (перпендикулярно волокнам)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ (загруженный торец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d, 80 \text{ мм})$
$a_{3,c}$ (незагруженный торец)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(a_{3,t} \sin\alpha)d; 3d]$ $3d$ $\max[(a_{3,t} \sin\alpha)d; 3d]$
$a_{4,t}$ (загруженная грань)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2\sin\alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ (незагруженная грань)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

(4) Требования к допускам размеров отверстий под дюбели даны в 10.4.4.

8.7 Винтовые соединения

8.7.1 Винты, нагруженные в поперечном направлении

(1) Р Влияние резьбовой части винта учитывается при определении несущей способности с использованием расчетного диаметра d_{ef} .

(2) Для шурупов с гладким стержнем в месте, где нарезанная часть соединяется с гладкой, применяются правила для несущей способности по 8.2, при условии, что:

- эффективный диаметр d_{ef} берется как диаметр гладкого стержня;
- длина резьбы винта, вкрученного в элемент, должна быть не менее $4d$.

(3) Для всех других случаев, когда условия в (2) не удовлетворяются, несущая способность винта определяется с использованием расчетного диаметр d_{ef} в 1,1 раза больше диаметра с резьбой.

(4) Для винтов с гладким стержнем диаметром $d > 6 \text{ мм}$ применяется правило по 8.5.1.

(5) Для винтов с гладким стержнем диаметром d от 6 мм и менее применяется правило по 8.3.1.

(6) Требования для строительной детализации и контроля узлов с винтами приведены в 10.4.5.

8.7.2 Винты под действием осевой нагрузки

(1) Необходимо проверить следующие режимы разрушения при оценке несущей способности соединения под действием осевой нагрузки на винты с учетом следующих критериев:

- способность извлекаться ввинченной части шурупа;
- для шурупов, используемых в сочетании со стальными листами, истирающая способность износа головки шурупа или винта должна быть больше, чем прочность шурупа на растяжение;
- прочность головки в отношении выкручивания;
- разрушения при растяжении винта;
- потери устойчивости винта под действием сжатия;
- для шурупов, используемых в сочетании со стальными листами, разрушения в области группы шурупов (разрыв волокон или сдвиг волокон).

(2) Минимальные интервалы и расстояния для винтов под действием осевой нагрузки, рисунок 8.11а, берутся из таблицы 8.6, толщина древесины $t \geq 12d$.

Таблица 8.6 — Минимальные интервалы и расстояния для шурупов под действием осевой нагрузки

Минимальный интервал винтов в плоскости, параллельной волокнам	Минимальный интервал винтов в плоскости, перпендикулярной волокнам	Минимальное расстояние от торца до центра тяжести резьбовой части винта в элементе	Минимальное расстояние от кромки до центра тяжести резьбовой части винта в элементе
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
$7d$	$5d$	$10d$	$4d$

(3) Длина резьбовой части винта в элементе должна быть не менее $6d$.

(4) Для соединений на винтах в соответствии с EN 14592:

- $6 \text{ мм} \leq d \leq 12 \text{ мм};$
 - $0,6 \leq d_1/d \leq 0,75,$
- где d — наружный диаметр резьбы;
 d_1 — внутренний диаметр резьбы;

характеристическая несущая способность на выдергивание:

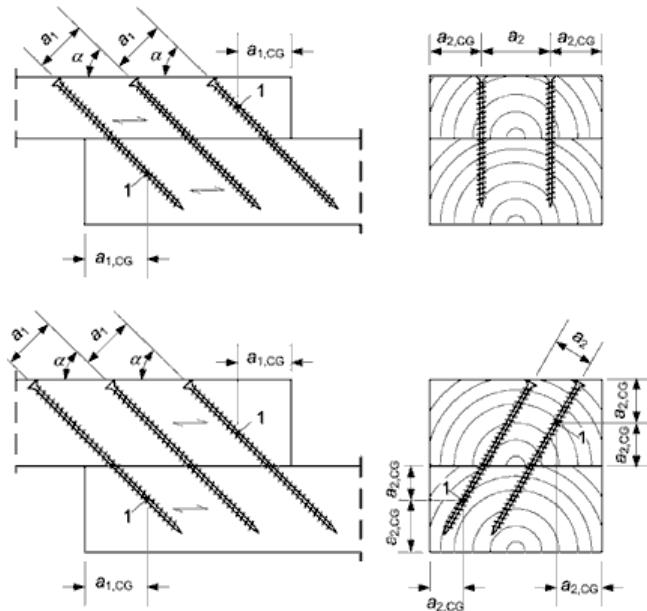
$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}, \quad (8.38)$$

$$\text{здесь } f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8}, \quad (8.39)$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}; 1 \right\}; \quad (8.40)$$

$F_{ax,\alpha,Rk}$ — характеристическая несущая способность на выдергивание, действующая под углом α к волокнам, Н;
 $f_{ax,k}$ — характеристическая прочность на выдергивание перпендикулярно волокнам, Н/мм²;
 n_{ef} — расчетное число винтов, см. 8.7.2(8);
 l_{ef} — длина резьбовой части, мм;
 ρ_k — характеристическая плотность, кг/м³;
 α — угол между осью винта и направлением волокон, где $\alpha \geq 30^\circ$.

Примечание — Режимы разрушения в стали или древесине вокруг шурупа носят хрупкий и ломкий характер, то есть при малых деформациях и на основании этого с ограниченной возможностью по распределению напряжений.



1 — центр тяжести резьбовой части винта в элементе
Рисунок 8.11а — Расстояния до торца и кромки

(5) Технические требования относительно наружного и внутреннего диаметра резьбы соответствуют (4), иначе характеристическая несущая способность $F_{ax,\alpha,Rk}$ равна:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef}}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0,8},$$

(8.40a)

где $f_{ax,k}$ — значение характеристической прочности, перпендикулярной волокнам, определяется в соответствии с EN 14592 в зависимости от связной плотности ρ_a ;

ρ_a — связная плотность для $f_{ax,k}$, кг/м³;
другие значения приведены в (4).

(6) Характеристическое сопротивление на пробивание соединения с осевой нагрузкой на винты определяется как:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} f_{head,k} d_h^2 \left(\frac{\rho_k}{\rho_a} \right)^{0.8}, \quad (8.40b)$$

где $F_{ax,\alpha,Rk}$ — характеристическое сопротивление на пробивание соединения, действующее под углом α к волокнам, Н, где $\alpha \geq 30^\circ$;
 $f_{head,k}$ — характеристическая прочность на пробивание винтов определяется по EN 14592 в зависимости от связной плотности ρ_a ;
 d_h — диаметр головки винта, мм;
другие значения приведены в (4).

(7) Характеристическое сопротивление на растяжение соединения (срез головки или несущая способность на растяжение тела винта) $F_{t,Rk}$ определяется как:

$$F_{t,Rk} = n_{ef} f_{tens,k}, \quad (8.40c)$$

где $f_{tens,k}$ — характеристическая прочность на растяжение винтов определяется по EN 14592;

n_{ef} — расчетное число винтов, см. 8.7.2(8).

(8) Для соединений с группой винтов, загруженных силой, параллельной телу, расчетное число определяется как:

$$n_{ef} = n^{0.9}, \quad (8.41)$$

где n_{ef} — расчетное число винтов;
 n — число винтов, действующих вместе в соединении.

8.7.3 Комбинированное нагружение винтов в поперечном и осевом направлении

(1) Соединения с винтами, подверженными влиянию комбинации осевой нагрузки и боковой нагрузки, должны удовлетворять выражению (8.28).

8.8 Соединения на перфорированных металлических пластинах

8.8.1 Общая часть

(1) Соединение на перфорированных металлических пластинах должно содержать пластины того же самого размера и ориентации, расположенные на каждой стороне деревянных элементов.

(2) Следующие правила применяются исключительно к крепежным деталям из перфорированных металлических пластин для двух ортогональных направлений.

8.8.2 Геометрия листа

(1) Обозначения, применяемые для определения геометрии перфорированных металлических пластин, показаны на рисунке 8.11 и определяются следующим образом:

x — направление, совпадающее с основным направлением листа;
 y — направление перпендикулярно основному направлению листа;

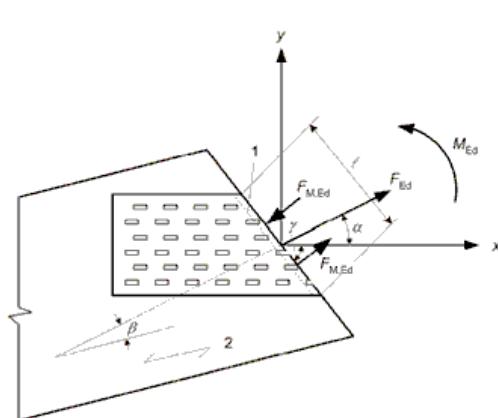
- α — угол между x -направлением и усилием (растяжение: $0^\circ \leq \gamma < 90^\circ$; сжатие: $90^\circ \leq \gamma < 180^\circ$);
 β — угол между направлением волокна и усилием;
 γ — угол между x -направлением и линией соединения;
 A_{ef} — площадь общей контактной поверхности между пластины и древесиной, уменьшенная на 5 мм от краев древесины и в направлении волокон от торца древесины кратно 6 номинальным толщинам пластины;
 l — длина листа вдоль линии соединения.

8.8.3 Прочностные характеристики листа

(1) Лист должен иметь нормативные значения для следующих свойств, определяемых согласно EN 14545 на основании испытаний в соответствии с EN 1075:

- $f_{a,0,0}$ — несущая способность анкерного крепления на единицу площади ($\alpha = 0^\circ$ и $\beta = 0^\circ$);
 $f_{a,90,90}$ — то же анкерного крепления на единицу площади ($\alpha = 90^\circ$ и $\beta = 90^\circ$);
 $f_{t,0}$ — при растяжении на единицу ширины листа для $\alpha = 0^\circ$;
 $f_{c,0}$ — при сжатии на единицу ширины листа для $\alpha = 0^\circ$;
 $f_{v,0}$ — при сдвиге на единицу ширины листа в x -направлении ($\alpha = 0^\circ$);
 $f_{t,90}$ — при растяжении на единицу ширины листа для $\alpha = 90^\circ$;
 $f_{c,90}$ — при сжатии на единицу ширины листа для $\alpha = 90^\circ$;
 $f_{v,90}$ — при сдвиге на единицу ширины листа в y -направлении ($\alpha = 90^\circ$);
 $k_1, k_2, \alpha_1, \alpha_0$ — постоянные величины.

(2) Для определения несущей способности растяжения, сжатия и сдвига пластины значение k_{mod} принимается равным 1.



1 — эффективная площадь; 2 — направление волокна

Рисунок 8.11 — Геометрия соединения с перфорированной металлической пластиной, нагруженного силой F_{Ed} и моментом M_{Ed}

8.8.4 Прочность крепления пластины

(1) Характеристическая прочность крепления на лист $f_{a,\alpha,\beta,k}$ берется на основании результатов испытаний или рассчитывается из:

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = \max \begin{cases} f_{a,\alpha,0,k} - (f_{a,\alpha,0,k} - f_{a,90,90,k}) \frac{\beta}{45^\circ} & \text{при } \beta \leq 45^\circ; \\ f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) & \text{при } \beta > 45^\circ \end{cases} \quad (8.42)$$

$$f_{a,\alpha,\beta,k} = f_{a,0,0,k} - (f_{a,0,0,k} - f_{a,90,90,k}) \sin(\max(\alpha, \beta)) \quad \text{при } 45^\circ < \beta \leq 90^\circ. \quad (8.43)$$

(2) Характеристическая прочность крепления на лист параллельно волокнам:

$$f_{a,\alpha,0,k} = \begin{cases} f_{a,0,0,k} + k_1 \alpha & \alpha \leq \alpha_0; \\ f_{a,0,0,k} + k_1 \alpha_0 + k_2 \cdot (\alpha - \alpha_0) & \alpha_0 < \alpha \leq 90^\circ. \end{cases} \quad (8.44)$$

Постоянные величины k_1 , k_2 и α_0 определяются при испытаниях в соответствии с EN 1075 и выводятся в соответствии с методикой, приведенной в EN 14545 для фактического типа пластины.

8.8.5 Проверка прочности соединения

8.8.5.1 Несущая способность крепления пластины (анкеровки)

(1) Расчетное напряжение анкерного крепления $\tau_{F,d}$ на одну перфорированную металлическую пластину под воздействием усилия F_{Ed} , и расчетное напряжение анкеровки $\tau_{M,d}$ от момента M_{Ed} принимается как:

$$\tau_{F,d} = \frac{F_{A,Ed}}{A_{ef}}, \quad (8.45)$$

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{A,Ed}}{W_p} \quad (8.46)$$

при

$$W_p = \int_{A_{ef}} r dA, \quad (8.47)$$

где $F_{A,Ed}$ — расчетная сила, действующая на одну пластину в центре тяжести эффективной площади (то есть половины общего усилия в деревянном элементе);

$M_{A,Ed}$ — расчетный момент, действующий на одну пластину в центре тяжести эффективной площади;

dA — единичная площадь перфорированной металлической пластины;

r — расстояние от центра тяжести до единичной площади пластины;

A_{ef} — эффективная площадь пластины.

(2) Альтернативная аппроксимация выражению (8.47) для значения W_p может быть принята в следующем виде:

$$W_p = \frac{A_{ef}d}{4} \quad (8.48)$$

$$\text{при } d = \sqrt{\left(\frac{A_{ef}}{h_{ef}}\right)^2 + h_{ef}^2}, \quad (8.49)$$

где h_{ef} — максимальная высота эффективной площади анкерного крепления, перпендикулярная наиболее длинной стороне.

(3) Контактное давление между деревянными элементами может учитываться для

снижения величины $F_{E,d}$ при сжатии, при условии, что зазор между элементами имеет среднее значение не более 1,5 мм, а максимальное — не более 3 мм. В таких случаях соединение может быть запроектировано для минимального расчетного усилия $F_{A,E,d}/2$.

(4) Контактное давление между деревянными элементами в стыке поясов при сжатии можно принять во внимание путем проектирования одной пластины на расчетное усилие $F_{A,Ed}$ и расчетный момент $M_{A,Ed}$ в соответствии со следующими выражениями:

$$F_{A,Ed} = \sqrt{\left(\frac{F_{Ed} \cos \beta}{2} - \frac{3|M_{Ed}|}{2h}\right)^2 + (F_{Ed} \sin \beta)^2} \quad (8.50)$$

$$M_{A,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2}, \quad (8.51)$$

где F_{Ed} — расчетное осевое усилие в поясе, действующее на одну пластину (сжатие или ноль);

M_{Ed} — расчетный момент в поясе на одну пластину;

h — высота пояса.

(5) Должно удовлетворяться следующее выражение:

$$\left(\frac{\tau_{F,d}}{f_{a,\alpha,\beta,d}} \right) + \left(\frac{\tau_{M,d}}{f_{a,0,0,d}} \right) \leq 1.$$

(8.52)

8.8.5.2 Несущая способность пластины

(1) Для каждой границы соединения усилия в двух основных направлениях принимаются как:

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} \cos \alpha \pm 2F_{M,Ed} \sin \gamma, \quad (8.53)$$

$$F_{y,Ed} = F_{Ed} \sin \alpha \pm 2F_{M,Ed} \cos \gamma, \quad (8.54)$$

где F_{Ed} — расчетное усилие в одной пластине (то есть половина общего усилия в деревянном элементе);

$F_{M,Ed}$ — расчетное усилие от момента в одной пластине ($F_{M,Ed} = 2M_{Ed}/l$).

(2) Необходимо соблюсти следующее условие:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}} \right)^2 \leq 1, \quad (8.55)$$

где $F_{x,Ed}$ и $F_{y,Ed}$ — расчетные усилия, действующие в направлении x и y ;

$R_{x,Ed}$ и $R_{y,Ed}$ — соответствующие расчетные значения несущей способности листа.

Они определяются из максимума характеристических несущих способностей сечений, параллельных или перпендикулярных основным осям, на основе следующих выражений для нормативной несущей способности листа в этих направлениях:

$$F_{x,Rk} = \max \begin{cases} |f_{n,0,k} l \sin(\gamma - \gamma_0 \sin 2\gamma)|, \\ |f_{v,0,k} l \cos \gamma| \end{cases}, \quad (8.56)$$

$$F_{y,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left| f_{n,90,k} \ell \cos \gamma \right| \\ k f_{v,90,k} \ell \sin \gamma \end{array} \right\} \quad (8.57)$$

при

$$f_{n,0,k} = \begin{cases} f_{t,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} > 0; \\ f_{c,0,k} & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0; \end{cases} \quad (8.58)$$

$$f_{n,90,k} = \begin{cases} f_{t,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} > 0; \\ f_{c,90,k} & \text{для } F_{y,Ed} \leq 0; \end{cases} \quad (8.59)$$

$$k = \begin{cases} 1 + k_v \sin 2\gamma & \text{для } F_{x,Ed} > 0; \\ 1 & \text{для } F_{x,Ed} \leq 0, \end{cases} \quad (8.60)$$

здесь γ_0 и k_v — постоянные величины, определяемые из испытаний на сдвиг в соответствии с EN 1075, получаемые в соответствии с методикой, приведенной в EN 14545 для фактического типа пластины.

(3) Если пластина захватывает более чем две линии соединений по элементу, то тогда усилия по каждой прямой части линии соединения определяются таким образом, чтобы обеспечить состояние равновесия и чтобы удовлетворить выражение (8.55) по каждой прямой части соединительной линии. Необходимо принять во внимание все критические сечения.

8.9 Соединения на гладких кольцевых и пластинчатых шпонках

(1) Для соединений на кольцевых шпонках типа А или пластинчатых шпонках типа В в соответствии с EN 912 и EN 14545 и при диаметре не более чем 200 мм, характеристическая несущая способность параллельно волокнам $F_{v,0,Rk}$ на одно соединение и на одну плоскость сдвига принимается как:

$$F_{v,0,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_1 k_2 k_3 k_4 \cdot (35d_c^{1.5}) \\ k_1 k_3 h e_4 \cdot (31.5d_c) \end{array} \right. \quad (a) \quad (b) \quad (8.61)$$

где $F_{v,0,Rk}$ — характеристическая несущая способность параллельно волокнам, Н;

d_c — диаметр коннектора, мм;

h_e — глубина заделки, мм;

k_i — коэффициенты модификации, при $i = 1$ до 4, определенные ниже.

(2) Минимальная толщина наружных деревянных элементов составляет $2.25h_e$ и для внутренних деревянных элементов — $3.75h_e$, где h_e — глубина заделки (рисунок 8.12).

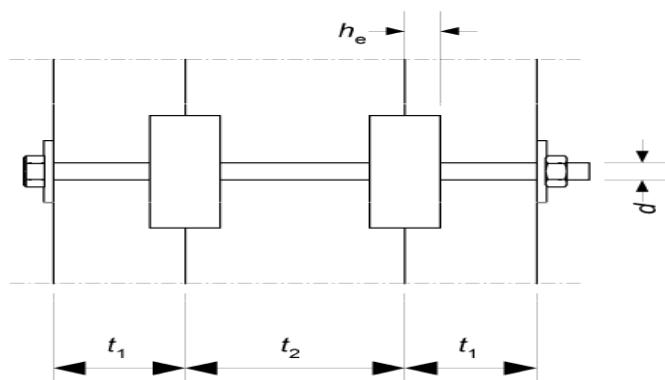


Рисунок 8.12 — Размеры соединений на гладких кольцевых и пластиначатых шпонках

(3) Коэффициент k_1 берется как:

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e}, \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{cases} \quad (8.62)$$

где $t_1 \geq 2,25$ и $t_2 \geq 3,75h_e$.

(4) Коэффициент k_2 для нагруженного конца ($-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) принимается как:

$$k_2 = \min \begin{cases} k_a \\ \frac{a_{3,t}}{2d_c} \end{cases} \quad (8.63)$$

где $k_a = \begin{cases} 1,25 & \text{— для соединений с одним коннектором на плоскость сдвига;} \\ 1,0 & \text{— с более чем одним коннектором на плоскость сдвига;} \end{cases}$ (8.64)

$a_{3,t}$ — приведен в таблице 8.7.

Для других значений а (α), $k_2 = 1$.

(4) Коэффициент k_3 берется как:

$$k_3 = \begin{cases} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases}, \quad (8.65)$$

где ρ_k — характеристическая плотность древесины, $\text{кг}/\text{м}^3$.

(6) Коэффициент k_4 зависит от соединяемого материала:

$$k_4 = \begin{cases} 1,0 & \text{— для соединений типа дерево к дереву;} \\ 1,1 & \text{— для соединений типа сталь к дереву.} \end{cases} \quad (8.66)$$

(7) Для соединений с одним соединителем по плоскости сдвига, загруженного сжатием ($150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$), условием (а) в выражении (8.61) можно пренебречь.

(8) Для усилия под углом α к волокнам характеристическую несущую способность $F_{\alpha,Rk}$ на одно соединение на плоскость сдвига следует рассчитывать с применением следующих выражений:

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (8.67)$$

при

$$k_{90} = 1,3 + 0,001d_c, \quad (8.68)$$

где $F_{v,a,Rk}$ — характеристическая несущая способность коннектора для силы, параллельной волокнам, в соответствии с (8.61);

d_c — диаметр коннектора, мм.

(9) Минимальный интервал и расстояния до края приведены в таблице 8.7 с обозначениями, указанными на рисунке 8.7.

Таблица 8.7 — Минимальные интервалы и расстояния для кольцевых и пластинчатых шпонок

Интервалы и расстояния (см. рисунок 8.7)	Угол к волокнам	Минимальное расстояние
a_1 (параллельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos \alpha) d_c$
a_2 (перпендикулярно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2d_c$
$a_{3,t}$ (загруженный конец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5d_c$
$a_{3,c}$ (незагруженный конец)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$1,2d_c$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,t}$ (загруженный торец)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha) d_c$
$a_{4,c}$ (незагруженный торец)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

(10) Там, где соединители расположены в шахматном порядке (см. рисунок 8.13) минимальные интервалы параллельно и перпендикулярно направлению волокон должны соответствовать следующему выражению:

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1 \quad \text{пр} \quad \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases}, \quad (8.69)$$

где k_{a1} — коэффициент понижения для минимального расстояния a_1 , параллельного волокну;

k_{a2} — коэффициент понижения для минимального расстояния a_2 , перпендикулярного волокну.

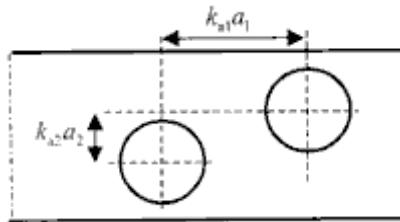


Рисунок 8.13 — Сниженные расстояния для коннекторов

(11) Расстояние, параллельное волокну, $k_{a1}a_1$ может быть в дальнейшем уменьшено на коэффициент $k_{s,red}$, при $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1,0$, при умножении несущей способности на коэффициент

$$k_{R,red} = 0,2 + 0,8 k_{s,red}. \quad (8.70)$$

(12) Для ряда коннекторов параллельно волокнам несущая способность в данном направлении рассчитывается на основании эффективного числа коннекторов n_{ef} :

$$n_{ef} = 2 + \left(1 - \frac{n}{20}\right) \cdot (n - 2), \quad (8.71)$$

где n_{ef} — эффективное число коннекторов;

n — число коннекторов в линии, параллельной волокнам.

(13) Коннекторы следует рассматривать как расположенные параллельно волокнам при $k_{a2}a_2 < 0,5k_{a1}a_1$.

8.10 Соединения на металлических зубчатых пластинах

(1) Характеристическая несущая способность узлов, определяемая с использованием соединений на зубчатых пластинах, принимается как суммирование характеристических несущих способностей самих пластин и соединяющих болтов, в соответствии с 8.5.

(2) Характеристическая несущая способность $F_{v,Rk}$ на одну зубчатую пластину для пластин типа С в соответствии с EN 912 (односторонняя: типы C2, C4, C7, C9, C11; двухсторонняя: типы C1, C3, C5, C6, C8, C10) и EN 14545 рассчитывается:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} 18 k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} & \text{- для типов C1 – C9;} \\ 25 k_1 k_2 k_3 d_c^{1,5} & \text{- для типов C10 и C11,} \end{cases} \quad (8.72)$$

где $F_{v,Rk}$ — характеристическая несущая способность на одну зубчатую пластину, Н;

k_i — коэффициент, при $i = 1 \dots 3$, см. ниже;

d_c — диаметр зубчатой пластины для типов C1, C2, C6, C7, C10 и C11, мм;

длина стороны зубчатой пластины для типов C5, C8 и C9, мм; квадратный корень из произведения длин боковых сторон изделия для типов C3 и C4, мм.

(3) См. 8.9(2).

(4) Коэффициент k_1 принимается как:

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e}, \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{cases}, \quad (8.73)$$

где t_1 — толщина бокового элемента при минимальном значении $t_1 \geq 1,1h_e$;

t_2 — толщина среднего элемента при минимальном значении $t_1 \geq 1,9h_e$;

h_e — глубина проникновения зубьев, мм.

(5) Коэффициент k_2 , который принимается как:

— для типов C1 – C9

$$k_2 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{1,5 d_c} \end{cases}, \quad (8.74)$$

$$\text{где } a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,1d_c \\ 7d \\ 80\text{мм} \end{cases}, \quad (8.75)$$

здесь d — диаметр болта, мм;
 d_c — см. (2) выше;

— для типов С10 – С11

$$k_2 = \min \begin{cases} 1 \\ \frac{a_{3,t}}{2,0 d_c} \end{cases}, \quad (8.76)$$

$$\text{где } a_{3,t} = \max \begin{cases} 1,5d_c \\ 7d \\ 80\text{мм} \end{cases}, \quad (8.77)$$

здесь d — диаметр болта, мм;
 d_c — см. (2) выше.

(6) Коэффициент k_3 принимается как:

$$k_3 = \min \begin{cases} 1,5 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{cases}, \quad (8.78)$$

где ρ_k — характеристическая я плотность древесины, кг/м³.

(7) Для зубчатой пластины типов С1 – С9 минимальный интервал и расстояние до края следует принимать из таблицы 8.8, с обозначениями, приведенными на рисунке 8.7.

(8) Для зубчатых пластин типов С10 и С11 минимальные интервалы и расстояния принимаются из таблицы 8.9, с обозначениями, приведенными на рисунке 8.7.

(9) Если пластины типов С1, С2, С6 и С7 с круговым очертанием расположены в шахматном порядке см. 8.9(10).

(10) Требования к болтам, использованным в зубчатых пластинах, принимаются из 10.4.3.

Таблица 8.8 — Минимальные интервалы и расстояния для зубчатых пластин типов С1 – С9

Интервалы и расстояния (см. рисунок 8.7)	Угол	Минимальные интервалы и расстояния
a_1 (параллельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,3 \cos \alpha)d_c$
a_2 (перпендикулярно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2d_c$
$a_{3,t}$ (загруженный конец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0d_c$
$a_{3,c}$ (незагруженный конец)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,9 + 0,6 \sin \alpha)d_c$ $1,2d_c$ $(0,9 + 0,6 \sin \alpha)d_c$
$a_{4,t}$ (загруженный торец)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin \alpha)d_c$

$a_{4,c}$ (незагруженный торец)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6d_c$
---------------------------------	--	----------

Таблица 8.9 — Минимальные интервалы и расстояния для зубчатых пластин типов С10 и С11

Интервалы и расстояния (см. рисунок 8.7)	Угол	Минимальные интервалы и расстояния
a_1 (параллельно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2 + 0,8 \cos\alpha)d_c$
a_2 (перпендикулярно волокну)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2d_c$
$a_{3,t}$ (загруженный конец)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$2,0d_c$
$a_{3,c}$ (незагруженный конец)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4 + 1,6 \sin\alpha)d_c$ $1,2d_c$ $(0,4 + 1,6 \sin\alpha)d_c$
$a_{4,t}$ (загруженный торец)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6 + 0,2 \sin\alpha)d_c$
$a_{4,c}$ (незагруженный торец)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6d_c$

9 КОНСТРУКЦИИ И СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

9.1 Компоненты

9.1.1 Клееные балки с плоскими фанерными стенками

(1) Если закон распределения напряжений по высоте принимать линейным, то осевые напряжения в полках балки должны удовлетворять следующим условиям:

$$\sigma_{f,c,\max,d} \leq f_{m,d},$$

(9.1)

$$\sigma_{f,t,\max,d} \leq f_{m,d}, \quad (9.2)$$

$$\sigma_{f,c,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (9.3)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{t,0,d}, \quad (9.4)$$

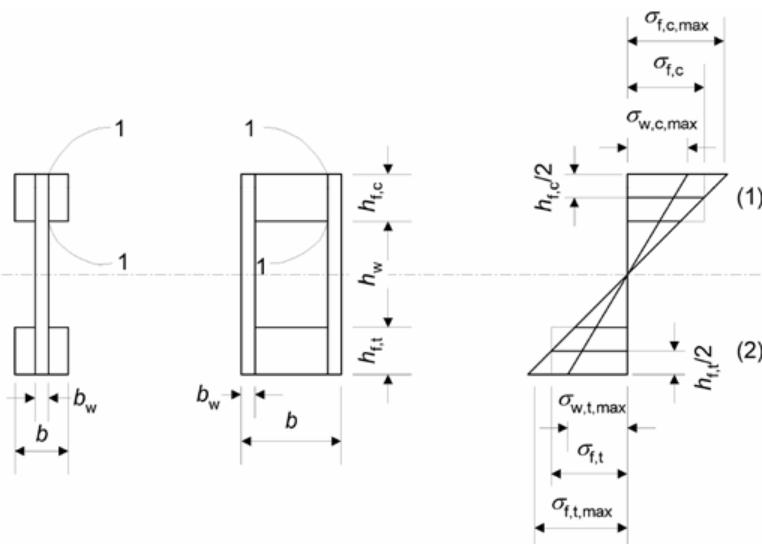
где $\sigma_{f,c,\max,d}$ — максимальные расчетные сжимающие напряжения в полках балки;

$\sigma_{f,t,\max,d}$ — максимальные расчетные растягивающие напряжения в полках балки;

$\sigma_{f,c,d}$ — расчетные сжимающие напряжения в полках балки (средние);

$\sigma_{f,t,d}$ — расчетные растягивающие напряжения в полках балки (средние);

k_c — коэффициент продольного изгиба.



(1) — сжатие; (2) — растяжение

Рисунок 9.1 — Тонкостенные балки

(3) Коэффициент k_c можно определить в соответствии с 6.3.2 при

$$\lambda_z = \sqrt{12} \left(\frac{l_c}{b} \right), \quad (9.5)$$

где l_c — это расстояние между сечениями, где предотвращена потеря местной устойчивости полки при сжатии;

b — значение — см. рисунок 9.1.

Если проводится дополнительный расчет полки на устойчивость, $k_c = 1,0$.

(4) Нормальные напряжения в стенке балки должны удовлетворять следующим требованиям:

$$\sigma_{w,c,d} \leq f_{c,w,d}, \quad (9.6)$$

$$\sigma_{w,t,d} \leq f_{t,w,d}, \quad (9.7)$$

где $\sigma_{w,c,d}$ и $\sigma_{w,t,d}$ — являются расчетными сжимающими и растягивающими напряжениями в стенке балки;

$f_{c,w,d}$ и $f_{t,w,d}$ — расчетные сопротивления древесины стенки сжатию и растяжению соответственно.

(5) Расчетные сопротивления фанерной стенки изгибу в плоскости листа должны приниматься равными расчетным сопротивлениям сжатию или растяжению, если не указано другое значение.

(6) Необходимо убедиться, что любые из kleеных стыков внахлест, обладают достаточной прочностью.

(7) До того, как будет проведен детальный расчет на потерю устойчивости, необходимо убедиться, что:

$$h_w \leq 70b_w$$

(9.8)

и

$$F_{v,w,Ed} \leq \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } h_w \leq 35b_w; \\ 35b_w^2 \left(1 + \frac{0,5 \cdot (h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w} \right) f_{v,0,d} & \text{для } 35b_w \leq h_w \leq 70b_w, \end{cases} \quad (9.9)$$

где $F_{v,w,Ed}$ — расчетная поперечная сила, действующая на каждую стенку балки;

h_w — высота поперечного сечения балки;

$h_{f,c}$ — высота поперечного сечения сжатой полки;

$h_{f,t}$ — высота поперечного сечения растянутой полки;

b_w — ширина полки балки;

$f_{v,90,d}$ — расчетные сопротивления древесины скальванию вдоль волокон.

(8) Для стенок панелей из фанеры, для сечения 1-1 (см. рисунок 9.1) необходимо провести проверку:

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{для } h_f \leq 4b_{ef}; \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{для } h_f > 4b_{ef}, \end{cases} \quad (9.10)$$

где $\tau_{mean,d}$ — расчетное напряжение сдвига в сечении 1-1, допуская равномерное распределение напряжений;

$f_{v,90,d}$ — расчетное сопротивление древесины скальванию поперек волокон;

h_f выбирать $h_{f,c}$ или $h_{f,t}$;

$$b_{ef} = \begin{cases} b_w & \text{для коробчатых балок;} \\ b_w/2 & \text{для равнополочных балок.} \end{cases} \quad (9.11)$$

9.1.2 Плиты и панели с фанерными обшивками

(1) Допускаем, что имеет место линейное изменение деформаций по глубине балки.

(2) При проверке на прочность kleеных тонкополочных балок необходимо учесть неравномерное распределение напряжений в полках балок из-за запаздывания сдвига и потери устойчивости.

(3) Если это не предусмотрено более подробным расчетом, то сборочные элементы рассматриваются как конечное число равнополочных балок I-сечения и балок [-сечения (см. рисунок 9.2) с эффективной шириной полки балки b_{ef} :

— для балок I-сечения

$$b_{ef} = b_{c,ef} + b_w \text{ (или } b_{t,ef} + b_w\text{);} \quad (9.12)$$

— для балок [-сечения

$$b_{ef} = 0,5 b_{c,ef} + b_w \text{ (или } 0,5 b_{t,ef} + b_w\text{).} \quad (9.13)$$

Значения $b_{c,ef}$ и $b_{t,ef}$ не должны быть больше, чем максимальная величина, рассчитанная на запаздывание сдвига из таблицы 9.1. Кроме того, значение $b_{c,ef}$ не должно быть больше, чем максимальная величина, рассчитанная на потерю местной устойчивости, приведенной в таблице 9.1.

(4) Максимальная эффективная ширина полки балки, из условий запаздывания сдвига и потери местной устойчивости обшивки, берется из таблицы 9.1, где l является пролетом балки.

Таблица 9.1 — Максимальная эффективная ширина полок балки из условий запаздывания сдвига и потери местной устойчивости обшивки

Материал полки балки	Запаздывание сдвига	Коробление листа
Фанера с направлением волокна: параллельно стенке балки перпендикулярно стенке балки	0,1l 0,1l	20h _f 25h _f
Фанера с ориентированными волокнами	0,15l	25h _f
Фанера или картон с беспорядочно ориентированными волокнами	0,2l	30h _f

(5) Если не проведено детального расчета на потерю устойчивости, то ширина недостаточно деформированной полки балки должна быть не больше, чем двойная эффективная ширина полки балки из-за коробления листа на основании таблицы 9.1.

(6) Для стенок балок из деревянных панелей нужно провести проверку для сечений 1-1 I-образного поперечного сечения по рисунку 9.2.

$$\tau_{mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{— для } b_w \leq 8h_f; \\ f_{v,90,d} \left(\frac{8h_f}{b_w} \right)^{0.8} & \text{— для } b_w > 8h_f, \end{cases} \quad (9.14)$$

где $\tau_{mean,d}$ — расчетные касательные напряжения на сдвиг в сечении 1-1, при допущении равномерного распределения напряжений;

$f_{v,90,d}$ — расчетное сопротивление древесины скальванию поперек волокон.

Для сечения 1-1 [-образного поперечного сечения необходимо сверить те же выражения, однако при $8h_f$ — с заменой на $4h_f$.

(7) Осевые напряжения в полках балки базируются на соответствующей эффективной

ширине полки, при этом удовлетворяя следующим условиям:

$$\sigma_{f,c,d} \leq f_{f,c,d}, \quad (9.15)$$

$$\sigma_{f,t,d} \leq f_{f,t,d}, \quad (9.16)$$

где $\sigma_{f,c,d}$ — среднее расчетное сжимающее напряжение полки балки;

$\sigma_{f,t,d}$ — среднее расчетное растягивающее напряжение полки балки;

$f_{f,c,d}$ — расчетное сопротивление сжатию полки балки;

$f_{f,t,d}$ — расчетное сопротивление растяжению полки балки.

(8) Необходимо убедиться, что любой из клееных нахлесточных соединений имеет достаточную прочность.

(9) Осевые напряжения в стенках балок на основе дерева должны удовлетворять условиям (9.6), (9.7), определяемым в 9.1.1.

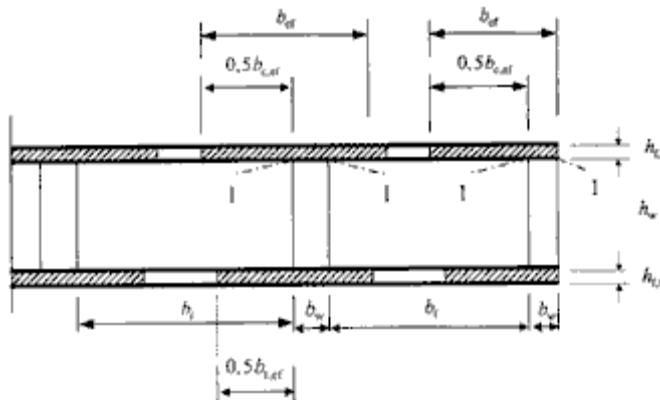


Рисунок 9.2 — Балка с тонкими полками

9.1.3 Балки составного сечения

(1)P Если поперечное сечение конструктивного элемента состоит из нескольких частей, соединенных механическими крепежными элементами следует рассматривать влияние податливости соединения.

(2) Расчет следует производить, предполагая линейную зависимость между силой и сдвигом в соединении.

(3) Для того, чтобы определить шаг крепежных деталей в продольном направлении, где поперечная сила варьируется между s_{\min} и $s_{\max} (\leq 4s_{\min})$, эффективную поперечную силу s_{ef} можно использовать следующим образом:

$$s_{ef} = 0,75s_{\min} + 0,25s_{\max}. \quad (9.17)$$

Примечание — Способ расчета несущей способности балок составного сечения приведен в приложении В.

9.1.4 Механически соединяемые и клееные колонны

(1)P Деформации из-за проскальзывания в стыковых узлах, а также сдвига и изгиба в прокладках, косынках, валах и полках балки и при учете осевых усилий принимаются во внимание в процессе проверки на прочность.

Примечание — Способ для расчета грузонесущей способности I-образных балок и колонн коробчатого сечения пространственных колонн, а также решетчатых колонн приведен в приложении С.

9.2 Составные конструкции

9.2.1 Фермы

(1) Для ферм, которые загружены преимущественным образом в узлах, сумму коэффициентов комбинированных изгибающих и осевых сжимающих напряжений, приведенную в выражениях (6.18) и (6.19), необходимо ограничить до 0.9.

(2) Для сжатых элементов расчетная длина колонны в плоскости фермы для проверки на прочность обычно берется как расстояние между двумя примыкающими друг к другу в узлах фермы.

(3) Для ферм с треугольной решеткой расчетная длина колонны для сжатых элементов принимается как длина пролета, см. рисунок 5.1, если:

- однопролетные элементы без ребер жесткости;
- элементы являются неразрезными двух- или трехпролетными и не загружены поперечными силами.

(4) Когда проводится упрощенный расчет, то принимаются следующие эффективные длины колонн (см. рисунок 9.3):

- для поперечно нагруженных неразрезных элементов (поперечная нагрузка $\geq 40\%$ продольной), но без значительных моментов на конце стержня:
 - во внешнем пролете — 0,8 длины пролета;
 - во внутреннем пролете — 0,6 длины пролета;
 - в узловой точке — 0,6 от наибольшей длины примыкающего пролета;
- для неразрезных элементов со значительными моментами на концах (напряжения от изгиба $\geq 40\%$ напряжения от сжатия):
 - с моментом на опоре балки — 0,0 (т. е. нет эффекта колонны);
 - в предпоследнем пролете — равным длине пролета;
 - остающиеся пролеты и узловые точки — как описано выше для неразрезных балок без значительных моментах на концах;
 - в других случаях принимается равным длине пролета.

Для проверки на прочность элементов и соединений под сжатием, расчетные осевые усилия должны быть увеличены на 10 %.

(5) Когда проводится упрощенный расчет в отношении ферм, которые нагружены в узловых точках, коэффициенты растягивающих и сжимающих напряжений, а также несущая способность соединения ограничивается 70 %.

(6) Проверка выполняется, если обеспечена устойчивость элементов ферм из плоскости.

(7) П Все узлы должны быть запроектированы с учетом нагрузок от перемещения и монтажа.

(8) П Все узлы должны воспринимать усилие $F_{r,d}$, действующее в любом направлении в пределах плоскости фермы. $F_{r,d}$ должно рассматриваться как кратковременное воздействие на конструкцию класса 2:

$$F_{r,d} = 1,0 + 0,1L, \quad (9.18)$$

где $F_{r,d}$, кН;

L — общая длина фермы, м.

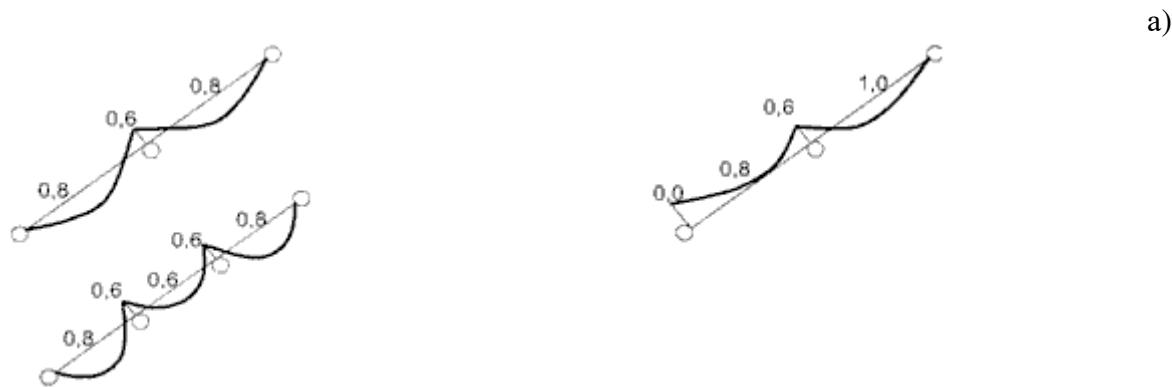


Рисунок 9.3 — Кривые момента и эффективные длины при сжатии: а — без значительного концевого момента; б — со значительным концевым моментом

9.2.2 Фермы с крепежными деталями из штампованных металлических листов

- (1) Фермы должны соответствовать EN 14250.
- (2) Применяются требования 5.4.1 и 9.2.1.
- (3) При ферме с треугольной решеткой, где небольшая сосредоточенная нагрузка (например, вес человека) имеет компонент, перпендикулярный элементу $<1,5$ кН, и где $\sigma_{c,d} < 0,4f_{c,d}$ и $\sigma_{t,d} < 0,4f_{t,d}$, тогда требования 6.2.3 и 6.2.4 можно заменить на:

$$\sigma_{m,d} \leq 0,75 f_{m,d}.$$

(9.19)

- (4) Минимальная нахлестка прессованного металлического листа на любой деревянный элемент должна быть не менее 40 мм или 1/3 высоты деревянного элемента (выбрать наибольшее).
- (5) Крепежные детали из прессованного металлического листа применяются для стыков поясов ферм и должны накрывать не менее 2/3 требуемой высоты элемента.

9.2.3 Диафрагмы кровли и перекрытий

9.2.3.1 Общая часть

- (1) Данный раздел касается просто опертых диафрагм, таких как полы или крыши, собранных из материала на основе дерева и зафиксированных путем механического

крепления к деревянным рамам.

(2) Несущая способность крепежных деталей у торцов листа может быть принята в 1,2 раза больше значения, приведенного в разделе 8.

9.2.3.2 Упрощенный расчет диафрагм кровли и перекрытий

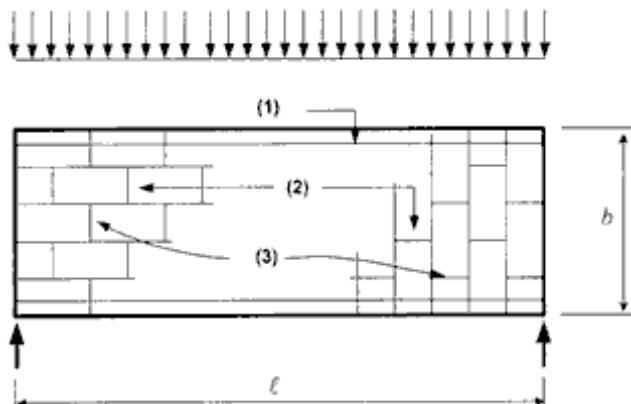
(1) Для диафрагм с равномерно распределенной нагрузкой (рисунок 9.4) используется упрощенный способ расчета, описанный в настоящем разделе, при условии, что:

- $2b \leq l \leq 6b$, где b является шириной диафрагмы;
- критическое крайнее расчетное значение — это разрушения в крепежных деталях (но не в панелях);
- панели фиксируются в соответствии с узлами, приведенными в 10.8.1.

(2) Если не проведен более детальный расчет, то торцевые балки рассчитываются для противодействия максимальному изгибающему моменту в диафрагме.

(3) Сдвигающие усилия в диафрагмах принимаются как равномерно распределенные по ширине диафрагмы.

(4) Если листы размещены в шахматном порядке (см. рисунок 9.4), расстояния между гвоздями вдоль торцов разрезной панели могут быть увеличены в 1,5 раза (максимум до 150 мм) без снижения несущей способности.



(1) — торец балки; (2) — разрезные торцы; (3) — расположение панели

Рисунок 9.4 — Загружение диафрагмы и расположение панели в шахматном порядке

9.2.4 Стеновые диафрагмы

9.2.4.1 Общая часть

(1) Р Стеновые диафрагмы проектируются на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок, которые на них влияют.

(2) Р Стена должна быть соответствующим образом закреплена во избежание опрокидывания и скольжения.

(3) Р Предполагается, что стеновые диафрагмы обеспечивают устойчивость при поперечных воздействиях и должны быть закреплены в плоскости листовыми материалами, диагональными связями или жесткими соединениями.

(4) Р Сопротивление поперечным воздействиям стены определяется по тесту в соответствии с EN 594 или при помощи расчетов, включающих соответствующие аналитические методы или расчетные модели.

(5)Р Расчет стеновых диафрагм должен учитывать как материал сооружения, так и геометрический состав рассматриваемой стены.

(6) Реакция стеновых диафрагм на воздействия оценивается с тем, чтобы сооружение оставалось в пределах определенных граней работоспособности.

(7) Для стеновых диафрагм в 9.2.4.2 и 9.2.4.3 даны два упрощенных альтернативных метода расчета.

Примечание — Рекомендуется использовать метод А (9.2.4.2). Следует применять национальные приложения.

9.2.4.2 Упрощенный расчет стеновых диафрагм — метод А

(1) Этот метод может быть применен только для расчета диафрагм, закрепленных вертикально по нижней грани.

(2) Расчетная несущая способность $F_{v,Rd}$ (расчетное сопротивление сдвигу) под воздействием силы $F_{v,Ed}$, действующей на верхнюю часть консольной панели, закрепленной от вертикальных смещений (от вертикального воздействия или анкерного крепления), определяется с применением следующего упрощенного метода расчета в отношении стен, состоящих из одной или более панелей, при этом каждая стеновая панель состоит из листов, прикрепленных к одной стороне деревянной рамы, при условии, что:

— расстояние между крепящими деталями является постоянным вдоль периметра каждого листа;

— ширина каждого листа составляет по крайней мере $h/4$.

(3) Для стен, состоящих из нескольких стеновых панелей, расчетная несущая способность на сдвиг вычисляется по формуле

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd},$$

(9.20)

где $F_{i,v,Rd}$ — несущая способность на сдвиг стены стеновой панели в соответствии с 9.2.4.2(4) и 9.2.4.2(5).

(4) Несущая способность на сдвиг стены каждой стеновой панели $F_{i,v,Rd}$ зависит от силы $F_{i,v,Ed}$ в соответствии с рисунком 9.5 и рассчитывается по формуле

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s},$$

(9.21)

где $F_{f,Rd}$ — расчетная несущая способность на сдвиг отдельной крепежной детали;

b_i — ширина стеновой панели;

s — расстояние между крепежными деталями

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{for } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{for } b_i < b_0 \end{cases} \quad (9.22)$$

здесь $b_0 = h/2$;

h — высота стеновой панели.

(5) Для крепежных деталей вдоль торцов отдельного листа расчетная несущая

способность на сдвиг должна быть увеличена на коэффициент 1,2 по соответствующему значению, приведенному в разделе 8. При определении расстояния между крепежными деталями в соответствии с требованиями раздела 8, торцы рассматриваются как незагруженные.

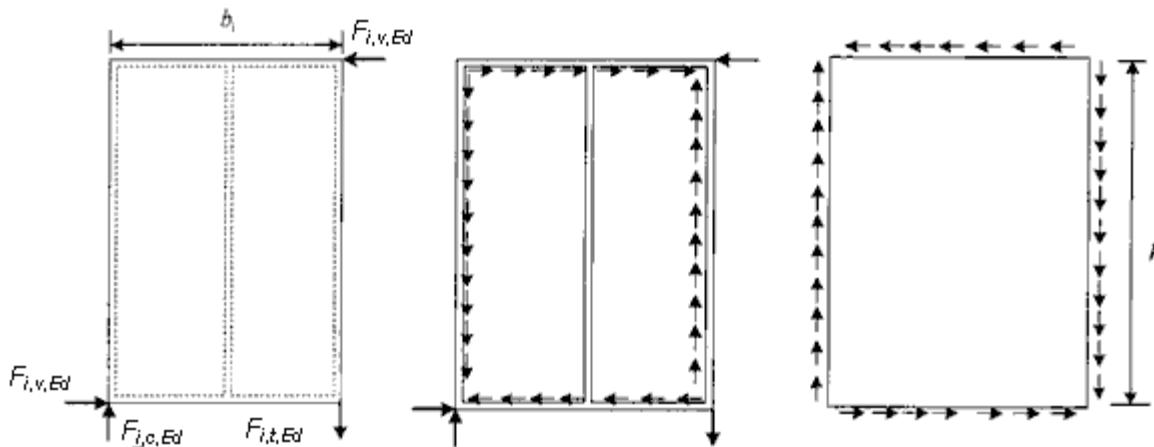


Рисунок 9.5 — Силы, действующие на стеновую панель, рамную систему и лист

(6) Если это не показано отдельно, то стеновые панели, которые содержат дверные или оконные проемы не должны рассматриваться как влияющие на общую несущую способность конструкции.

(7) Для стеновых панелей с листами по обеим сторонам применяются следующие правила:

— если листы и крепежные детали имеют один и тот же тип и размер, то общая несущая способность конструкции стены на сдвиг должна приниматься как сумма несущих способностей отдельных листов на сдвиг;

— если применяются различные типы листов, то 75 % несущей способности на сдвиг конструкции более слабой стороны, если не имеют силу иные значения, принимается как если бы использовались крепежные детали с аналогичными модулями проскальзывания. В других случаях в расчет принимается не более 50 %.

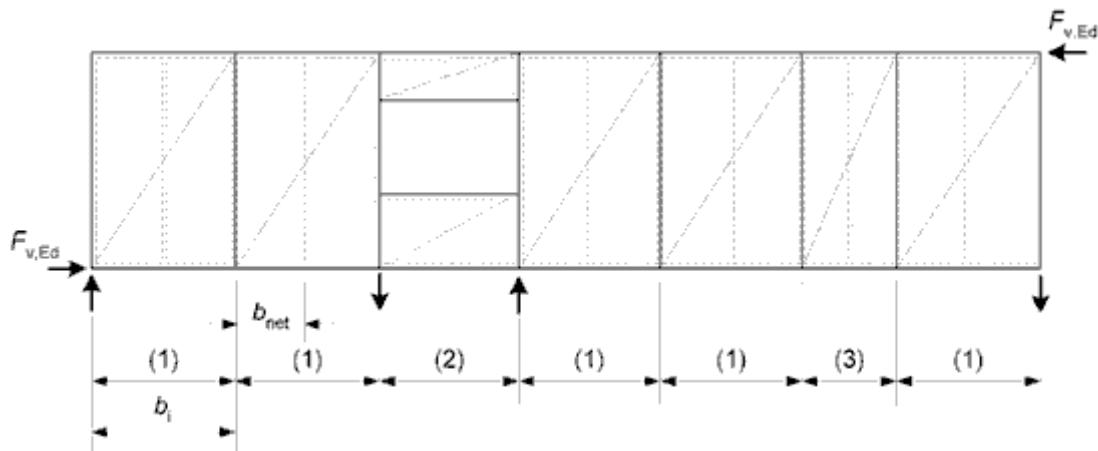
(8) Внешние силы $F_{i,c,Ed}$ и $F_{i,t,Ed}$ в соответствии с рисунком 9.5 определяются на основании

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i}. \quad (9.23)$$

(9) Эти усилия могут передаваться на листы в примыкающей стеновой панели или передаваться на конструкцию, расположенную сверху или снизу. Когда растягивающие усилия передаются на конструкцию, расположенную снизу, то панель нужно зафиксировать при помощи анкерного крепления жесткими фиксаторами. Явление потери местной устойчивости панелей проверяют в соответствии с 6.3.2. В случаях, когда концы вертикальных элементов упираются в горизонтальные ограждающие элементы, напряжения сжатия перпендикулярны волокнам в горизонтальных элементах и должны быть определены в соответствии с 6.1.5.

(10) Внешние усилия, которые возникают в стеновых панелях, содержащих дверные

или оконные проемы, а также стеновые панели меньшей ширины (рисунок 9.6), могут передаваться аналогичным образом на конструкцию, расположенную сверху или снизу.



(1) — стеновая панель (нормальная); (2) — стеновая панель с окном; (3) — стеновая панель (укороченная)

Рисунок 9.6 — Пример сборки стеновых панелей, состоящих из стеновой панели с оконным проемом и стеновой панели меньшей ширины

(11) Потерю устойчивости листа можно не принимать во внимание при условии, что

$$\frac{b_{\text{net}}}{t} \leq 100,$$

где b_{net} — расстояние между стойками в свету;

t — толщина листа.

(12) Для того, чтобы центральную стойку можно было рассматривать как составляющую опоры для листа, шаг крепежных деталей в центральной стойке не должен быть более двойного шага крепежных деталей вдоль торцов листа.

(13) Там, где каждая панель состоит из предварительно собранного стенового блока, необходимо провести проверку передачи сдвигающих усилий между различными стеновыми элементами.

(14) В зонах контакта между вертикальными стойками и горизонтальными элементами необходимо провести проверку сжимающих напряжений, перпендикулярных волокну.

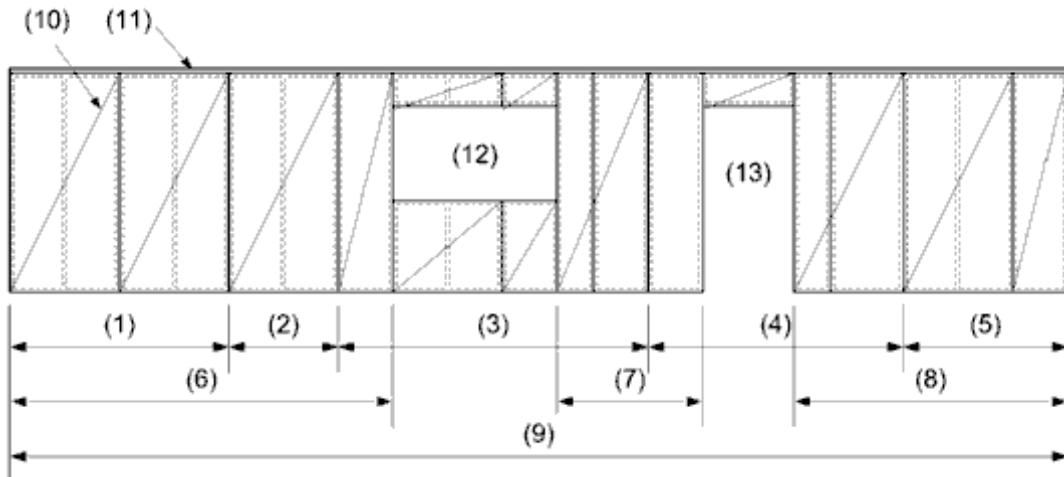
9.2.4.3 Упрощенный расчет стеновых панелей — метод В

9.2.4.3.1 Конструкции стен и панелей, удовлетворяющих потребностям этого метода расчета

(1) Стены, собранные из одной или нескольких панелей, выполненных из листов на основе древесины (см. 3.5), прикрепляют к деревянной раме.

(2) Для того, чтобы панель могла воспринимать нагрузку в плоскости конструкции (сдвиговую), ширина панели должна быть $\geq 1/4$ высоты панели. Крепление листов к деревянной раме должно быть либо на гвоздях, либо на шурупах, и крепежные элементы должны быть равномерно распределены по периметру листа. Крепления внутри периметра листа должны быть удалены друг от друга не более, чем $(2 \times \text{шаг креплений})$,

расположенных по периметру).



(1) – (5) — стеновая панель; (6) — стена I; (7) — стена II; (8) — стена III; (9) — собранная стена;
(10) — лист; (11) — обвязочная балка; (12) — окно; (13) — дверь

Рисунок 9.7 — Пример стены, собранной из нескольких стеновых панелей

(3) Если в панели предусмотрен проем, длина участков панели с каждой стороны от проема, должна быть согласована с размерами отдельных панелей.

- (4) В случаях, когда панели соединены в стене:
- верхние грани отдельных панелей должны быть соединены элементом или конструкцией, параллельно соединяющими панели;
 - требуемая прочность соединений по вертикальным граням панелей должна быть определена расчетом, но не менее 2,5 кН/м;
 - панели, соединенные в стену, должны нести опрокидывающие нагрузки и нагрузки проскальзывания, либо при помощи заделок в несущие конструкции или постоянных сил, приложенных к конструкции, либо при помощи комбинации этих двух эффектов.

9.2.4.3.2 Расчет

(1) Расчетная сдвигающая (поперечная) сила $F_{v,Rd}$, зависящая от силы $F_{v,Ed}$, действующая по верхней грани стены, закрепленной от подъема и проскальзывания при помощи вертикальных воздействий и/или крепежа, должна быть определена при помощи упрощенного метода согласно 9.2.4.3.1.

(2) Для стен, собранных из нескольких панелей, расчетная сдвигающая сила, действующая на конструкцию:

$$F_{v,Rd} = \sum F_{i,v,Rd}, \quad (9.24)$$

где $F_{i,v,Rd}$ — расчетная сдвигающая сила в соответствии с (3).

(3) Расчетная сдвигающая сила может быть определена по формуле

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i}{S_0} k_d k_{i,q} k_s k_n, \quad (9.25)$$

где $F_{f,Rd}$ — расчетное сопротивление сдвига отдельного крепежа;

b_i — длина стены, м;

s_0 — шаг креплений, м, см. (4);

k_d — масштаб, см. (4);

$k_{i,q}$ — масштаб равномерно распределенной нагрузки, см. (4);

k_s — масштаб шага креплений, см. (4);

k_n — масштаб материала обшивки, см. (4).

(4) Значения s_0 , k_d , $k_{i,q}$, k_s и k_n могут быть вычислены как:

$$s_0 = \frac{9,7d}{\rho_k}, \quad (9.26)$$

где s_0 — шаг креплений, м;

d — диаметр креплений, мм;

ρ_k — плотность деревянной рамы, кг/м³;

$$k_d = \begin{cases} \frac{b_i}{h} & \text{для } \frac{b_i}{h} \leq 1,0; \\ \left(\frac{b_i}{h}\right)^{0,4} & \text{для } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ и } b_i \leq 4,8 \text{ м}; \\ \left(\frac{4,8}{h}\right)^{0,4} & \text{для } \frac{b_i}{h} > 1,0 \text{ и } b_i > 4,8 \text{ м}, \end{cases} \quad (9.27)$$

где h — высота стены, м;

$$k_{i,q} = 1 + (0,083q_i - 0,0008q_i^2) \cdot \left(\frac{2,4}{b_i}\right)^{0,4}, \quad (9.28)$$

где q_i — эквивалентная равномерно распределенная вертикальная нагрузка на стену, кН/м, $q_i \geq 0$, см. (5);

$$k_s = \frac{1}{0,86 \frac{s}{s_0} + 0,57}, \quad (9.29)$$

где s — шаг креплений по периметру листов;

$$k_n = \begin{cases} 1,0 & \text{— для обшивки с одной стороны;} \\ \frac{F_{i,v,Rd,max} + 0,5F_{i,v,Rd,min}}{F_{i,v,Rd,max}} & \text{— для обшивок с двух сторон,} \end{cases} \quad (9.30)$$

где $F_{i,v,Rd,max}$ — расчетная поперечная сила в наиболее нагруженной обшивке;

$F_{i,v,Rd,min}$ — расчетная поперечная сила в наименее нагруженной обшивке.

(5) Эквивалентная вертикальная нагрузка q_i , необходимая для расчета $k_{i,q}$, должна быть определена только от действия постоянных нагрузок, включая реакции связей. Для вычисления $k_{i,q}$ сосредоточенные вертикальные силы должны быть приведены к равномерно распределенным в предположении, что стена — это жесткое тело, например для силы $F_{i,vert,Ed}$, действующей на стену, как показано на рисунке 9.8.

$$q_i = \frac{2aF_{i,vert,Ed}}{b_i^2},$$

(9.31)

где a — горизонтальное расстояние от силы F до подветренной стороны здания;
 b — длина стены.

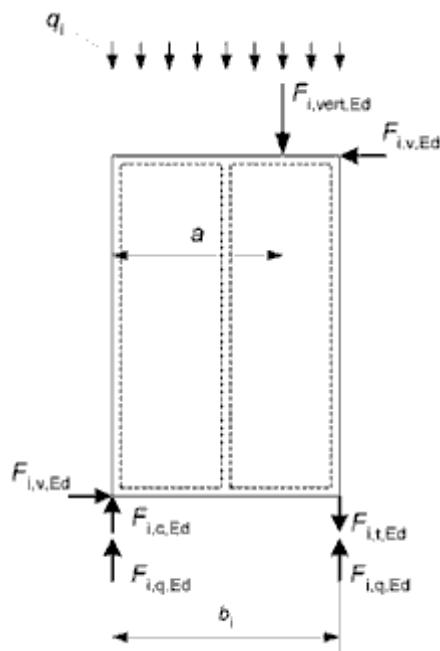


Рисунок 9.8 — Определение вертикальной нагрузки q_i , эквивалентной вертикальной и горизонтальной нагрузкам

(6) Внешние силы $F_{i,c,Ed}$ и $F_{i,t,Ed}$ (см. рисунок 9.8) от горизонтального воздействия $F_{i,v,Ed}$ должны определяться по формуле

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed} h}{b_i}, \quad (9.32)$$

где h — высота стены, м.

Эти внешние силы могут быть переданы либо на смежную панель через вертикальный соединительный элемент, либо через конструкцию над или под стеной. Когда растягивающие силы передаются на конструкцию ниже, панель должна быть закреплена

жесткими связями. Вертикальные элементы, подверженные сжатию, должны проверяться на устойчивость в соответствии с 6.3.2. В случае, когда торцы вертикальных элементов касаются горизонтальных ограждающих элементов, напряжения сжатия, перпендикулярные волокнам, должны согласовываться с 6.1.5.

(7) Устойчивость листов под действием сдвигающей силы $F_{v,Ed}$ может быть проверена формулой

$$\frac{b_{\text{net}}}{t} \leq 100, \quad (9.33)$$

где b_{net} — расстояние в свету между вертикальными элементами деревянной рамы;
 t — толщина обшивки.

9.2.5 Связи

9.2.5.1 Общая часть

(1)Р Сооружения, которые в любом случае не являются жесткими, должны быть укреплены связями для предотвращения неустойчивости или избыточного прогиба.

(2)Р Необходимо учитывать напряжение, вызываемое геометрическими или конструктивными несовершенствами, а также в результате прогибов (включая влияние любого проскальзывания узлового соединения).

(3) Связывающие усилия определяются на основании наиболее неблагоприятных сочетаний конструктивных несовершенств и вызванных ими прогибов.

9.2.5.2 Одинарные элементы под сжатием

(1) Для единичных элементов под сжатием, требующих боковых связей через расстояние a (см. рисунок 9.7), величина отклонения опор от проектного положения должна быть в пределах $a/500$ для kleеных ламинированных или LVL элементов, а для других элементов — $a/300$.

(2) Каждая промежуточная опора должна иметь минимальную упругую жесткость C :

$$C = k_s \cdot \frac{N_d}{a}, \quad (9.34)$$

где k_s — коэффициент;

N_d — среднее расчетное сжимающее усилие в элементе;

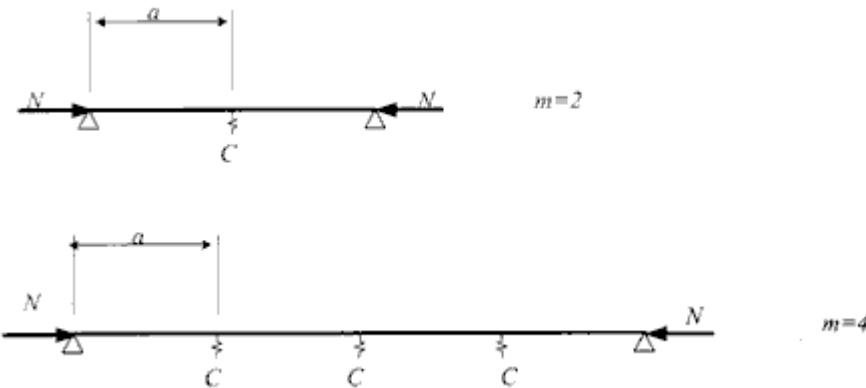
a — длина пролета (рисунок 9.9).

Примечание — k_s — см. 9.2.5.3(1).

(3) Расчетное стабилизирующее усилие F_d у каждой опоры определяется по формуле

$$F_d = \begin{cases} \frac{N_d}{k_{f,1}} & \text{— для цельной древесины;} \\ \frac{N_d}{k_{f,2}} & \text{— для kleеной древесины, ламината,} \end{cases} \quad (9.35)$$

где $k_{f,1}$ и $k_{f,2}$ — коэффициенты.



Примечание — $k_{f,1}$ и $k_{f,2}$ — см. 9.2.5.3(1).

Рисунок 9.9 — Примеры отдельных элементов под сжатием, с боковыми связями

(4) Расчетное стабилизирующее усилие F_d для сжатой полки прямоугольной балки определяется в соответствии с 9.2.5.2(3),

где

$$N_d = (1 - k_{\text{crit}}) \cdot \frac{M_d}{h}. \quad (9.36)$$

Значение k_{crit} определяется в 6.3.3(4) для нераскрепленной балки, а M_d является максимальным расчетным моментом в балке высотой h .

9.2.5.3 Связи в балочных и ферменных системах

(1) Для рядов параллельных элементов, которые нуждаются в связях от горизонтальных смещений в промежуточных угловых точках А, В и т. д. (см. рисунок 9.8), необходимо обеспечить наличие системы связей, которая, дополнительно к эффектам от внешней горизонтальной нагрузки (например, ветер), должна противостоять внутренней опрокидывающей нагрузке. Значение этой нагрузки q :

$$q_d = k_l \cdot \frac{n N_d}{k_{f,3} l}, \quad (9.37)$$

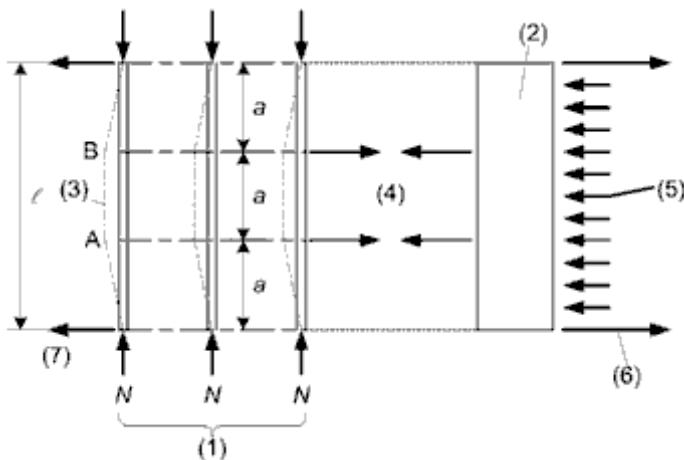
где

$$k_l = \min \left\{ \frac{1}{\sqrt{\frac{15}{l}}}; \right. \quad (9.38)$$

N_d — средняя расчетная сжимающая сила в элементе;

l — общий пролет стабилизирующей системы, м;

$k_{f,3}$ — коэффициент.



(1) — n — количество ферм; (2) — связь; (3) — отклонение фермы в результате повреждений, несовершенств и дефектов; (4) — стабилизирующие силы; (5) — внешняя нагрузка на связь; (6) — реакции, возникающие от действия внешних нагрузок; (7) — реакции, возникающие от стабилизирующих сил

Рисунок 9.10 — Система балок или ферм, требующая связей, закрепляющих конструкцию от перемещений из плоскости

Примечание — Значения коэффициентов k_s , $k_{f,1}$, $k_{f,2}$ и $k_{f,3}$ зависят от различных факторов: квалификации рабочих, пролетов и т. д. Значения, приведенные в таблице 9.2, являются допустимыми. Рекомендуемые значения подчеркнуты. Если для каких-то регионов эти значения отличаются от приведенных в таблице, то они должны быть указаны в национальном приложении.

Таблица 9.2 — Рекомендуемые значения коэффициентов

Коэффициент	Значение
k_s	От <u>4</u> до 1
$k_{f,1}$	От <u>50</u> до 80
$k_{f,2}$	От <u>80</u> до 100
$k_{f,3}$	От <u>30</u> до 80

(2) Горизонтальный прогиб связевой системы от действия q_d и других видов внешней нагрузки (например, ветер) не должен превышать $l/500$.

10 ИЗГОТОВЛЕНИЕ, МОНТАЖ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

10.1 Общая часть

(1)P Данный стандарт может применяться только в том случае, если требования, приведенные в настоящем разделе, выполняются.

10.2 Материалы

(1) Кривизна конструкции определяется как половина расстояния между опорами. Расстояние между опорами конструкций имеет значение только для многопролетных конструкций и определяется по направлению перпендикуляра к конструкции. Для колонн и балок, где возможна потеря местной устойчивости, параметр кривизны ограничивается значением $l/500$, где l — длина конструкции из kleenой древесины, ламината или LVL, и $l/300$ — для конструкции из древесины. Ограничения кривизны конструкции в своем наиболее жестком виде не являются достаточными для выбора материала конструкций, а прямолинейности конструкции должно быть уделено особое внимание.

(2) Конструкции и элементы конструкций из древесины или из материалов на основе древесины не должны быть безосновательно подвержены климатическим воздействиям более суровым, чем ожидаются при эксплуатации.

(3) Прежде чем деревянный элемент будет использован в конструкции, он должен быть высушен до влажности, ожидающейся в готовой конструкции. Если дефекты, которые могут появиться в результате усушки, не являются критическими или в случае замены недопустимо поврежденных элементов, более высокая влажность допустима в процессе монтажа в случае, если древесина сможет высохнуть до необходимой влажности в процессе эксплуатации.

10.3 Клееные соединения

(1) В случае, если прочность связи является необходимым условием прочности конструкции (по методу предельных состояний), процесс изготовления kleеных связей должен быть подтвержден процедуре контроля качества, с целью обеспечения надежности и качества соединения в соответствии с техническим описанием.

(2) Инструкции производителя клея, касающиеся перемешивания, состава, условий внешней среды при склеивании, влажности склеиваемых элементов, а также другие условия производителя должны выполняться.

(3) Для kleев, требующих для набора прочности выдержки после склеивания, нагружение kleевого соединения должно быть ограничено до набора прочности соединением.

10.4 Соединения на механических крепежных элементах

10.4.1 Общая часть

(1) Обзол, трещины, сучки и другие дефекты не должны снижать несущую способность соединения.

10.4.2 Гвозди

(1) Если это не оговорено отдельно, гвозди должны забиваться под прямым углом к волокнам на такую глубину, чтобы поверхности шляпок гвоздей были заподлицо с поверхностью элемента.

(2) Если это не оговорено отдельно, забивка гвоздей под углом к волокнам, производится в соответствии с рисунком 8.8b).

(3) Диаметр предварительно просверленных отверстий должен быть не более $0,8d$, где d — диаметр гвоздя.

10.4.3 Болты и шайбы

(1) Диаметр отверстий под болты в деревянных элементах не должен превышать

диаметр болтов более чем на 1 мм. Диаметр отверстий под болты в стальных листах не должен превышать диаметр болтов более чем на $0,1d$ или на 2 мм (выбрать наибольшее значение).

(2) Шайбы с длиной стороны или диаметром не менее $3d$ и толщиной не менее $0,3d$ (где d — диаметр болта) могут использоваться под головками болтов и гайками. Шайбы должны иметь ровную опорную поверхность.

(3) Болты и шурупы с квадратными головками должны быть затянуты так, чтобы обеспечить плотное прилегание элементов друг к другу, и могут быть ослаблены в том случае, если древесина достигнет влажности, необходимой для обеспечения проектной несущей способности.

(4) Минимальные диаметры болтов, используемых для соединения деревянных элементов, приведены в таблице 10.1.

Таблица 10.1 — Минимальные диаметры болтов, используемых для соединения деревянных элементов

Тип соединения по EN 912	d_c , мм	d (мин.), мм	d (макс.), мм
A1 - A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1d_c$	24
B	—	$d_1 - 1$	d_1

Примечание — d_c — диаметр соединения в целом, мм; d — диаметр болта, мм; d_1 — диаметр отверстия под болт, мм.

10.4.4 Нагели

(1) Минимально возможный диаметр нагеля составляет 6 мм. Допуск в отношении диаметра нагеля составляет $-0/+0,1$ мм. Предварительно просверленные отверстия в деревянных элементах должны иметь диаметр не более самого нагеля.

10.4.5 Винты

(1) Для винтов диаметром части без резьбы не более 6 мм, ввинчиваемых в мягкую древесину, предварительно просверливать монтажные отверстия не требуется. Для винтов диаметром более 6 мм — необходимо просверливать монтажные отверстия, соблюдая следующие требования:

- монтажное отверстие для части винта без резьбы должно иметь тот же диаметр, что и винт; глубина отверстия должна быть равна длине части винта без резьбы;
- монтажное отверстие резьбовой части должно иметь диаметр, приблизительно равный 70 % диаметра части винта без резьбы.

(2) Для древесины с плотностью ниже $500 \text{ кг}/\text{м}^3$, диаметр предварительно просверленных отверстий под винты должен определяться экспериментально.

(3) В случае, если предварительное просверливание применяется к самосверлящим винтам, диаметр монтажного отверстия должен быть не больше внутреннего диаметра резьбы d_1 .

10.5 Сборка

(1) Сооружение монтируется таким образом, чтобы избежать перегрузки его элементов и их соединений. Покоробленные, раскололившиеся или плохо подогнанные в узлах элементы следует заменить.

10.6 Транспортировка и монтаж

(1) Необходимо избегать перенапряжения конструкций при хранении, транспортировке и монтаже. Если характер нагружения конструкции при транспортировке или монтаже отличается от предполагаемого характера нагружения в рабочем состоянии, то необходимо рассчитывать конструкцию и на монтажные нагрузки, и на нагрузки, возникающие при транспортировке, учитывая и динамические их составляющие, если они есть. Например, в случае рамных арок или порталовых рам и т. п., необходимо принимать дополнительные меры для уменьшения деформаций при установке в вертикальное положение из горизонтального.

10.7 Контроль качества

(1) Операции контроля качества должны включать в себя:

- производственный и авторский контроль вне площадки и на ней;
- контроль после завершения строительства.

Примечания :

1. Контроль качества конструкций должен включать:

- предварительные испытания, например испытания материалов и способов производства;
- испытания материалов и их идентификацию:
 - для элементов из древесины и на основе древесины: порода, сорт, маркировка, обработка (пропитка) и влажность;
 - для kleевых конструкций: тип клея, производственный процесс, качество линии склеивания;
 - для креплений: тип, степень защиты от коррозии;
 - проверку качества транспортировки, качества хранения и обращения с материалами на площадке;
 - проверку размеров и геометрии;
 - проверку качества сборки и монтажа;
 - проверку конструктивных параметров:
 - количества болтов, гвоздей и т. д.;
 - размеров монтажных отверстий, правильности их вы сверливания;
 - расстояний от креплений до граней элементов;
 - отсутствия сколов и трещин;

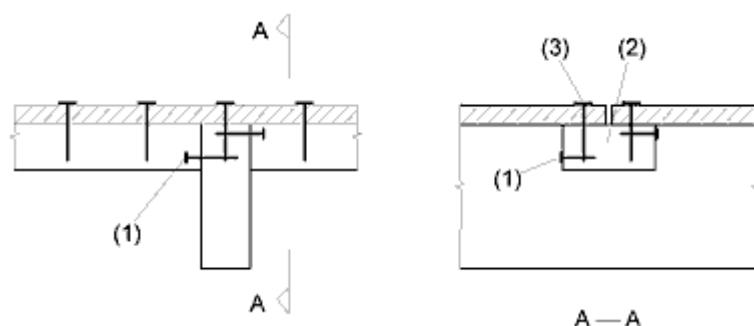
2. План контроля должен быть принят, чтобы определить контрольные измерения (проведение инспекций) в течение всего периода эксплуатации, когда точное соответствие проектным требованиям на протяжении долгого времени не является необходимым.

3. Информация, необходимая для нормальной эксплуатации здания или для проведения ремонтных работ, предоставляется уполномоченному лицу или органу, который несет ответственность за состояние завершенного сооружения.

10.8 Специальные требования для покрытий, перекрытий и перегородок

10.8.1 Перекрытия и покрытия

(1) Упрощенные методы расчета, приведенные в 9.2.3.2, предполагают, что панели обшивки не брусья или стропила и соединены друг с другом, например, посредством планок, как показано на рисунке 10.1. Гвозди, отличные от обычных гладких гвоздей (см. EN 14592), или шурупы могут быть использованы при условии, что расстояние между гранями панелей обшивки не более 150 мм. В остальных случаях расстояние между гранями должно быть не более 300 мм.



(1) — планка, прибитая наклонными гвоздями к брусу или стропилу; (2) — планки;
(3) — обшивка, прибитая гвоздями к планке

Рисунок 10.1 — Примеры соединений панелей, не опертых на балку или стропило

10.8.2 Перегородки

(1) Упрощенные способы расчета, приведенные в 9.2.4.2 и 9.2.4.3, предполагают, что интервал, через который расположены крепления по граням панелей, не превышает 150 мм — для гвоздей и 200 мм — для винтов и шурупов. Другие крепления (внутри панели) могут быть устроены через интервал не более 300 мм. Схема расположений креплений показана на рисунке 10.2.



- (1) — максимальное расстояние между креплениями 300 мм для промежуточных гвоздей;
(2) — грань панели; (3) — максимальное расстояние между креплениями 150 мм

Рисунок 10.2 — Крепления панелей

10.9 Специальные правила для ферм на металлических штампованных зубчатых (когтевых) пластинах

10.9.1 Изготовление

Примечание — Требования по изготовлению ферм приведены в EN 14250.

10.9.2 Монтаж

(1) Фермы должны проверяться на прямолинейность и вертикальность до того, как будут окончательно установлены.

(2) При сборке ферм их элементы не должны быть деформированы больше, чем указано в EN 14250. Тем не менее, если элементы ферм были искривлены после изготовления и перед сборкой, в случае, если они могут быть выпрямлены без ущерба для целостности древесины и узлов, конструкция может быть признана удовлетворительной.

(3) Максимальный выгиб a_{bow} в любой собранной ферме должен быть ограничен. Необходимо убедиться, что ферма достаточно закреплена, чтобы не допустить увеличения дуги. Допускаемое значение дуги должно приниматься равным $a_{bow,perm}$.

Примечание — Значения $a_{bow,perm}$ должны быть в промежутке от 10 до 50 мм. Если значение этого параметра должно быть другим для какого-то региона, это значение нужно привести в национальном приложении.

(4) Максимальное отклонение смонтированной фермы от вертикали должно быть ограничено. Допускаемое значение отклонения должно приниматься равным $a_{dev,perm}$.

Примечание — Значения $a_{dev,perm}$ должны быть в промежутке от 10 до 50 мм. Если значение этого параметра должно быть другим для какого-то региона, это значение нужно привести в национальном приложении.

Приложение А
(информационное)

Скалывание с отрывом (выкалывание) в нагельных многостержневых соединениях древесины с металлическими изделиями

(1) В металлодеревянных соединениях, включающих некоторое количество нагелей, нагруженных силой, параллельной волокнам древесины, в зоне у торца деревянного элемента, характеристическая несущая способность части деревянного элемента по периметру зоны крепления, как показано на рисунке А.1 (разрушение из-за разрыва волокон) и на рисунке А.2 (разрушение из-за сдвига волокон), может быть определена как:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k}, \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k}, \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

где $A_{net,t} = L_{net,t} t_1$
(A.2)

$$A_{net,v} = \begin{cases} L_{net,v} t_1 & \text{— режимы разрушения } (c, f, j \diagup l, k, m) \\ \frac{L_{net,v}}{2} (L_{net,t} + 2 t_{ef}) & \text{— все другие режимы разрушения} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

и

$$L_{net,v} = \sum_i l_{v,i}; \quad (\text{A.4})$$

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i}; \quad (\text{A.5})$$

— для тонких стальных пластин (режим разрушения указан в скобках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4 t_1 & (\text{a}) \\ 1,4 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (\text{b}) \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

— для толстых стальных пластин (режим разрушения указан в скобках)

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d}} & (\text{e})(\text{h}) \\ t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] & (\text{d})(\text{g}) \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

где $F_{bs,Rk}$ — характеристическая несущая способность соединения сдвигу;

$A_{net,t}$ — площадь нетто поверхности среза в плоскости, перпендикулярной волокнам;

$A_{net,v}$ — площадь нетто поверхности среза в плоскости, параллельной волокнам;

$L_{net,t}$ — длина нетто поверхности среза в плоскости, перпендикулярной волокнам;

$L_{net,v}$ — полная длина нетто поверхности среза;

$\ell_{v,i}, \ell_{t,i}$ — как указано на рисунке А.1;

t_{ef} — эффективная глубина, зависящая от режима разрушения (см. рисунок 8.3);

t_l — толщина деревянного элемента или глубина забивки нагеля;

$M_{y,Rk}$ — характеристический момент пластической деформации нагеля;

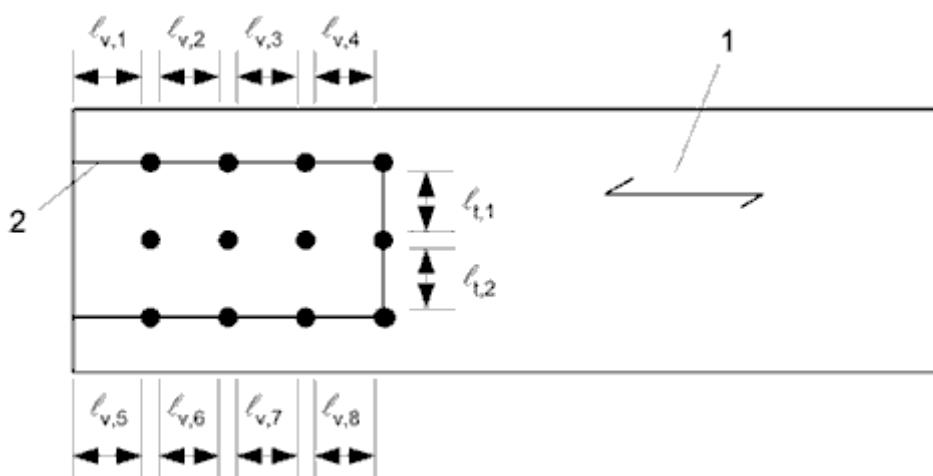
d — диаметр нагеля;

$f_{t,0,k}$ — характеристическое сопротивление растяжению древесины;

$f_{v,k}$ — характеристическое сопротивление сдвигу древесины;

$f_{h,k}$ — характеристическое сопротивление смятию древесины.

Примечание — Виды разрушения, связанные с выражениями (А.3), (А.6) и (А.7), показаны на рисунке 8.3.



1 — направление волокон древесины; 2 — линия разрушения

Рисунок А.1 — Пример разрушения от разрыва волокон

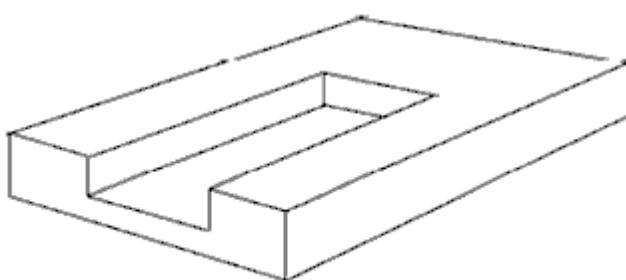


Рисунок А.2 — Пример разрушения от сдвига волокон

Приложение В
(информационное)

Механически соединяемые балки

B.1 Упрощенный расчет

B.1.1 Поперечные сечения

(1) В настоящем приложении рассматриваются поперечные сечения, приведенные на рисунке B.1.

B.1.2 Предпосылки

(1) Способ расчета основывается на теории линейной упругости при наличии следующих допущений:

— балки однопролетные свободно оперты с пролетом $l = l_0$. Для неразрезных балок можно использовать выражение со значением l , равным 0,8 соответствующего пролета ($l = 0,8l_0$), и для консольных балок l принимается равным двойной длине консоли ($l = 2l_0$);

— отдельные части (из дерева или панелей на основе древесины) либо цельные по длине, либо kleеные;

— отдельные части присоединены друг к другу при помощи механических соединительных крепежных деталей с модулем проскальзывания K ;

— расстояние s между крепежными деталями является постоянным или изменяется в зависимости от сдвигающего усилия между s_{\min} и s_{\max} при $s_{\max} \leq 4s_{\min}$;

— нагрузка действует в z -направлении, давая в итоге момент $M = M(x)$, изменяющийся синусоидально или параболически при наличии сдвигающего усилия $V = V(x)$.

B.1.3 Размеры

(1) В месте, где полка балки состоит из двух частей, присоединенных к стенке балки или там, где стенка балки состоит из двух частей (как в коробчатой балке), интервал s_i определяется по сумме крепежных деталей на единицу длины в двух соприкасающихся плоскостях.

B.1.4 Прогибы в результате действия изгибающих моментов

Деформации рассчитываются с применением жесткости при изгибе $(EI)_{ef}$, определяемой в соответствии с B.2.

B.2 Эффективная жесткость при изгибе

(1) Эффективная жесткость при изгибе принимается как:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2), \quad (B.1)$$

где E — среднее значение модуля упругости;

$$A_i = b_i h_i \quad (B.2)$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad (\text{B.3})$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (\text{B.4})$$

$$\gamma_i = \left[1 + \pi^2 E_i A_i s_i / (K_i l^2) \right]^{-1} \quad \text{для } i = 1 \text{ и } i = 3; \quad (\text{B.5})$$

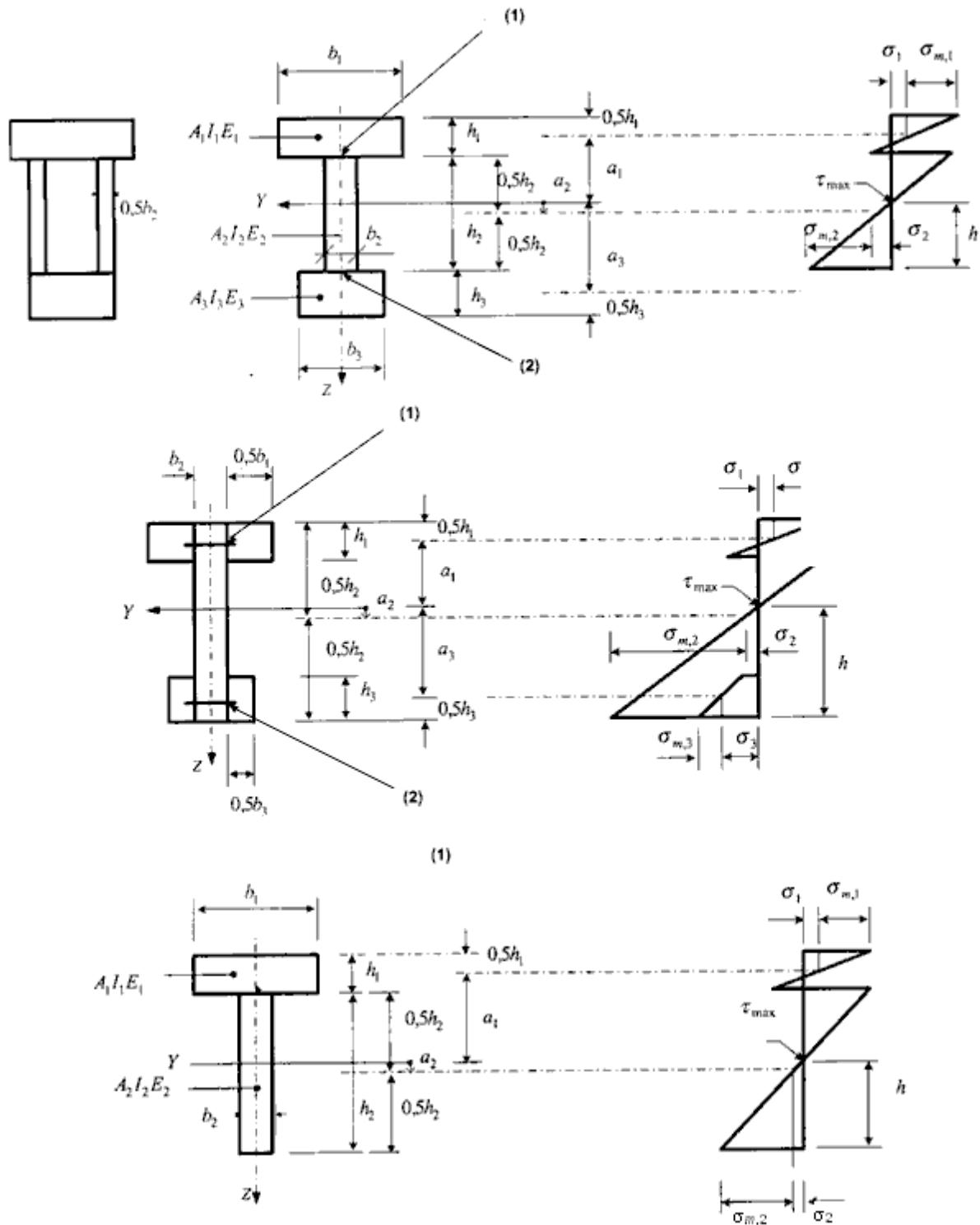
$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}, \quad (\text{B.6})$$

где обозначения принимаются по рисунку В.1;

$K_i = K_{\text{ser},i}$ — для расчета по пригодности к эксплуатации;

$K_i = K_{u,i}$ — для расчета по предельным состояниям.

Для Т-образного сечения $h_3 = 0$.



(1) — интервал s_1 — модуль проскальзывания K_1 — нагрузка F_1 ;
(2) — интервал s_3 — модуль проскальзывания K_3 — нагрузка F_3

Рисунок В.1 — Поперечное сечение (слева) и эпюра напряжения от изгиба (справа). Все величины принимаются положительными, за исключением a_2 , которая принимается положительной в соответствии с рисунком

B.3 Нормальные напряжения

(1) Нормальные напряжения принимаются как:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}}, \quad (B.7)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}}. \quad (B.8)$$

B.4 Максимальные сдвигающие напряжения

(1) Максимальные сдвигающие напряжения действуют в сечениях с нулевыми нормативными напряжениями. Максимальные сдвигающие напряжения в элементе стенки балки (часть 2, рисунок В.1) определяются как:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0,5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} V. \quad (B.9)$$

B.5 Расчет соединения

(1) Нагрузка на соединение определяется как:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V, \quad (B.10)$$

где $i = 1$ и 3 соответственно;

$s_i = s_i(x)$ — шаг крепления, в соответствии с В.1.3(1).

Приложение С
(информационное)

Составные колонны

C.1 Общая часть

C.1.1 Предпосылки

(1) Применяются следующие условия:

- колонны шарнирно закреплены в нижнем сечении и свободно оперты в верхнем;
- ветви колонн не имеют стыков по длине;
- осевая сила F_c действует на геометрический центр тяжести (см. C.2.3).

C.1.2 Несущая способность

(1) Для определения деформации колонн в y -направлении (см. рисунки C.1 и C.3) несущая способность определяется как сумма несущих способностей отдельных элементов.

(2) Для установления деформации колонн в z -направлении (см. рисунки C.1 и C.3) необходимо убедиться, что

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (\text{C.1})$$

где $\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{\text{tot}}},$ (C.2)

A_{tot} — общая площадь поперечного сечения;

k_c — определяется в соответствии с 6.3.2, но с учетом гибкости λ_{ef} , которая определяется в соответствии с C.2 – C.4.

C.2 Механически стыкуемые колонны

C.2.1 Определение гибкости

(1) Гибкость берется как:

$$\lambda_{ef} = l \sqrt{\frac{A_{\text{tot}}}{I_{ef}}}, \quad (\text{C.3})$$

где $I_{ef} = \frac{(EI)_{ef}}{E_{\text{mean}}}$ (C.4)

и $(EI)_{ef}$ определяется в соответствии с приложением B.

C.2.2 Нагрузки на соединения

(1) Нагрузка на соединение определяется в соответствии с приложением B, где

$$V_d = \begin{cases} \frac{F_{c,d}}{120 k_c} & \text{для } \lambda_{ef} < 30; \\ \frac{F_{c,d} \lambda_{ef}}{3600 k_c} & \text{для } 30 \leq \lambda_{ef} < 60; \\ \frac{F_{c,d}}{60 k_c} & \text{для } 60 \leq \lambda_{ef}. \end{cases} \quad (\text{C.5})$$

C.2.3 Колонны, работающие на сжатие с изгибом

(1) В случаях, когда малые изгибающие моменты действуют совместно с осевой нагрузкой, применяется 6.3.2(3).

C.3 Составные колонны с прокладками или с боковыми накладками

C.3.1 Предпосылки

(1) Рассматриваются колонны (см. рисунок С.1), то есть составные колонны с прокладками или косынками. Ветви могут быть соединены гвоздями, либо приклеены или же прикреплены болтами, либо болтовыми соединениями.

(2) Применяются следующие предположения:

- поперечное сечение составлено из двух, трех или четырех идентичных ветвей;
- поперечные сечения являются симметричными в обоих направлениях;
- число незакрепленных шагов решетки как минимум три, то есть ветви как минимум присоединены к концам по третьим точкам;
- свободное расстояние между ветвями a составляет $\leq 3h$ — для колонны с прокладками и не больше $\leq 6h$ — для колонн с боковыми накладками, где h — ширина поперечного сечения ветви;
- узлы, прокладки и накладки запроектированы в соответствии с С.3.3;
- длина прокладки l_2 удовлетворяет условию $l_2/a \geq 1,5$;
- имеется по крайне мере четыре гвоздя или два болтовых соединителя на каждой плоскости сдвига. Для гвоздевых соединений имеется как минимум четыре гвоздя в ряду по каждому концу в продольном направлении колонны;
- размеры накладок удовлетворяют условию $l_2/a \geq 2$;
- колонны находятся под действием сосредоточенных осевых нагрузок.

(2) Для колонн с двумя ветвями A_{tot} и I_{tot} расчет производится как:

(3)

$$A_{\text{tot}} = 2A, \quad (\text{C.6})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b[(2h+a)^3 - a^3]}{12}. \quad (\text{C.7})$$

(4)

Д

ля колонн с тремя ветвями A_{tot} и I_{tot} расчет производится как:

(5)

$$A_{\text{tot}} = 3A \quad (\text{C.8})$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{b[(3h+2a)^3 - (h+2a)^3 + h^3]}{12}. \quad (\text{C.9})$$

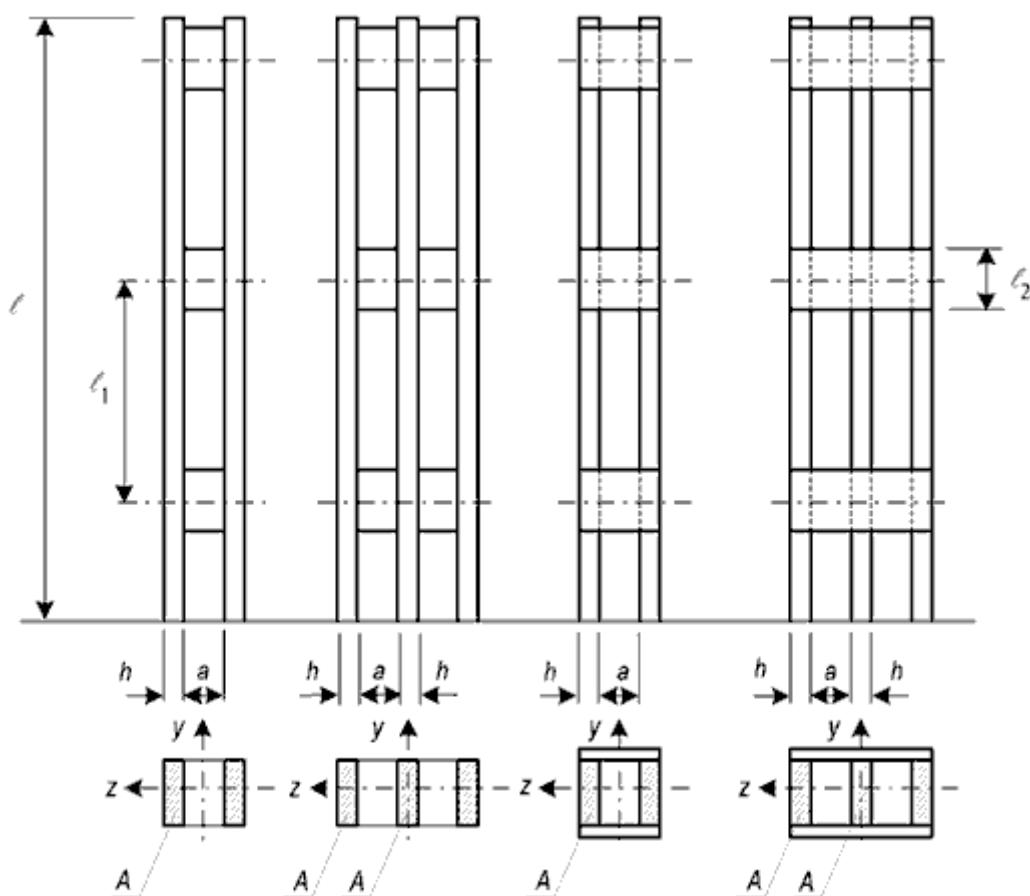


Рисунок С.1 — Пространственные колонны

C.3.2 Осевая несущая способность

(1) Для прогиба колонны в y -направлении (см. рисунок С.1) несущая способность определяется как сумма несущих способностей отдельных элементов.

(2) Для прогиба колонны в z -направлении по С.1.2 применяется вместе с

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + \eta \frac{n}{2} \lambda_1^2}, \quad (C.10)$$

где λ — гибкость колонн сплошного сечения с той же длиной, той же площадью (A_{tot}) и тем же моментом инерции (I_{tot}), то есть

$$\lambda = l \sqrt{A_{tot}/I_{tot}}; \quad (C.11)$$

λ_1 — гибкость ветвей, в формуле (C.10) должна быть ≥ 30 :

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{l_1}{h}, \quad (C.12)$$

n — количество ветвей;

η — коэффициент, приведенный в таблице С.1.

Таблица С.1 — Коеффициент η

	Прокладки			Накладки	
	на kleю	на гвоздях	на болтах ^{a)}	на kleю	на гвоздях
Постоянное/длительное нагружение	1	4	3,5	3	6
Среднее/кратковременное нагружение	1	3	2,5	2	4,5

^{a)} При наличии соединителей.

C.3.3 Нагрузка на фиксаторы, накладки типа косынок или прокладки

(1) Нагрузка на крепежные детали и накладки или прокладки приведена на рисунке С.2 при V_d в соответствии с С.2.2.

(2) Сдвигающие усилия на накладки или прокладки (см. рисунок С.2) рассчитываются как:

$$T_d = \frac{V_d l_1}{a_1} \quad (\text{C.13})$$

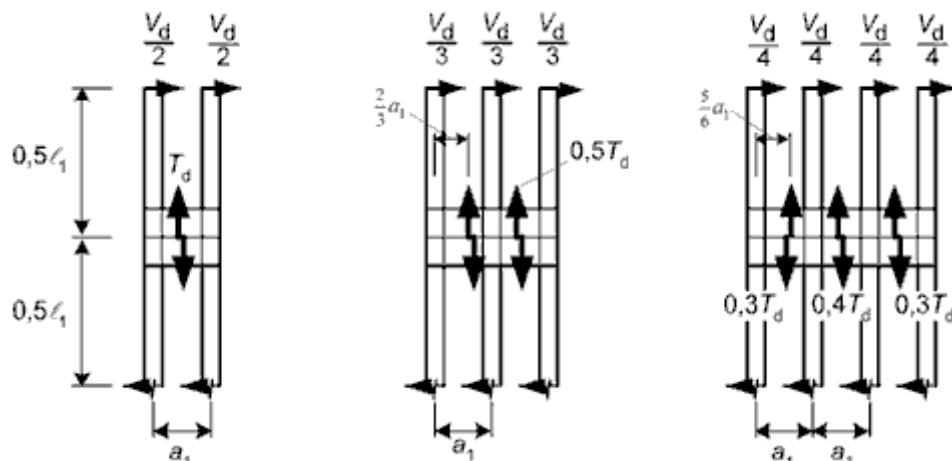


Рисунок С.2 — Распределение сдвигающих усилий и нагрузки на накладки или прокладки

C.4 Решетчатые колонны с соединениями на kleю или на гвоздях

C.4.1 Предпосылки

(1) В этом разделе рассматриваются решетчатые колонны с раскосной или треугольной конфигурацией решетки или с узловыми соединениями на kleю или гвоздях (см. рисунок С.3).

(2) Применяются следующие допущения:

- поперечное сечение симметрично относительно осей y и z . Решетка может быть треугольной, расположена в шахматном порядке по длине $l_1/2$, где l_1 — расстояние между узловыми точками;

- имеется три шага решетки;

- в конструкциях на гвоздях имеется по крайней мере четыре гвоздя по плоскости сдвига по каждой диагонали в каждой узловой точке, при этом концы закреплены при помощи связей;
- каждый конец закреплен;
- гибкость отдельного элемента решетки $l_1 \leq 60$;
- местной потери устойчивости не происходит в полках балки при соответствующей длине колонны l_1 ;
- количество гвоздей в стойках (раскосной фермы) больше, чем $n \cdot \sin\theta$, где n — количество гвоздей в раскосах, θ — угол наклона раскосов.

C.4.2 Несущая способность

- (1) Для прогиба колонн из плоскости фермы (см. рисунок С.2) несущая способность принимается как сумма несущих способностей отдельных ветвей.
- (2) Для прогиба колонн в плоскости фермы С.1.2 применяется наряду с

$$\lambda_{ef} = \max \begin{cases} \lambda_{tot} \sqrt{1+\mu}, \\ 1,05 \lambda_{tot} \end{cases}, \quad (C.14)$$

где λ_{tot} — гибкость сплошной колонны с той же самой длиной, той же площадью и тем же моментом инерции, то есть

$$\lambda_{tot} \approx \frac{2l}{h}; \quad (C.15)$$

μ — принимает значение, данное в (3) и (6).

- (3) Для клееной фермы с треугольной решеткой

$$\mu = 4 \cdot \frac{e^2 A_f}{I_f} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2, \quad (C.16)$$

где (см. рисунок С.3)

e — эксцентриситет узлов;

A_f — площадь ветви;

I_f — момент инерции поперечного сечения ветви;

l — длина колонны;

h — ширина колонны в осях.

- (4) Для клееной раскосной фермы

$$\mu = \frac{e^2 A_f}{I_f} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2. \quad (C.17)$$

- (5) Для фермы с треугольной решеткой на гвоздях

$$\mu = 25 \cdot \frac{h E_{mean} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta}, \quad (C.18)$$

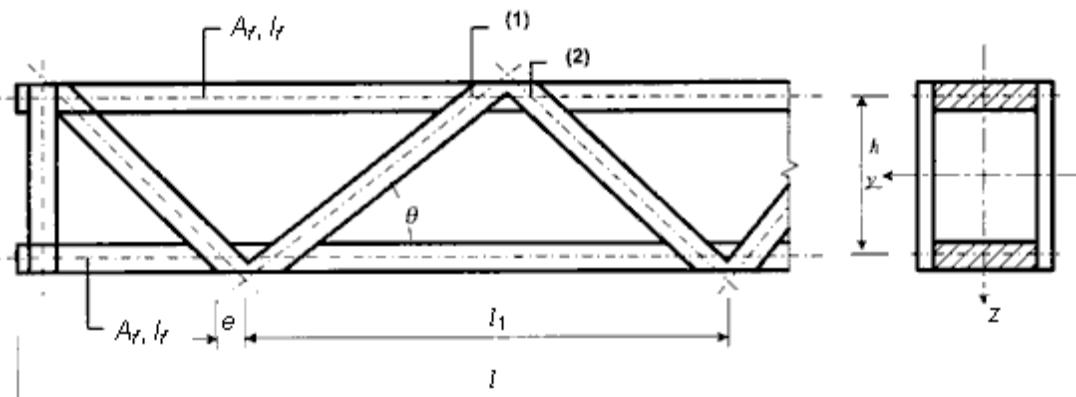
где n — количество гвоздей в раскосе. Если раскос состоит из двух или более элементов, n является суммой гвоздей (не количество гвоздей на плоскости

сдвига);

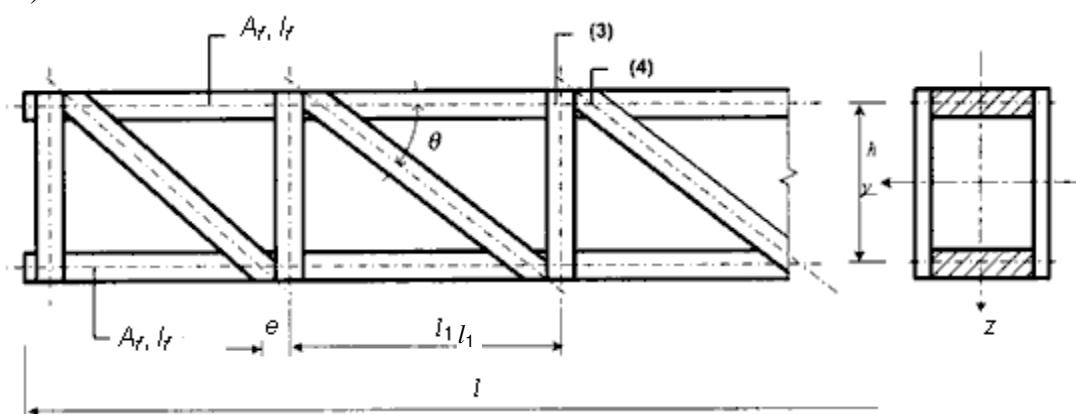
E_{mean} — средняя величина модуля эластичности;

K_u — модуль скольжения гвоздя в предельном состоянии.

a)



b)



(1) — число гвоздей n ; (2) — число гвоздей n ; (3) — число гвоздей $n \geq \sin \theta$; (4) — число гвоздей n

Рисунок С.3 — Решетчатые колонны: а — ферма с треугольной решеткой; б — ферма раскосная

(6) Для раскосной фермы на гвоздях

$$\mu = 50 \cdot \frac{h E_{\text{mean}} A_f}{l^2 n K_u \sin 2\theta}, \quad (\text{C.19})$$

где n — количество гвоздей в раскосе. Если раскос состоит из двух или более элементов, n является суммой гвоздей (не количество гвоздей на плоскости сдвига);

E_{mean} — средняя величина модуля упругости;

K_u — модуль скольжения гвоздя в предельном состоянии.

C.4.3 Сдвигающие усилия

(1) Для расчета следует применять С.2.2.

Библиография

- [1] EN 338 Structural timber — Strength classes
(Конструкционная древесина. Классы прочности)
- [2] EN 1194 Timber structures — Glued laminated timber — Strength classes and determination of characteristic values
(Древесина kleеная. Классификация прочности и определение характерных значений)